

Niedersächsisches Ministerialblatt

62. (67.) Jahrgang

Hannover, den 30. 10. 2012

Nummer 37 d

4. ANLAGENBAND

zur

**Liste der Technischen Baubestimmungen
— Fassung September 2012 —**

DIN 1054

DIN EN 1536

DIN EN 1997-1

DIN EN 1997-1/NA

DIN SPEC 18140

Die hier abgedruckten Technischen Baubestimmungen sind nur in Verbindung mit dem RdErl. des MS vom 28. 9. 2012 (Nds. MBl. Nr. 37) zu verwenden.

Inhalt:

— DIN 1054: Baugrund — Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau — Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1	1
— DIN EN 1536: Ausführungen von Arbeiten im Spezialtiefbau — Bohrpfähle	107
— DIN EN 1997-1: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 1: Allgemeine Regeln	195
— DIN EN 1997-1/NA: Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 1: Allgemeine Regeln.	371
— DIN SPEC 18140: Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 1536:2010-12, Ausführungen von Arbeiten im Spezialtiefbau — Bohrpfähle.	381

DIN 1054

ICS 93.020

Ersatzvermerk
siehe unten**Baugrund –
Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau –
Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1**

Subsoil –

Verification of the safety of earthworks and foundations –
Supplementary rules to DIN EN 1997-1

Sol –

Vérification de la sécurité des travaux de terrassement et des fondations –
Règles supplémentaires à DIN EN 1997-1**Ersatzvermerk**

Mit DIN EN 1997-1:2009-09 und DIN EN 1997-1/NA:2010-12 Ersatz für DIN 1054:2005-01,
DIN 1054 Berichtigung 1:2005-04, DIN 1054 Berichtigung 2:2007-04, DIN 1054 Berichtigung 3:2008-01,
DIN 1054 Berichtigung 4:2008-10 und DIN 1054/A1:2009-07

Gesamtumfang 105 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN 1054:2010-12**Inhalt**

Seite

Vorwort	6
1 Anwendungsbereich	8
A 1.1.4 Anwendungsbereich DIN 1054	8
2 Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1:2009-09	8
Zu „1.2 Normative Verweisungen“	8
Zu „1.3 Voraussetzungen“	10
Zu „1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln“	11
Zu „1.5 Begriffe“	11
A 1.5.3 Weitere Begriffe	11
Zu „1.6 Symbole“	11
A 1.6 Ergänzende Symbole	11
Zu „2 Grundlagen der geotechnischen Bemessung“	16
Zu „2.1 Anforderungen an Entwurf, Berechnung und Bemessung“	16
A 2.1.1 Vorgaben zu Bemessungssituationen und Grenzzuständen	16
A 2.1.2 Geotechnische Kategorien	16
Zu „2.2 Bemessungssituationen“	19
Zu „2.4 Geotechnische Bemessung auf Grund von Berechnungen“	20
Zu „2.4.1 Allgemeines“	20
Zu „2.4.2 Einwirkungen“	20
Zu „2.4.5 Charakteristische Werte“	23
Zu „2.4.6 Bemessungswerte“	23
Zu „2.4.7 Grenzzustände der Tragfähigkeit“	24
Zu „2.4.8 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit“	33
Zu „2.4.9 Grenzwerte für Fundamentbewegungen“	34
Zu „2.5 Entwurf und Bemessung aufgrund von anerkannten Tabellenwerten“	34
Zu „2.7 Beobachtungsmethode“	34
Zu „2.8 Geotechnischer Entwurfsbericht“	35
Zu „3 Geotechnische Unterlagen“	36
Zu „3.1 Allgemeines“	36
A 3.1.2 Nichtbindige Böden	36
A 3.1.3 Bindige Böden	36
A 3.1.4 Organische und organogene Böden	36
Zu „3.2 Geotechnische Untersuchungen“	36
Zu „3.2.1 Allgemeines“	36
Zu „3.3 Ableitung geotechnischer Kenngrößen“	37
Zu „3.3.1 Allgemeines“	37
Zu „3.3.2 Ansprache der Boden- und Felsart“	37
Zu „3.3.3 Wichte“	37
Zu „3.3.6 Scherfestigkeit“	37
Zu „3.3.7 Boden-Steifigkeit“	38
Zu „3.3.9 Kenngrößen für die Durchlässigkeit und Konsolidation von Boden und Fels“	38
Zu „3.4 Geotechnischer Untersuchungsbericht“	38
Zu „3.4.1 Anforderungen“	38
Zu „3.4.2 Darstellung der geotechnischen Befunde“	39
Zu „3.4.3 Bewertung der geotechnischen Befunde“	39
Zu „4 Bauüberwachung, Kontrollmessungen und Instandhaltung“	39
Zu „4.1 Allgemeines“	39
Zu „4.2 Bauüberwachung“	39
Zu „4.5 Kontrollmessungen“	39
Zu „6 Flächengründungen“	39
Zu „6.1 Allgemeines“	39

A 6.1.1	Anwendungsbereich und allgemeine Anforderungen	39
A 6.1.2	Einstufung in die Geotechnischen Kategorien	39
Zu „6.4	Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung“	40
Zu „6.5	Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit“	40
Zu „6.5.1	Gesamtstandsicherheit“	40
Zu „6.5.3	Gleitwiderstand“	42
Zu „6.5.4	Stark exzentrische Belastung“	42
Zu „6.6	Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“	44
Zu „6.6.1	Allgemeines“	44
Zu „6.6.2	Setzung“	44
A 6.6.5	Fundamentverdrehung und Begrenzung einer klaffenden Fuge	44
A 6.6.6	Verschiebungen in der Sohlfläche	46
Zu „6.7	Gründungen auf Fels; ergänzende Gesichtspunkte bei Entwurf und Bemessung“	46
Zu „6.8	Bemessung der Bauteile von Flächengründungen“	46
A 6.10	Vereinfachter Nachweis in Regelfällen	47
A 6.10.1	Allgemeines	47
A 6.10.2	Nichtbindiger Boden	48
A 6.10.3	Bindiger Boden	52
A 6.10.5	Künstlich hergestellter Baugrund	56
Zu „7	Pfahlgründungen“	56
Zu „7.1	Allgemeines“	56
A 7.1.1	Anwendungsbereich und allgemeine Anforderungen	56
A 7.1.2	Einstufung in die geotechnischen Kategorien	56
Zu „7.2	Grenzzustände“	57
Zu „7.3	Einwirkungen und Bemessungssituationen“	57
Zu „7.3.1	Allgemeines“	57
Zu „7.4	Verfahren und Gesichtspunkte bei Entwurf und Bemessung“	58
Zu „7.4.1	Entwurfs- und Bemessungsverfahren“	58
Zu „7.4.2	Gesichtspunkte bei der Bemessung“	58
Zu „7.5	Pfahlprobelastungen“	58
Zu „7.5.1	Allgemeines“	58
Zu „7.5.3	Dynamische Pfahlprobelastungen“	59
Zu „7.6	Axial beanspruchte Pfähle“	59
Zu „7.6.3	Widerstand bei Zug“	65
Zu „7.6.4	Vertikalverschiebungen von Pfahlgründungen (Gebrauchstauglichkeit des gestützten Bauwerks)“	69
Zu „7.7	Quer beanspruchte Pfähle“	69
Zu „7.7.1	Allgemeines“	69
Zu „7.7.2	Widerstand gegen Querbeanspruchung aufgrund von Pfahlprobelastungen“	71
Zu „7.7.3	Widerstand gegen Querbeanspruchung aufgrund von Baugrunduntersuchungen und Kenngrößen der Pfahlfestigkeit“	71
Zu „7.8	Innere Bemessung des Pfahls“	71
Zu „7.9	Bauüberwachung“	71
Zu „8	Verankerungen“	72
Zu „8.1	Allgemeines“	72
Zu „8.1.1	Anwendungsbereich“	72
Zu „8.1.2	Definitionen“	72
A 8.1.3	Allgemeine Anforderungen	72
A 8.1.4	Einstufung in die Geotechnischen Kategorien	73
Zu „8.2	Grenzzustände“	73
Zu „8.4	Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung“	73
Zu „8.5	Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit“	74
Zu „8.5.1	Bemessung der Anker“	74
Zu „8.5.3	Bemessungswerte des Herauszieh-Widerstands auf Grund von Berechnungen“	75
Zu „8.5.4	Bemessungswert des Materialwiderstands der Anker“	75
Zu „8.5.5	Bemessungswert der Ankerbeanspruchung“	76

DIN 1054:2010-12

Seite

A 8.5.6	Nachweise bei Ankergruppen	76
Zu „8.6	Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“	76
Zu „8.7	Eignungsprüfungen“	76
Zu „8.8	Abnahmeprüfungen“	77
Zu „9	Stützbauwerke“	78
Zu „9.1	Allgemeines“	78
Zu „9.1.1	Geltungsbereich“	78
A 9.1.3	Einstufung in die Geotechnischen Kategorien	78
A 9.1.4	Allgemeine Anforderungen	78
Zu „9.2	Grenzzustände“	79
Zu „9.3	Einwirkungen, geometrische Angaben und Bemessungssituationen“	79
Zu „9.4	Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung“	80
Zu „9.4.1	Allgemeines“	80
Zu „9.4.2	Dränsysteme“	80
Zu „9.5	Erddruckermittlung“	80
Zu „9.5.1	Allgemeines“	80
Zu „9.5.5	Verdichtungswirkung“	81
A 9.5.6	Erdwiderstand (passiver Erddruck)	81
Zu „9.6	Wasserdrücke“	82
Zu „9.7	Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit“	82
Zu „9.7.1	Allgemeines“	82
Zu „9.7.2	Gesamtstandsicherheit“	85
Zu „9.7.3	Fundamentversagen bei Gewichtsstützwänden“	85
Zu „9.7.4	Versagen bodengestützter Wände durch Drehung“	85
Zu „9.7.5	Versagen bodengestützter Wände durch Vertikalbewegung“	86
Zu „9.7.6	Innere Bemessung von Stützbauwerken“	87
Zu „9.7.7	Versagen von Verankerungen“	87
A 9.7.8	Nachweis der Vertikalkomponente des mobilisierten Erdwiderstands	88
A 9.7.9	Versagen in der tiefen Gleitfuge	88
A 9.7.10	Versagen von flüssigkeitsgestützten Schlitten	88
Zu „9.8	Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“	88
Zu „9.8.1	Allgemeines“	88
Zu „9.8.2	Verschiebungen“	89
Zu „10	Hydraulisch verursachtes Versagen“	90
Zu „10.1	Allgemeines“	90
A 10.1.1	Geltungsbereich und allgemeine Anforderungen	90
A 10.1.2	Einstufung in die Geotechnischen Kategorien	90
Zu „10.2	Versagen durch Aufschwimmen“	91
A 10.2.1	Allgemeines	91
A 10.2.2	Nachweis bei Mitwirkung von Scherkräften	91
A 10.2.3	Nachweis von verankerten Konstruktionen	92
A 10.2.4	Bemessung der Sohle	92
Zu „10.3	Hydraulischer Grundbruch“	92
Zu „10.4	Innere Erosion“	92
Zu „10.5	Versagen durch Piping“	92
Zu „11	Gesamtstandsicherheit“	93
Zu „11.1	Allgemeines“	93
A 11.1.1	Anwendungsbereich und allgemeine Anforderungen	93
A 11.1.2	Einstufung in die Geotechnischen Kategorien	93
Zu „11.3	Einwirkungen und Bemessungssituationen“	94
Zu „11.4	Gesichtspunkte bei Berechnung und Ausführung“	94
Zu „11.5	Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit“	94
Zu „11.5.1	Nachweis der Gesamtstandsicherheit“	94
Zu „11.5.2	Felsböschungen und Einschnitte“	94
Zu „11.5.3	Standicherheit von Baugruben“	94

	Seite
A 11.5.4 Konstruktive Böschungssicherungen	95
Zu „11.6 Berechnung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“	96
Zu „12 Erddämme“	97
Zu „12.1 Allgemeines“	97
A 12.1.1 Geltungsbereich und allgemeine Anforderungen.....	97
A 12.1.2 Einstufung in die Geotechnischen Kategorien	97
Zu „12.2 Grenzzustände“	98
Zu „12.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen“	98
A Anhang AA (informativ) Merkmale und Beispiele zur Einstufung in die Geotechnischen Kategorien	99

DIN 1054:2010-12**Vorwort**

Dieses Dokument wurde im Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V. vom Arbeitsausschuss NA 005-05-01 AA „Sicherheit im Erd- und Grundbau“ als Ergänzung zu DIN EN 1997-1:2009-09, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 1: Allgemeine Regeln* erstellt. Die europäischen Normungsinstitute haben vereinbart, dass nationale Normen zurückzuziehen sind, deren normative Inhalte in den Eurocodes enthalten sind. Um Doppelregelungen in DIN EN 1997-1 und DIN 1054 zu vermeiden, wurde daher eine Überarbeitung der DIN 1054:2005-01, *Baugrund — Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau* erforderlich. Dieses Dokument enthält die Festlegungen, die zusätzlich zu DIN EN 1997-1:2009-09 und DIN EN 1997-1/NA:2010-12 gelten.

Diesem Dokument wurde die Gliederung der DIN EN 1997-1:2009-09 zugrunde gelegt und ergänzende Überschriften und ergänzende Regelungen der DIN 1054 zu DIN EN 1997-1:2009-09 durch ein vorgesetztes „A“ gekennzeichnet. Bei mehr als einer ergänzenden Regelung zu einem Absatz werden nach der Nummer des Absatzes noch Buchstaben (fortlaufend) hinzugefügt, z. B. A (2b).

Dieses Dokument enthält nur ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1:2009-09 und ist daher nur in Verbindung mit DIN EN 1997-1 und DIN EN 1997-1/NA anwendbar.

DIN EN 1997-1:2009-09, DIN EN 1997-1/NA sowie die vorliegende Norm ersetzen die bisherige DIN 1054:2005-01 einschließlich der zugehörigen Änderung und der Berichtigungen.

Es ist vorgesehen, in einem Normenhandbuch die Normen DIN EN 1997-1, DIN EN 1997-1/NA:2010-12 und DIN 1054 für den Nutzer in einer anwenderfreundlichen Form zusammenzuführen.

Soweit in dieser Norm die Europäische Norm DIN EN 1990 zitiert wird, ist DIN EN 1990 in Verbindung mit DIN EN 1990/NA 1 gemeint.

Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Texte dieses Dokuments Patentrechte berühren können, ohne dass diese vorstehend identifiziert wurden. Das DIN ist nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

Änderungen

Gegenüber DIN 1054:2005-01, DIN 1054 Berichtigung 1:2005-04, DIN 1054 Berichtigung 2:2007-04, DIN 1054 Berichtigung 3:2008-01, DIN 1054 Berichtigung 4:2008-10 und DIN 1054/A1:2009-07 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Übernahme der Gliederung der DIN EN 1997-1;
- b) Abstimmung der Geotechnischen Kategorien mit DIN 4020;
- c) Ersatz der Lastfälle durch Bemessungssituationen in Anpassung an DIN EN 1990;
- d) überarbeitete Angaben zu den Gründungslasten bei Bauwerken mit nichtlinearem Tragverhalten;
- e) Einführung von Kombinationsbeiwerten für geotechnische Nachweise;
- f) Einführung neuer Definitionen der Grenzzustände der Tragfähigkeit;
- g) Ergänzung der Teilsicherheitsbeiwerte;
- h) Ersatz der zulässigen Bodenpressungen durch Bemessungswerte des Sohlwiderstandes;
- i) Streichung der Anhänge B bis D zur Bemessung von Pfählen, die in die EA-Pfähle aufgenommen wurden;
- j) redaktionelle Überarbeitung.

Frühere Ausgaben

DIN 1054: 1934, 1940-08, 1953x-10, 1969-11, 2003-01, 2005-01
DIN 1054 Berichtigung 1: 2003-10, 2005-04
DIN 1054 Berichtigung 2: 2007-04
DIN 1054 Berichtigung 3: 2008-01
DIN 1054 Berichtigung 4: 2008-10
DIN 1054 Beiblatt: 1976-11
DIN 1054/A1: 2009-07
DIN V 1054-100: 1996-04
DIN 4014: 1960, 1969-11
DIN 4014-1: 1975-08
DIN 4014-2: 1977-09
DIN 4026: 1968-07, 1975-08
DIN 4125: 1990-11
DIN 4125-1: 1972-06, 1988-03
DIN 4125-2: 1976-02
DIN 4128: 1983-04

DIN 1054:2010-12

1 Anwendungsbereich

A 1.1.4 Anwendungsbereich DIN 1054

Diese Norm hat den gleichen Anwendungsbereich wie in DIN EN 1997-1 angegeben.

Diese Norm gilt nur in Verbindung mit DIN EN 1997-1 und DIN EN 1997-1/NA.

Die Einhaltung der Gebrauchstauglichkeit durch Qualitätssicherung, z. B. der Nachweis der Einhaltung ausreichender Dichtigkeit von Trogbauwerken, Verbaukonstruktionen oder Baugrubensohlen, ist nicht Gegenstand dieser Norm.

Braunkohlentagebaue gehören nicht zum Anwendungsbereich dieser Norm, da hier durch andere geologische und geotechnische Erkundungen, Voruntersuchungen und Überwachungen andere Sicherheitsbedingungen vorliegen.

2 Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1:2009-09

Zu „1.2 Normative Verweisungen“

A (2) Als Ergänzung zu den Europäischen Normen wird auf die nachstehenden deutschen normativen Regelungen verwiesen. Bei datierten Verweisungen gilt nur die in Bezug genommene Ausgabe. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe des in Bezug genommenen Dokuments (einschließlich aller Änderungen).

DIN 1055-2, *Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 2: Bodenkenngößen*

DIN 4017:2006-03, *Baugrund — Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen*

DIN 4019 (alle Teile), *Baugrund — Setzungsberechnungen*

DIN 4020, *Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke — Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2*

DIN 4023, *Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse von Bohrungen und sonstigen Aufschlüssen*

DIN 4084, *Baugrund — Geländebruchberechnungen*

DIN 4085, *Baugrund — Berechnung des Erddrucks*

DIN 4123:2000-09, *Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen im Bereich bestehender Gebäude*

DIN 4124:2002-10, *Baugruben und Gräben, Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten*

DIN 4126, *Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden*

DIN 4150-1, *Erschütterungen im Bauwesen — Vorermittlung von Schwingungsgrößen*

DIN 4150-2, *Erschütterungen im Bauwesen — Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden*

DIN 4150-3, *Erschütterungen im Bauwesen — Einwirkungen auf bauliche Anlagen*

DIN 18126, *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben — Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung*

DIN 18127, *Baugrund — Untersuchung von Bodenproben — Proctorversuch*

DIN 18196:2006-06, *Erd- und Grundbau — Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke*

E DIN 18537, *Anwendungsdokument zu DIN EN 1537:2001-01, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Verpressanker*

E DIN 18538:2010-09, *Anwendungsdokument zu DIN EN 12699:2001-05, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Verdrängungspfähle*

E DIN 18539^{*)}, *Anwendungsdokument zu DIN EN 14199:2005-05, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle)*

DIN 21521-2, *Gebirgsanker für den Bergbau und den Tunnelbau; Allgemeine Anforderungen für Gebirgsanker aus Stahl; Prüfungen, Prüfverfahren*

DIN Fachbericht 129, *Anwendungsdokument zu DIN EN 1536:1999-06, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Bohrpfähle*

DIN EN 1536, *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Bohrpfähle*

DIN EN 1537:2001-01, *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Verpreßanker; Deutsche Fassung EN 1537:1999 + AC:2000*

DIN EN 1990-1:2010-12, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002, Berichtigung zu DIN EN 1990:2002*

DIN EN 1990/NA, *Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*

DIN EN 1991-1-1, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke; Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*

DIN EN 1991-1-7, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen — Außergewöhnliche Einwirkungen*

DIN EN 1993-5, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 5: Pfähle und Spundwände*

DIN EN 1997-1:2009-09, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009*

DIN EN 1997-1/NA:2010-12, *Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 1: Allgemeine Regeln*

DIN EN 1997-2:2010-10, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; Deutsche Fassung EN 1997-2:2007 + AC:2010*

DIN EN 1998-5/NA, *Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte*

DIN EN 12699, *Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau) — Verdrängungspfähle*

DIN EN 12794, *Betonfertigteile — Gründungspfähle*

^{*)} Wird veröffentlicht.

DIN 1054:2010-12

DIN EN 14199, *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle)*

DIN EN ISO 14688-1:2003-01, *Geotechnische Erkundung und Untersuchung — Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden — Teil 1: Benennung und Beschreibung (ISO 14688-1:2002); Deutsche Fassung EN ISO 14688-1:2002*

DIN EN ISO 14688-2:2004-11, *Geotechnische Erkundung und Untersuchung — Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden — Teil 2: Grundlagen für Bodenklassifizierungen (ISO 14688-2:2004); Deutsche Fassung EN ISO 14688-2:2004*

DIN EN ISO 14689-1:2004-04, *Geotechnische Erkundung und Untersuchung — Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels — Teil 1: Benennung und Beschreibung (ISO 14689-1:2003); Deutsche Fassung EN ISO 14689-1:2003*

DIN EN ISO 22477-1, *Geotechnische Erkundung und Untersuchung — Prüfung von geotechnischen Bauwerken und Bauwerksteilen — Teil 1: Pfahlprobebelastungen durch statische axiale Belastungen*

A (3) Auf folgende weitere Regelwerke wird hingewiesen:

- [1] EAB *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“*, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), 4.Auflage, Verlag Ernst & Sohn (2006), Nachdruck 2007.
- [2] EAU 2004 *Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen, Häfen und Wasserstraßen“*, herausgegeben von der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. (HTG) und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), 10.Auflage, Verlag Ernst & Sohn (2005)
- [3] EBGeo *Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen*, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), Verlag Ernst & Sohn (2010)
- [4] EVB *Empfehlungen „Verformungen des Baugrundes bei baulichen Anlagen“*, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), Ernst & Sohn (1993)
- [5] ZTV-ING Teil 5-2: *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten — Teil 5 „Tunnelbau“ — Abschnitt 2 „Offene Bauweise“*, Bundesanstalt für Straßenwesen, Verkehrsblatt-Sammlung Nr. S 1056, Stand: 12/07, Verkehrsblatt-Verlag Borgmann
- [6] EA-Pfähle *Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“*, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), Verlag Ernst & Sohn (2007)
- [7] KPP *Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen*, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), enthalten in *Kombinierte Pfahl- Plattengründungen*, herausgegeben von J. Hanisch, R. Katzenbach, G. König, Ernst & Sohn (2002)
- [8] *Bedingungen für die Anwendung des Bauverfahrens „Bewehrte Erde“*, Bundesministerium für Verkehr (BMV ARS 4/85), Abteilung Straßenbau
- [9] Merkblatt *Standssicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD)*, (2005)
- [10] DIN-Fachbericht 130, *Wechselwirkung Baugrund/Bauwerk bei Flachgründungen* (2003)

Zu „1.3 Voraussetzungen“

A ANMERKUNG zu (3) Wenn der Planverfasser auf einzelnen Fachgebieten nicht die erforderliche Sachkunde und Erfahrung hat, sind geeignete Fachplaner heranzuziehen. Diese sind für die von ihnen gefertigten Unterlagen, die sie zu unterzeichnen haben, verantwortlich. Für das ordnungsgemäße Ineinandergreifen aller Fachplanungen bleibt der Planverfasser verantwortlich. Dem Fachplaner der Geotechnik entspricht der Sachverständige für Geotechnik nach DIN 4020.

Zu „1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln“

A (5) Die ergänzenden Regelungen dieser Norm sind Anwendungsregeln, die den Anforderungen von 1.4 (5) entsprechen. Hierzu gehört beispielsweise die Einteilung der Bemessungssituationen.

Zu „1.5 Begriffe“**A 1.5.3 Weitere Begriffe****A 1.5.3.1 Geotechnische Kategorie (GK)**

Gruppe, in die bautechnische Maßnahmen und Verfahren nach dem Schwierigkeitsgrad des Bauwerks, der Baugrundverhältnisse sowie der zwischen ihnen und der Umgebung bestehenden Wechselwirkungen eingestuft werden.

A 1.5.3.2 Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP)

geotechnische Verbundkonstruktion mit gemeinsamer Tragwirkung von Fundamentplatten und Pfählen bei der Übertragung von Bauwerkslasten in den Baugrund

Zu „1.6 Symbole“

A ANMERKUNG zu (1) γ_M gilt auch allgemein für Materialeigenschaften.

A ANMERKUNG zu (2) In nationalen Normen werden für Spannungen, Druck, Festigkeit und Steifigkeit die Einheiten kN/m² und MN/m² benutzt.

A 1.6 Ergänzende Symbole

A ANMERKUNG zu A 1.6 Weitere Formelzeichen sind in 2.4.7.3.2 und 2.4.7.3.4.3 erklärt.

Lateinische Buchstaben

A_d	Bemessungswert einer außerordentlichen Einwirkung
A_{Ed}	Bemessungswert einer Einwirkung infolge von Erdbeben nach DIN EN 1990:2010-12, Tabelle A 1.3
A_t	Querschnittsfläche eines Ankerzuggliedes (siehe DIN EN 1537)
a_s	Seitenlänge eines quadratischen Pfahles
$B_{h,d}$	Bemessungswert der Horizontalkomponente der resultierenden Auflagerkraft einer Stützwand im Boden
$B_{h,k}$	Horizontalkomponente der resultierenden charakteristischen Auflagerkraft einer Stützwand im Boden
B_k	charakteristischer Wert der seitlichen Bodenreaktion an einem Fundament
$B_{v,k}$	Vertikalkomponente von B_k
b_B	kürzere Fundamentbreite
b_L	längere Fundamentbreite
b_B'	reduzierte Fundamentbreite b_B

DIN 1054:2010-12

b_L'	reduzierte Fundamentbreite b_L
D	Lagerungsdichte
D_s	Pfahlschaftdurchmesser
D_b	Pfahlfußdurchmesser
D_{Pr}	Verdichtungsgrad
$E_{G,k}$	charakteristischer Wert der Beanspruchung aus ständigen Einwirkungen
$E_{Q,k}$	charakteristischer Wert der Beanspruchung aus veränderlichen Einwirkungen
$E_{Q,rep}$	repräsentativer Wert der Beanspruchung aus veränderlichen Einwirkungen
$E_{G,d}$	Bemessungswert der Beanspruchung aus ständigen Einwirkungen
$E_{Q,d}$	Bemessungswert der Beanspruchung aus veränderlichen Einwirkungen
$E_{ah,k}$	Horizontalkomponente der charakteristischen aktiven Erddruckkraft $E_{a,k}$
$E_{av,k}$	Vertikalkomponente der charakteristischen aktiven Erddruckkraft $E_{a,k}$
E_k	charakteristischer Wert einer Beanspruchung
$E_{p,d}$	Bemessungswert des Erdwiderstands
$E_{ph,d}$	Horizontalkomponente von $E_{p,d}$
E_{rep}	repräsentative Beanspruchung
$E_{s,k}$	charakteristischer Wert des Steifemoduls
$e_{p,k}$	charakteristischer Wert des passiven Erddrucks bzw. der Erdwiderstandsspannung
$e_{ph,k}$	Horizontalkomponente von $e_{p,k}$
$e_{p,mob,k}$	Mobilisierter Anteil von $e_{p,k}$
e_L, e_B	Ausmittigkeiten von resultierenden bzw. repräsentativen Beanspruchungen in der Fundamentsohle
e_r	zulässige Ausmittigkeit der charakteristischen Sohldruckresultierenden eines runden Fundamentes
$f_{t,k}$	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Stahlzuggliedes
$f_{t,0,1,k}$	charakteristischer Wert der Spannung bei 0,1 % bleibender Dehnung bei Spannstahl
$f_{t,0,2,k}$	Streckgrenze bzw. charakteristischer Wert der Spannung bei 0,2 % bleibender Dehnung bei Betonstahl

$F_{t,G,k}$	charakteristischer Wert der Zugbeanspruchung eines Pfahls oder einer Pfahlgruppe infolge von ungünstigen ständigen Einwirkungen
$F_{t,Q,rep}$	charakteristischer bzw. repräsentativer Wert der Zugbeanspruchung eines Pfahls oder einer Pfahlgruppe infolge von ungünstigen veränderlichen Einwirkungen
$F_{c,G,k}$	charakteristischer Wert einer gleichzeitig wirkenden Druckbeanspruchung eines Zugpfahls oder einer Zugpfahlgruppe infolge von ständigen Einwirkungen
G_k	charakteristischer Wert der ständigen vertikalen Einwirkungen
$G_{dst,k}$	charakteristischer Wert ständiger destabilisierender vertikaler Einwirkungen
$G_{stb,k}$	unterer charakteristischer Wert stabilisierender ständiger vertikaler Einwirkungen des Bauwerks
$G_{E,k}$	charakteristische Gewichtskraft des an einer Zugpfahlgruppe angehängten Bodens
H_k	charakteristischer Wert der Horizontallast H
$H_{G,k}$	ständiger Anteil von H_k
$H_{Q,rep}$	veränderlicher und repräsentativer Anteil von H unter Berücksichtigung der Kombinationsregeln
k_s	Kriechmaß
$k_{s,k}$	charakteristischer Wert des Bettungsmoduls
l_a	das größere Rastermaß einer Pfahlgruppe
l_b	das kleinere Rastermaß einer Pfahlgruppe
L	Länge der Zugelemente
n_z	Anzahl der Zugelemente
P_k	charakteristische Einwirkung aus Vorspannung nach 2.4.7.3.2 oder charakteristischer Wert der Ankerbeanspruchung nach 8.5.5 A (2)
Q_{rep}	repräsentativer Wert der veränderlichen Einwirkungen
$Q_{dst,rep}$	charakteristischer bzw. repräsentativer Wert veränderlicher destabilisierender vertikaler Einwirkungen
q_b	Spitzendruck bzw. Pfahlspitzendruck
q_s	Mantelreibung bzw. Pfahlmantelreibung
q_c	Spitzenwiderstand der Drucksonde
q_u	einaxiale Druckfestigkeit
$q_{u,k}$	charakteristischer Wert von q_u

DIN 1054:2010-12

r	Radius eines runden Gründungskörpers
$R_{c,tot,k}$	charakteristischer Gesamtwiderstand einer kombinierten Pfahlplattengründung im Grenzzustand GEO-2
R_k	charakteristischer Wert der Widerstände
R_b	Pfahlfußwiderstand
R_s	Pfahlmantelwiderstand
$R_{n,k}$	normal zur Sohlfläche wirkende Komponente des Grundbruchwiderstands
$R_{p,k}$	charakteristischer Wert des Erdwiderstands neben einer Gründung
s_h	waagerechte Verschiebung
s_N	Standardabweichung von Pfahlprobelastungsergebnissen
T_k	charakteristischer Wert des Scher- bzw. Reibungswiderstands um den Bodenblock einer Zugpfahlgruppe oder in einer Fuge zwischen Boden und Bauwerk
t_a	Zeitpunkt a
t_b	Zeitpunkt b
v	Verschiebung, Verformung
V_g	Variationskoeffizient
V_d	Bemessungswert der vertikalen Beanspruchung am Wand- oder Bohlträgerfuß
$V_{d,i}$	Bemessungswert der i-ten vertikalen Beanspruchung am Wand- oder Bohlträgerfuß
V_k	charakteristischer Wert der vertikalen Beanspruchung an einem Wand- oder Bohlträgerfuß bzw. normal zur Fundamentsohle
$V_{G,k}$	ständiger Anteil von V_k
$V_{Q,rep}$	veränderlicher und repräsentativer Anteil von V unter Berücksichtigung von Kombinationsregeln
$V_{k,i}$	charakteristischer Wert der i-ten vertikalen Beanspruchung an einem Wand- oder Pfahlfuß
Z_d	Summe der Bemessungswert $Z_{d,i}$ der einzelnen Zugkräfte

Griechische Buchstaben

γ_B	Teilsicherheitsbeiwert für den Herauszieh-Widerstand von flexiblen Bewehrungselementen
$\gamma_{G,E0}$	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen aus Erdruchdruck
γ_H	Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung aus Strömungskraft

γ_N	Teilsicherheitsbeiwert für den Herausziehwiderstand von Bodennägeln
$\gamma_{G,inf}$	Teilsicherheitsbeiwert für eine günstig wirkende ständige Einwirkung bei Pfählen
$\gamma_{\varphi u}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$
δ_a	Neigungswinkel beim aktiven Erddruck
δ_p	Neigungswinkel beim passiven Erddruck
δ_E	Neigung der resultierenden Beanspruchung
η_z	Anpassungsfaktor bei der Ermittlung des Scher- bzw. Reibungswiderstands aus dem Erddruck, der sich aus dem Bodenblock einer Zugpfahlgruppe entwickelt oder in einer Fuge zwischen Boden und Bauwerk
η_D	Modellfaktor zur Berücksichtigung der Auswerteverfahren bei dynamischen Pfahlprobebelastungen
η_E	Modellfaktor zur Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte bei der Anwendung von Pfahlwiderständen aus Erfahrungswerten
η_M	Modellfaktor zur Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte bei Mikropfählen
κ	Faktor zur Festlegung oberer und unterer Grenzwerte für die aufnehmbare Setzung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Pfählen
$\sigma_{h,k}$	charakteristische Horizontalspannung im Boden
σ_0	vertikale Sohldruckbeanspruchung
$\sigma_{E,d}$	Bemessungswert des Sohldrucks (Index E für effect – Beanspruchung)
$\sigma_{R,d}$	Bemessungswert des Sohldruckwiderstandes
$\tau_{n,k}$	charakteristischer Wert der negativen Mantelreibung
ψ_0	Kombinationsbeiwert für begleitende veränderliche Einwirkung
ψ_1	Kombinationsbeiwert zum Festlegen des häufigen Werts der veränderlichen Leiteinwirkung
ψ_2	Kombinationsbeiwert zum Festlegen des quasi-ständigen Werts der veränderlichen Einwirkung

A ANMERKUNG zu (1) γ_M gilt auch allgemein für Materialeigenschaften.

Abkürzungen

BS-P	Ständige Bemessungssituation
BS-T	Vorübergehende Bemessungssituation
BS-A	Außergewöhnliche Bemessungssituation
BS-E	Bemessungssituation bei Erdbeben

DIN 1054:2010-12

EQU	Grenzzustand bei einem Gleichgewichtsverlust des als starrer Körper angesehenen Tragwerks oder des Baugrunds, wobei die Festigkeiten der Baustoffe und des Baugrunds für den Widerstand nicht entscheidend sind (equilibrium)
FEM	Finite-Elemente-Methode
FDM	Finite-Differenzen-Methode
GEO-2	Grenzzustände des Bodens, bei denen das Nachweisverfahren 2 angewendet wird
GEO-3	Grenzzustände des Bodens, bei denen das Nachweisverfahren 3 angewendet wird
GK	Geotechnische Kategorie
HYD	Grenzzustand des Versagens verursacht durch Strömungsgradienten im Boden, z. B. hydraulischer Grundbruch, innere Erosion und Piping (hydraulic)
NCI	Nicht widersprechende zusätzliche Angaben, die dem Anwender beim Umgang mit dem Eurocode helfen (en: non-contradictory complementary information)
NDP	National festzulegende Parameter (en: nationally determined parameters)
SLS	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Serviceability Limit State)
STR	Grenzzustand des Versagens oder sehr großer Verformungen des Tragwerks oder seiner Einzelteile, einschließlich der Fundamente, Pfähle, Kellerwände usw., wobei die Festigkeit der Baustoffe für den Widerstand entscheidend ist (structural)
ULS	Grenzzustand der Tragfähigkeit (Ultimate Limit State)
UPL	Grenzzustand bei einem Gleichgewichtsverlust des Bauwerks oder des Baugrunds infolge von Aufschwimmen durch Wasserdruck oder anderen vertikalen Einwirkungen (uplift)

Zu „2 Grundlagen der geotechnischen Bemessung“

Zu „2.1 Anforderungen an Entwurf, Berechnung und Bemessung“

A ANMERKUNG zu 2.1 DIN EN 1997-1:2009-09, 2.1 (1)P bis (7), sind nachfolgend in A 2.1.1 eingeordnet, DIN EN 1997-1:2009-09, 2.1 (8)P bis (21), in A 2.1.2.

A 2.1.1 Vorgaben zu Bemessungssituationen und Grenzzuständen

A 2.1.2 Geotechnische Kategorien

A 2.1.2.1 Allgemeines

A ANMERKUNG zu (10) In DIN 1054 werden für die drei Geotechnischen Kategorien 1, 2, 3 die Kurzzeichen GK 1, GK 2, GK 3 verwendet.

A (11) Die Einstufung in die Geotechnischen Kategorien GK 1, GK 2 oder GK 3 ist vor Beginn der geotechnischen Erkundung unter Beachtung der nachfolgenden Regeln und der DIN 4020 vorzunehmen. Maßgebend für die Einstufung ist jenes Kriterium, das die höchste Geotechnische Kategorie ergibt. Die Einstufung und die daraus resultierenden Anforderungen sind im Zuge der Projektbearbeitung aufgrund der Ergebnisse geotechnischer Untersuchungen, Berechnungen und der Bauausführung zu überprüfen und gegebenenfalls anzupassen.

A 2.1.2.2 Geotechnische Kategorie GK 1

A (14) Die Geotechnische Kategorie GK 1 umfasst Baumaßnahmen mit geringem Schwierigkeitsgrad im Hinblick auf Bauwerk und Baugrund.

A (16a) Die Geotechnische Kategorie GK 1 setzt einfache und überschaubare Baugrundverhältnisse voraus. Gegebenheiten, die diese Einstufung rechtfertigen, liegen vor, wenn der Baugrund in waagrechtem oder schwach geneigtem Gelände nach gesicherter örtlicher Erfahrung als tragfähig und setzungsarm bekannt ist.

A (16b) Die Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK 1 setzt voraus, dass Grundwasser unterhalb der Baugruben- bzw. Gründungssohle liegt.

A (16c) Gegebenheiten des Bauwerks, die eine Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK 1 rechtfertigen, liegen in der Regel vor, wenn folgende Voraussetzungen erfüllt sind:

- Es handelt sich um setzungsunempfindliche, flach gegründete Bauwerke mit Stützenlasten bis 250 kN und Streifenlasten bis 100 kN/m wie Einfamilienhäuser, eingeschossige Hallen, Garagen;
- es handelt sich um Bauwerke, bei denen nach DIN EN 1998-5/NA im Hinblick auf Erdbebenbelastung kein Nachweis der Standsicherheit erforderlich ist;
- Nachbargebäude, Verkehrswege, Leitungen usw. werden durch das Bauwerk selbst oder durch die für seine Errichtung notwendigen Bauarbeiten nicht in ihrer Standsicherheit gefährdet oder in ihrer Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigt.

A (16d) Weitere einzuhaltende Kriterien sowie Beispiele für eine Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK 1 sind in A 6.1.2 A (2), A 9.1.3 A (2), A 11.1.2 A (2) und A 12.1.2 A (5) angegeben. Eine Zusammenfassung von Merkmalen und Beispielen zur Einstufung in die Geotechnischen Kategorien befindet sich in A Anhang AA.

A 2.1.2.3 Geotechnische Kategorie GK 2

A (17) Die Geotechnische Kategorie GK 2 umfasst Baumaßnahmen mit mittlerem Schwierigkeitsgrad im Hinblick auf das Zusammenwirken von Bauwerk und Baugrund.

A (18) Bauwerke der Geotechnischen Kategorie GK 2 erfordern eine ingenieurmäßige Bearbeitung und einen rechnerischen Nachweis der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit.

A (19a) Die Geotechnische Kategorie GK 2 setzt durchschnittliche Baugrundverhältnisse voraus, die nicht in GK 1 oder GK 3 fallen.

A (19b) Die Geotechnische Kategorie GK 2 setzt durchschnittliche Grundwasserverhältnisse voraus. Beispiele dafür sind:

- Die freie Grundwasseroberfläche liegt höher als die Bauwerkssohle;
- Grundwasserzutritte bzw. die Wasserhaltung sind mit üblichen Maßnahmen beherrschbar;
- Durch diese Maßnahmen sind keine ungünstigen Einflüsse auf die Umgebung zu befürchten.

A (19c) Zur Geotechnischen Kategorie GK 2 gehören:

- Übliche Hoch- und Ingenieurbauten auf Einzelfundamenten, Streifenfundamenten, Gründungsplatten oder auf Pfahlgründungen;
- Leitungsgräben bis 5 m Tiefe;

DIN 1054:2010-12

- Bauwerke der Bedeutungskategorien I und II nach DIN EN 1998-5/NA, bei denen im Hinblick auf Erdbebenbelastung ein Nachweis der Standsicherheit erforderlich ist;
- Bauvorhaben, bei denen durch konstruktive Maßnahmen, z. B. dichte und steife Baugrubenumschließung, ein schädlicher Einfluss der Baumaßnahme auf Nachbarschaft und Umgebung nicht zu erwarten ist.

A (19d) In der Regel dürfen auch besondere Bauwerke wie unterirdisch aufgefahrene Hohlraumbauten, Tunnel, Stollen und Schächte in festem, wenig geklüftetem Fels der Geotechnischen Kategorie GK 2 zugeordnet werden.

A (19e) Als sonstige Baumaßnahmen zählen in der Regel zur Geotechnischen Kategorie GK 2 auch

- Boden- und Felsdeponien ohne Kontamination und
- übliche Horizontalbohrungen für den Leitungsbau.

A (19f) Weitere Kriterien und Beispiele für eine Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK 2 sind in A 6.1.2 A (3), A 7.1.2 A (2), A 8.1.4 A (2), A 9.1.3 A (3), A 10.1.2 A (2), A 11.1.2 A (3) und A 12.1.2 A (6) angegeben. Eine Zusammenfassung von Merkmalen und Beispielen zur Einstufung in die Geotechnischen Kategorien befindet sich in A Anhang AA.

A 2.1.2.4 Geotechnische Kategorie GK 3

A (22) Bauwerke der Geotechnischen Kategorie GK 3 erfordern über die Vorgaben von A (18) hinaus zusätzliche Untersuchungen sowie vertiefte geotechnische Kenntnisse und Erfahrungen in dem jeweiligen Spezialgebiet.

A (23) Die Geotechnische Kategorie GK 3 umfasst Baumaßnahmen mit hohem Schwierigkeitsgrad im Hinblick auf das Zusammenwirken von Bauwerk und Baugrund.

A (24) Gegebenheiten des Baugrunds, die in der Regel eine Einstufung in die GK 3 erfordern, sind ungewöhnliche oder besonders schwierige Baugrundverhältnisse wie:

- geologisch junge Ablagerungen mit regelloser Schichtung bzw. geologisch wechselhafte Formationen;
- Böden, die zum Kriechen, Fließen, Quellen oder Schrumpfen neigen;
- bindige Böden, bei denen die Restscherfestigkeit maßgebend sein kann;
- bindige Böden ohne ausreichende Duktilität, siehe 2.4.1 A (11), z. B. strukturempfindliche Seetone;
- weiche organische und organogene Böden größerer Mächtigkeit;
- Fels, der zur Auflösung oder zu starkem Zerfall neigt, z. B. Salz, Gips und verschiedene veränderlich feste Gesteine;
- Fels, der in Bezug auf das Bauvorhaben ungünstig verlaufende Störungszonen oder Trennflächen enthält;
- Bergsenkungsgebiete oder Gebiete mit Erdfällen oder Baugrund mit ungesicherten Hohlräumen;
- unkontrolliert geschüttete Auffüllungen.

A (25) Gespanntes Grundwasser, das durch Bodenaushub zu artesischem Grundwasser werden kann, ist der Geotechnischen Kategorie GK 3 zuzuordnen.

A (26) Ergänzend zur Anmerkung in (21) werden als Beispiele für Bauwerke der Geotechnischen Kategorie GK 3 genannt:

- Bauwerke mit hohem Sicherheitsanspruch oder hoher Verformungsempfindlichkeit;
- Bauwerke mit ungewöhnlichen Lastkombinationen, die für die Gründung maßgebend werden;
- Bauwerke, die durch Wasser mit einer Druckhöhe von mehr als 5 m belastet sind;
- Einrichtungen und Baumaßnahmen, die den Grundwasserspiegel vorübergehend oder bleibend verändern, sofern damit ein Risiko für benachbarte Bauten entsteht;
- Bauwerke der Bedeutungskategorien III und IV nach DIN EN 1998-5/NA, bei denen im Hinblick auf Erdbebenbelastung ein Nachweis der Standsicherheit erforderlich ist;
- Bauwerke oder Baumaßnahmen, bei denen die Beobachtungsmethode zum Nachweis der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit angewendet wird.

A (27) Als besondere Bauwerke zählen in der Regel zur Geotechnischen Kategorie GK 3 auch

- Senkkastengründungen mit Druckluft;
- Unterirdisch aufgefahrene Hohlraumbauten, Tunnel, Stollen und Schächte in Lockergestein oder in geklüftetem Fels;
- Kerntechnische Anlagen;
- Offshore-Bauten;
- Chemiewerke und Anlagen, in denen gefährliche chemische Stoffe erzeugt, gelagert oder umgeschlagen werden;

A (28) Als sonstige Baumaßnahmen zählen in der Regel zur Geotechnischen Kategorie GK 3 auch

- Deponien aller Art, ausgenommen nicht kontaminierte Böden und Felsaushübe;
- Horizontalbohrungen mit hohen Spülungsdrücken z. B. im HDD-Verfahren (Horizontal Direction Drilling), Microtunneling;
- Verfahren des Spezialtiefbaus wie Schlitzwände, Einpressarbeiten und Düsenstrahlarbeiten.

A (29) Weitere Kriterien und Beispiele für eine Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK 3 sind in A 6.1.2 A (4), A 7.1.2 A (3), A 8.1.4 A (3), A 9.1.3 A (4), A 10.1.2 A (3), A 11.1.2 A (4), A (5) sowie in A 12.1.2 A (7) angegeben. Eine Zusammenfassung von Merkmalen und Beispielen zur Einstufung in die Geotechnischen Kategorien befindet sich in A Anhang AA.

Zu „2.2 Bemessungssituationen“

A (4) Die vier Bemessungssituationen werden wie folgt definiert:

a) Bemessungssituation BS-P:

Den ständigen Situationen (Persistent situations), die den üblichen Nutzungsbedingungen des Tragwerks entsprechen, wird die Bemessungssituation BS-P zugeordnet. Hierbei werden ständige und während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen berücksichtigt.

DIN 1054:2010-12**b) Bemessungssituation BS-T:**

Den vorübergehenden Situationen (Transient situations), die sich auf zeitlich begrenzte Zustände beziehen, z. B.

- Bauzustände bei der Herstellung eines Bauwerks,
- Bauzustände an einem bestehenden Bauwerk, z. B. bei Reparaturen oder infolge von Aufgrabungs- oder Unterfangungsarbeiten,
- Baumaßnahmen für vorübergehende Zwecke, z. B. Baugrubenböschungen und Baugrubenkonstruktionen, soweit für Steifen, Anker und Mikropfähle nichts anderes festgelegt ist,
- Zustand mit einer planmäßig einmaligen Einwirkung oder Gegebenheit

wird die Bemessungssituation BS-T zugeordnet.

c) Bemessungssituation BS-A:

Den außergewöhnlichen Situationen (Accidental situations), die sich auf außergewöhnliche Bedingungen des Tragwerks oder seiner Umgebung beziehen, z. B. auf Feuer oder Brand, Explosion, Anprall, extremes Hochwasser oder Ankerausfall, wird die Bemessungssituation BS-A zugeordnet. Hierbei werden in der Regel neben jeweils einer außergewöhnlichen Einwirkung ständige und regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen wie bei den Bemessungssituationen BS-P und BS-T berücksichtigt. Eine außergewöhnliche Situation ist auch dann gegeben, wenn gleichzeitig mehrere voneinander unabhängige seltene Einwirkungen, z. B. ungewöhnlich große oder planmäßig einmalige Einwirkungen, zu berücksichtigen sind. Hierzu siehe auch A (5) und A 2.4.7.6.1 A (4).

d) Bemessungssituation BS-E:

Der Situation infolge von Erdbeben wird die Bemessungssituation BS-E zugeordnet.

A ANMERKUNG zu A (4) c) und A (4) d) Im Fall der Bemessungssituationen BS-A und BS-E kann nicht ausgeschlossen werden, dass das Bauwerk nach deren Eintreten nicht mehr den Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit genügt. Sofern die damit möglicherweise verbundenen Schäden am Bauwerk vermieden werden sollen, wird empfohlen, Maßnahmen zu ergreifen, mit denen die Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden kann.

A (5) Die Einwirkungen infolge eines Ausfalls von Betriebs- und Sicherungseinrichtungen sind entsprechend der zu erwartenden Häufigkeit des Auftretens in Verbindung mit den möglichen Folgen entweder mit Hilfe der Kombinationsregeln nach A 2.4.6.1.1 zu erfassen oder der Bemessungssituation BS-A zuzuordnen. Das Gleiche gilt sinngemäß für weitere unplanmäßige Situationen, z. B. für die Möglichkeit eines unplanmäßigen Mehraushubs oder einer Kolkbildung.

A (6) Bei Baugrubenkonstruktionen darf in besonderen Situationen, wie sie in EAB beschrieben sind, die Bemessungssituation BS-T mit abgeminderten Teilsicherheitsbeiwerten unter der Bezeichnung BS-T/A eingefügt werden.

Zu „2.4 Geotechnische Bemessung auf Grund von Berechnungen“**Zu „2.4.1 Allgemeines“**

A ANMERKUNG zu (11) Ein ausreichend duktilen Verhalten liegt vor, wenn sich ein Grenzzustand der Tragfähigkeit durch große Verformungen ankündigt. Dies ist z. B. nicht der Fall, wenn wassergesättigter Boden wegen eines sehr großen Hohlraumgehaltes schon bei geringer Störung flüssig werden kann, insbesondere zum Setzungsfließen neigender Sand oder Quickton.

A ANMERKUNG zu (12) Hierzu zählen insbesondere die Finite-Elemente-Methode (FEM) und die Finite-Differenzen-Methode (FDM) sowie numerische Anwendungen auf das Steifemodulverfahren und das Bettungsmodulverfahren.

Zu „2.4.2 Einwirkungen“

A ANMERKUNG zu 2.4.2 DIN EN 1997-1:2009-09, Absätze 2.4.2 (1)P bis (9), sind nachfolgend in A 2.4.2.1 eingeordnet.

A 2.4.2.1 Grundsätzliche Festlegungen

A (3) Bei der Schnittgrößenermittlung von Fundamenten, Gründungsplatten, Pfahlgruppen, Pfahlrosten und kombinierten Pfahl-Plattengründungen, die durch das aufgehende Bauwerk ausgesteift sind, ist die Umlagerung der Gründungslasten infolge der Wechselwirkung Baugrund — Bauwerk zu berücksichtigen.

A ANMERKUNG zu (4) Weitere Angaben hierzu siehe A 2.4.2.2 und A 2.4.2.3.

A (5) Wenn nachfolgend nichts anderes gesagt wird, gelten die Regelungen immer unter der Annahme, dass die veränderlichen Einwirkungen voneinander unabhängig sind. Voneinander abhängige Einwirkungen sind zusammen wie eine unabhängige Einwirkung zu behandeln.

A (8a) Übliche zyklische, dynamische oder stoßartige Einwirkungen auf den Baugrund aus Regellasten auf Bauwerke und Verkehrsflächen oder aus Baubetrieb dürfen als veränderliche statische Einwirkungen berücksichtigt werden.

A (8b) Bei erheblichen zyklischen, dynamischen oder stoßartigen Einwirkungen auf Bauteile, z.B. infolge von Stößen durch Aufprall, Anprall nach DIN EN 1991-1-7, Druckwellen in Luft oder Wasser oder durch Schwingungen, z. B. durch Maschinen, ist zu prüfen, ob sie durch statische Ersatzlasten berücksichtigt werden dürfen oder ob besondere Untersuchungen zur Erfassung von Trägheits- und Entfestigungseffekten bzw. von Verformungs- oder Porenwasserdruckakkumulation notwendig sind.

A (8c) Zur Berücksichtigung von Erdbebeneinwirkungen ist DIN EN 1998-5/NA zu beachten.

A 2.4.2.2 Weitere Angaben zu den geotechnischen Einwirkungen

A (1) Zum Seitendruck und zur negativen Mantelreibung auf Pfähle, die in weichem bindigem Boden stehen, sind 7.3.2.2 und 7.3.2.3 zu beachten.

A (2) Verformungen des Baugrunds infolge der mit der Herstellung und Nutzung des Bauwerkes verbundenen Belastung sowie infolge der Belastung des benachbarten Bodens sind als dem Bauwerk aufgezwungene Setzungsmulden bzw. als unterschiedlich große Horizontalverschiebungen der Gründungselemente zu berücksichtigen.

A (3) Weiträumige Verformungen des Baugrunds, z. B. infolge von untertägigen Massenentnahmen, Tektonik oder Hangkriechen, sind wie folgt zu berücksichtigen:

- a) wenn sich das Bauwerk den Verformungen anpassen kann, sind diese während der Bauzeit und der Betriebszeit durch Messungen zu registrieren und erforderlichenfalls auszugleichen;
- b) wenn sich das Bauwerk den Verformungen nicht anpassen kann, sind die entstehenden Bodenreaktionen als Einwirkungen einzustufen. Sie dürfen in begründeten Fällen wie planmäßig einmalige Einwirkungen nach A 2.2 A (4) c) behandelt werden.

A (4) Physikalisch oder chemisch verursachte Volumenänderungen, z. B. infolge von Temperaturänderungen oder Feuchtigkeitsänderungen in Bauteilen oder infolge von Quellen oder Schrumpfen des Bodens, sind als aufgezwungene Verformungen, gegebenenfalls auch als erhöhte oder verminderte Bodenreaktionen nach A (3) b) zu berücksichtigen.

A (5) Weitere geotechnische Einwirkungen können sich aus den Randbedingungen des Einzelfalls ergeben.

A 2.4.2.3 Weitere Angaben zu den Einwirkungen aus Bauwerken (Gründungslasten)

A (1) Die Einwirkungen bzw. Beanspruchungen aus Bauwerken (Gründungslasten) ergeben sich aus der statischen Berechnung des aufliegenden Tragwerkes nach den dafür geltenden Regeln und Normen. Sie sind im Hinblick auf eine wirtschaftliche geotechnische Bemessung für die weitere Berechnung und Bemessung vom Tragwerksplaner für jede kritische Einwirkungskombination in den maßgebenden Bemessungssituationen

- für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach 2.4.7 (Ultimate limit state, ULS) und
- für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach 2.4.8 (Serviceability limit state, SLS)

DIN 1054:2010-12

in der Regel als charakteristische bzw. repräsentative Schnittgrößen in Höhe der Oberkante der Gründungskonstruktion anzugeben.

A ANMERKUNG zu A (1) Werden bei geotechnischen Nachweisen die Bemessungswerte E_d der Gesamtbeanspruchung verwendet, liegt dieses Vorgehen auf der sicheren Seite. Dies kann zu unwirtschaftlicheren Abmessungen führen.

A (2) In der Regel ist bei der Ermittlung der charakteristischen bzw. repräsentativen Gründungslasten wie folgt vorzugehen:

- a) Im Regelfall der linear-elastischen Schnittgrößenermittlung werden die Beanspruchungen $E_{G,k}$ und $E_{Q,k}$ bzw. $E_{Q,rep}$, die sich aus charakteristischen bzw. repräsentativen Einwirkungen ergeben, für die kritischen Einwirkungskombinationen in der Gründungsfuge unmittelbar übergeben. Als Gründungsfuge gilt
 - bei Flächengründungen die Aufstandsfläche,
 - bei Pfahlgründungen entweder die Oberkante der Gründungskonstruktion
 - oder die Schnittstelle von Pfahlkopf und Tragwerk.
- b) Bei der Ermittlung der Gründungslasten von Fundamenten, bei denen Verkantungen der Gründung zu nennenswerten Zusatzbeanspruchungen führen, z. B. bei einem Turm auf einer Fundamentplatte, sind die Schnittgrößen nach Theorie 2. Ordnung zu berücksichtigen. Dabei ist vereinfacht und auf der sicheren Seite liegend folgender Berechnungsweg zulässig: Die Verformungen des Tragwerks einschließlich seiner Gründung werden mit den kritischen Einwirkungskombinationen unter Verwendung von Bemessungswerten der Einwirkungen ermittelt. Bei der Verformungsermittlung der Gründung dürfen dabei die für charakteristische Lasten ermittelten Steifigkeiten (z. B. die Drehfedersteifigkeit als das Verhältnis von Einspannmoment zu Verkantung) verwendet werden. In einer zweiten Berechnung werden anschließend unter Berücksichtigung dieser zuvor ermittelten Verformungen für die gleichen Einwirkungskombinationen die charakteristischen bzw. repräsentativen Werte $E_{G,k}$ und $E_{Q,rep}$ der Beanspruchungen aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen in den Gründungsfugen mit den charakteristischen bzw. repräsentativen Werten G_k und Q_{rep} der Einwirkungen am Tragwerk bestimmt.
- c) Bei der Anwendung physikalisch nichtlinearer Verfahren nach Theorie 1. Ordnung zur Berechnung der Schnittgrößen (z. B. Plastizitätstheorie) ergeben sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit Bemessungswerte E_d der Gründungslasten, die in jeweils einen Anteil $E_{G,d}$ aus ständigen Einwirkungen und einen Anteil $E_{Q,d}$ aus veränderlichen Einwirkungen aufgeteilt werden dürfen. Diese Aufteilung darf sich z. B. an denjenigen Gründungslasten orientieren, die sich bei linearer Berechnung oder am statisch bestimmten Tragwerk ergeben. Die so bestimmten Anteile $E_{G,d}$ und $E_{Q,d}$ dürfen durch die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle A 2.1 dividiert werden, um die äquivalenten charakteristischen Werte $E_{G,k}$ und $E_{Q,k}$ der Beanspruchungen aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen in den Gründungsfugen zu berechnen.
- d) Bei der Ermittlung der Schnittgrößen in den Gründungselementen werden die nach a), b) oder c) für die Gründungsfuge ermittelten Werte $E_{G,k}$, $E_{Q,k}$ bzw. $E_{Q,rep}$ als Einwirkungen G_k und Q_{rep} eingeführt.

A ANMERKUNG zu A (2) Im Folgenden werden die Beanspruchungen aus veränderlichen Einwirkungen stets mit dem Symbol $E_{Q,rep}$ gekennzeichnet, unabhängig davon, ob diese mit einem Kombinationsbeiwert behaftet sind oder nicht. Charakteristische veränderliche Einwirkungen werden somit als repräsentative Einwirkungen behandelt, die sich aus der Multiplikation mit $\Psi = 1$ ergeben haben.

Zu „2.4.5 Charakteristische Werte“**Zu „2.4.5.2 Charakteristische Werte von geotechnischen Kenngrößen“**

A (2) Der Ansatz eines vorsichtigen Schätzwerts des Mittelwerts der Scherfestigkeit als charakteristischer Wert setzt voraus, dass sich der Boden ausreichend duktil verhält. Hierzu siehe 2.4.1 A (11).

A (5) Bei der Anwendung von numerischen Verfahren, insbesondere der FEM oder der FDM, werden Stoffmodelle benötigt, deren Auswahl und Parameterbestimmung besondere Fachkenntnis und Erfahrung erfordern.

Zu „2.4.6 Bemessungswerte“**Zu „2.4.6.1 Bemessungswerte von Einwirkungen“**

A ANMERKUNG zu 2.4.6.1 DIN EN 1997-1:2009-09, 2.4.6.1 (1)P bis (5), sind nachfolgend in A 2.4.6.1.1 eingeordnet, DIN EN 1997-1:2009-09, 2.4.6.1 (6)P bis (11), in A 2.4.6.1.2.

A 2.4.6.1.1 Ermittlung und Kombination der Bemessungswerte

A ANMERKUNG zu (2)P Bei ständigen Einwirkungen und bei der Leiteinwirkung der veränderlichen Einwirkungen gilt $F_{\text{rep}} = F_k$.

A (2a) Bei mehreren unabhängigen veränderlichen charakteristischen Einwirkungen $Q_{k,i}$ ist die Untersuchung von Kombinationen mit den Beiwerten ψ in (2.1b) erforderlich, wobei fallweise jeweils eine der unabhängigen Einwirkungen als Leiteinwirkung $Q_{k,1}$ anzusetzen ist.

$$Q_{\text{rep}} = Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{A (2.1c)}$$

A ANMERKUNG zu A (2a) Entsprechend DIN EN 1990 hat die Zeichenkombination „+“ die Bedeutung „ergibt sich aus“, die Zeichenkombination „+“ die Bedeutung „in Verbindung mit“.

A (2b) Beim Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen (UPL nach 2.4.7.1 (1)) und der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch (HYD nach 2.4.7.1 (1)) sind die Bemessungswerte F_d der Einwirkungen in den Bemessungssituationen BS-P, BS-T und BS-A aus den charakteristischen Werten F_k der Einwirkungen und den Teilsicherheitsbeiwerten γ_F für Einwirkungen ohne Berücksichtigung von Kombinationsbeiwerten zu ermitteln.

$$F_d = F_k \cdot \gamma_f \text{ bzw. } F_d = \sum_{i \geq 1} F_{k,i} \cdot \gamma_{F,i} \quad \text{A (2.1d)}$$

A (3) Zusätzlich zu den im Nationalen Anhang zu DIN EN 1990:2010-12, Tabelle A 1.1 angegebenen Kombinationsbeiwerten für Hochbauten sind in der Geotechnik die Kombinationsbeiwerte für sonstige Einwirkungen ($\psi_0 = 0,8$, $\psi_1 = 0,7$, $\psi_2 = 0,5$) aus der genannten Tabelle anzuwenden.

A 2.4.6.1.2 Bemessungswerte von Grundwasserdrücken

A ANMERKUNG zu A 2.4.6.1.2 Bei Stützbauwerken sind zusätzlich die Angaben in 9.6 zu beachten.

A (6) Bei der Ermittlung der Bemessungswerte der Beanspruchungen aus freiem Wasser und aus Grundwasser sind auch für den veränderlichen Anteil des Wasserdrucks die Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen zugrunde zu legen.

DIN 1054:2010-12**Zu „2.4.6.2 Bemessungswerte für geotechnische Kenngrößen“**

A (4) Beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit (GEO-3) sind die charakteristischen Werte der Scherfestigkeit wie folgt mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_ϕ und γ_c bzw. γ_{cu} mit Werten $\gamma > 1$ in Bemessungswerte der Scherfestigkeit umzurechnen:

$$\tan \phi'_d = \tan \phi'_k / \gamma_\phi \quad \text{A (2.2a)}$$

$$c'_d = c'_k / \gamma_c \quad \text{A (2.2b)}$$

$$c_{u,d} = c_{u,k} / \gamma_{cu} \quad \text{A (2.2c)}$$

Zu „2.4.7 Grenzzustände der Tragfähigkeit“**Zu „2.4.7.1 Allgemeines“**

A ANMERKUNG zu (1)P Dem Grenzzustand GEO werden zwei verschiedene Arten von Nachweisverfahren (GEO-2 und GEO-3) zugeordnet. Siehe 2.4.7.3.4.3 und 2.4.7.3.4.4.

Zu „2.4.7.2 Nachweis der Lagesicherheit“

A ANMERKUNG zu (2)P Zum Nachweis der Sicherheit gegen Kippen siehe 6.5.4 A (3).

Zu „2.4.7.3 Nachweis bei ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen von Grenzzuständen im Tragwerk und im Baugrund“**Zu „2.4.7.3.1 Allgemeines“**

A (2) Die in diesem Abschnitt beschriebenen Nachweise gelten für die in 2.2 A(4) genannten Bemessungssituationen BS-P, BS-T, BS-A und BS-E.

Zu „2.4.7.3.2 Bemessungswert der Beanspruchungen“

A (1a) Die Bemessungswerte der Beanspruchungen E_d sind stets in den maßgebenden Schnitten durch das Bauwerk und den Baugrund sowie in den Berührungsflächen zwischen Bauwerk und Baugrund zu ermitteln. Die Abschnitte 2.4.7.3.4.3 und 2.4.7.3.4.4 enthalten die Festlegungen dazu, bei welchen Grenzzuständen welche der beiden Gleichungen anzuwenden ist. Nachfolgend werden zwei Fälle unterschieden.

A (1b) Im allgemeingültigen Fall, der auch

- nichtlinear-elastische Berechnungen und die
- Anwendung der Theorie 2. Ordnung

erfasst, ergeben sich die Bemessungswerte E_d der Beanspruchungen unter Beachtung der Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte aus folgenden Ansätzen:

- für die Bemessungssituationen BS-P und BS-T:

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \text{ " + " } \gamma_P \cdot P_k \text{ " + " } \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \text{ " + " } \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right) \quad \text{A (2.6c)}$$

— für die Bemessungssituation BS-A:

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot (\psi_1 \text{ oder } \psi_2) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \quad A \quad (2.6d)$$

— für die Bemessungssituation BS-E:

$$E_d = E \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + A_{Ed} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j} \right) \quad A \quad (2.6e)$$

A ANMERKUNG 1 zu A (1b) Entsprechend DIN EN 1990 hat die Zeichenkombination „+“ die Bedeutung „in Verbindung mit“.

A ANMERKUNG 2 zu A (1b) Für Nachweise in der Geotechnik werden auch bei der Bemessungssituation BS-A Teilsicherheitsbeiwerte eingeführt. Damit wird die Regelung in 2.4.7.1 (3) konkretisiert.

A ANMERKUNG 3 zu A (1b) Die Wahl zwischen ψ_1 oder ψ_2 in Gleichung A (2.6d) hängt von der maßgebenden außergewöhnlichen Bemessungssituation ab. Siehe hierzu DIN EN 1990:2010-12, 6.4.3.3 (3) und (4).

A (1c) In den Gleichungen A (2.6c) bis A (2.6e) sind

E_d	Bemessungswert einer Beanspruchung
$\gamma_{G,j}$	Teilsicherheitsbeiwert γ_G für die j -te ständige charakteristische Einwirkung $G_{k,j}$. Bei Erdruchedruck als ständiger Einwirkung ist hier $\gamma_{G,E0}$ aus Tabelle A 2.1 einzusetzen
$G_{k,j}$	j -te ständige charakteristische Einwirkung ($j \geq 1$)
γ_P	Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen aus Vorspannen
P_k	charakteristische Einwirkung aus Vorspannung
$\gamma_{Q,1}$	Teilsicherheitsbeiwert für die Leiteinwirkung der veränderlichen charakteristische Einwirkungen
$Q_{k,1}$	Leiteinwirkung der veränderlichen Einwirkungen
$\gamma_{Q,i}$	Teilsicherheitsbeiwert für die i -te veränderliche charakteristische Einwirkung ($i \geq 2$)
$\psi_{0,i}$	Kombinationsbeiwert ψ_0 für begleitende veränderliche Einwirkung $Q_{k,i}$
$Q_{k,i}$	i -te veränderliche Einwirkung ($i \geq 2$)
A_d	Bemessungswert einer außergewöhnlichen Einwirkung
ψ_1	Kombinationsbeiwert zum Festlegen des häufigen Werts der veränderlichen Leiteinwirkung $Q_{k,1}$.
ψ_2	Kombinationsbeiwert zum Festlegen des quasi-ständigen Werts der veränderlichen Leiteinwirkung $Q_{k,1}$.
$\psi_{2,i}$	Kombinationsbeiwert ψ_2 zum Festlegen des quasi-ständigen Werts der i -ten veränderlichen Einwirkung
A_{Ed}	Bemessungswert einer Einwirkung infolge von Erdbeben nach DIN EN 1990, Tabelle A.1.3

DIN 1054:2010-12

$\psi_{2,j}$ Kombinationsbeiwert ψ_2 zum Festlegen des quasi-ständigen Werts der j -ten veränderlichen Einwirkung,

$Q_{k,j}$ j -te veränderliche Einwirkung ($j \geq 1$),

$\psi_{0,j}, \psi_{1,j}, \psi_{2,i}, \psi_{2,j}$ Beiwerte für Kombinationen, zugehörig zur i -ten oder j -ten veränderlichen charakteristischen Einwirkung. Der erste Index bezieht sich dabei immer auf die Art des Beiwertes:

0 – Beiwert für Kombinationsbeiwerte veränderlicher Einwirkungen;

1 – Beiwert für häufige Werte veränderlicher Einwirkungen;

2 – Beiwert für quasi-ständige Werte veränderlicher Einwirkungen, siehe 2.4.6.1.1 A(3)

A (1d) Im Fall der Nachweisführung mit linear-elastischer Theorie und Gültigkeit des Superpositionsprinzips sind mit dem Nachweisverfahren 2 nach 2.4.7.3.4.3 A (3) die Einwirkungen stets als charakteristische Werte G_k bzw. Q_k in die Berechnung einzuführen. Erst bei der Aufstellung der Grenzzustandsbedingung sind die mit diesen Werten ermittelten charakteristischen bzw. repräsentativen Beanspruchungen in Form von Schnittgrößen (z. B. Querkräfte, Auflagerkräfte, Biegemomente) oder Spannungen (z. B. Normalspannungen, Schubspannungen, Vergleichsspannungen) mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_F und ggf. mit den Kombinationsbeiwerten ψ für Einwirkungen bzw. Beanspruchungen in Bemessungswerte E_d der Beanspruchungen umzurechnen. Danach ergeben sich die Bemessungswerte der Gesamtbeanspruchungen

— bei der Bemessungssituationen BS-P und BS-T nach der Gleichung

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot E(G_{k,j}) + \gamma_P \cdot E(P_k) + \gamma_{Q,1} \cdot E(Q_{k,1}) + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot E(Q_{k,i}) \quad \text{A (2.6f)}$$

— bei der Bemessungssituation BS-A nach der Gleichung

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot E(G_{k,j}) + \gamma_P \cdot E(P_k) + E(A_d) + \gamma_{Q,1} \cdot (\psi_1 \text{ oder } \psi_2) \cdot E(Q_{k,1}) + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot E(Q_{k,i}) \quad \text{A (2.6g)}$$

— bei der Bemessungssituation BS-E nach der Gleichung

$$E_d = \sum_{j \geq 1} E(G_{k,j}) + E(P_k) + E(A_{Ed}) + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,j} \cdot E(Q_{k,j}) \quad \text{A (2.6h)}$$

A ANMERKUNG 1 zu Gleichung A (2.6g) Für Nachweise der Geotechnik werden auch bei der Bemessungssituation BS-A Teilsicherheitsbeiwerte eingeführt. Damit wird die Regelung in 2.4.7.1 (4) konkretisiert.

A ANMERKUNG 2 zu Gleichung A (2.6g) Sofern sich die Auswirkungen von unplanmäßige Situationen, z. B. des Ausfalls von Betriebs- und Sicherheitseinrichtungen, eines unplanmäßigen Mehraushubs oder einer Kolkbildung, nicht in Form einer Einwirkung A_d , sondern in Form einer Erhöhung von Schnittgrößen ausdrücken, wird $A_d = 0$ gesetzt.

A ANMERKUNG 3 zu Gleichung A (2.6g) Die Wahl zwischen ψ_1 oder ψ_2 in Gleichung A (2.6d) hängt von der maßgebenden außergewöhnlichen Bemessungssituation ab. Siehe hierzu DIN EN 1990 6.4.3.3 (3) und (4).

Außer den Bezeichnungen in A (1c) gelten in den Gleichungen A (2.6f) bis A (2.6h) zusätzlich folgende Symbole:

$E(G_{k,j})$ Beanspruchung aus einer ständigen Einwirkung ($j \geq 1$)

$E(P_k)$ Beanspruchung aus einer Einwirkung aus Vorspannung

$E(Q_{k,1})$ Beanspruchung aus der Leiteinwirkung der veränderlichen Einwirkungen

$E(Q_{k,i})$ Beanspruchung aus begleitenden veränderlichen Einwirkungen ($i > 1$)

$E(Q_{k,j})$ Beanspruchung aus veränderlichen Einwirkungen ($j \geq 1$)

$E(A_d)$ Beanspruchung aus einer außerordentlichen Einwirkung

$E(A_{Ed})$ Beanspruchung aus Erdbeben

Zu „2.4.7.3.3 Bemessungswiderstände“

A (1) Die Bemessungswiderstände sind beim Nachweisverfahren GEO-2 nach Gleichung (2.7b) und beim Nachweisverfahren GEO-3 nach Gleichung (2.7a) zu ermitteln.

Zu „2.4.7.3.4 Nachweisverfahren“

Zu „2.4.7.3.4.3 Nachweisverfahren 2“

A (1) Das Nachweisverfahren 2 ist bei der Ermittlung der Schnittgrößen sowie beim Nachweis eines ausreichenden Erdwiderstands, beim Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten und Grundbruch, beim Nachweis der Tragfähigkeit von Pfählen und Ankern und beim Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge anzuwenden. Es darf auch angewendet werden, um die Standsicherheit von konstruktiven Böschungssicherungen nachzuweisen. Grenzzustände des Bodens, bei denen das Nachweisverfahren 2 verwendet wird, werden als GEO-2 bezeichnet.

A (2) Die Bemessungswerte der Beanspruchungen E_d sind im Nachweisverfahren 2 nach (2.6b) mit den Kombinationsgleichungen A (2.6f) bis A (2.6h) zu ermitteln.

A (3) Das Nachweisverfahren 2 (STR und GEO-2) besteht aus folgenden Schritten, sofern nicht im Einzelfall etwas anderes zweckmäßig ist oder, z. B. in 7.6.3.1 A (3), verlangt wird:

- 1) Entwurf des Bauwerks und Festlegung des statischen Systems einschließlich der Abmessungen, soweit dies für die Rechnung erforderlich ist;
- 2) Ermittlung der charakteristischen bzw. repräsentativen Werte $G_{k,i}$, $Q_{k,i}$ bzw. $Q_{rep,i}$ der Einwirkungen, z. B. aus Eigengewicht, Erddruck, Wasserdruck oder Verkehr, sowie ggf. Vorgabe von charakteristischen Werten oder anderen repräsentativen Werten der Gründungslasten nach A 2.4.2.3 A (2);
- 3) Ermittlung der charakteristischen bzw. repräsentativen Beanspruchungen $E_{Gk,i}$ bzw. $E_{Qrep,i}$ in Form von Schnittgrößen, z. B. Querkräfte, Auflagerkräfte, Biegemomente, oder Spannungen, z. B. Normalspannungen, Schubspannungen, Vergleichsspannungen, in den maßgebenden Schnitten durch das Bauwerk und in Berührungsflächen zwischen Bauwerk und Baugrund, bei linear-elastischen Systemen getrennt nach ständigen Einwirkungen, regelmäßig auftretenden veränderlichen Einwirkungen und begleitenden veränderlichen Einwirkungen, gegebenenfalls mit ihren Kombinationsbeiwerten entsprechend den maßgebenden Bemessungssituationen nach 2.2;
- 4) Ermittlung der charakteristischen Widerstände $R_{k,i}$ des Baugrunds, z. B. Erdwiderstand, Grundbruchwiderstand, Pfahlwiderstand oder Herauszieh Widerstand von Ankern, durch Berechnung, Probebelastung oder aufgrund von Erfahrungswerten;
- 5) Ermittlung der Bemessungswerte $E_{d,i}$ der Beanspruchungen durch Multiplikation der charakteristischen bzw. repräsentativen Beanspruchungen mit den Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen.
- 6) Ermittlung der Bemessungswerte $R_{d,i}$ der Widerstände des Baugrunds durch Division der charakteristischen Widerstände $R_{k,i}$ mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_R für Bodenwiderstände: $R_{d,i} = R_{k,i} / \gamma_R$ sowie Ermittlung der Bemessungswiderstände $R_{d,i}$ der Bauteile, z. B. widerstehende Druck-, Zug-, Querkräfte, Biegemomente oder Spannungen nach den Regeln der jeweiligen Bauartnormen.

DIN 1054:2010-12**7) Nachweis der Einhaltung der Grenzzustandsbedingung**

$$E_d = \sum E_{d,i} \leq \sum R_{d,i} = R_d \quad \text{A (2.7e)}$$

mit den Bemessungswerten E_d der Beanspruchungen und den Bemessungswiderständen R_d in den maßgebenden Schnitten.

A (4) Zur Ermittlung der charakteristischen bzw. repräsentativen Beanspruchungen aus veränderlichen Einwirkungen nach Schritt 3 für die jeweils untersuchte Lastkombination darf bei nichtlinearen statischen Systemen bzw. bei Verwendung von numerischen Verfahren wie folgt vorgegangen werden:

- Ermittlung der Gesamtbeanspruchung $E_{k,i}$ infolge der charakteristischen bzw. repräsentativen ständigen und veränderlichen Einwirkungen;
- Ermittlung der Beanspruchung $E_{Gk,i}$ infolge der charakteristischen ständigen Einwirkungen;
- Ermittlung der Beanspruchung $E_{Qrep,i}$ infolge der repräsentativen veränderlichen Einwirkungen aus dem Ansatz:

$$E_{Qrep,i} = E_{k,i} - E_{Gk,i} \quad \text{A (2.7f)}$$

A (5) Abweichend von A (4) dürfen alle veränderlichen Einwirkungen, die über eine großflächige Gleichlast $p_k = 10 \text{ kN/m}^2$ hinausgehen, mit dem Faktor $f_q = \gamma_Q / \gamma_G$ multipliziert werden. Dies gilt auch für nichtlineare statische Systeme und für numerische Verfahren.

ANMERKUNG zu A (5) Dieses Vorgehen ersetzt die Aufteilung der charakteristischen Beanspruchungen für die jeweils untersuchte Lastkombination nach ständigen und veränderlichen Einwirkungen. Zur Ermittlung der Bemessungsbeanspruchung braucht die charakteristische Gesamtbeanspruchung nur noch mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_G multipliziert zu werden.

Zu „2.4.7.3.4.4 Nachweisverfahren 3“

A (2) Das Nachweisverfahren 3 ist beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit zu verwenden. Es darf auch angewendet werden, um die Standsicherheit von konstruktiven Böschungssicherungen nachzuweisen und die Schnittgrößen zur Bemessung ihrer Einzelteile zu ermitteln. Grenzzustände des Bodens, bei denen das Nachweisverfahren 3 verwendet wird, werden als GEO-3 bezeichnet.

A (3) Sofern mehrere unabhängige veränderliche Einwirkungen zu berücksichtigen sind, dürfen sie als repräsentative Einwirkungen nach A 2.4.6.1.1 angesetzt werden.

A (4) Die Bemessungswerte der Beanspruchungen E_d sind im Nachweisverfahren 3 in den maßgebenden Schnitten durch das Bauwerk sowie in den Berührungsflächen zwischen Bauwerk und Baugrund entsprechend Gleichung (2.6a) mit den Kombinationsregeln aus 2.4.6 zu ermitteln.

Zu „2.4.7.4 Nachweisverfahren und Teilsicherheitsbeiwerte beim Aufschwimmen“

A ANMERKUNG zu 2.4.7.4 Zur Kombination von veränderlichen Einwirkungen beim Nachweis gegen Aufschwimmen siehe A 2.4.6.1.1 A (2b).

Zu „2.4.7.5 Nachweis der Sicherheit gegen einen hydraulischen Grundbruch“

A (1) Der Nachweis der Sicherheit gegen Versagen durch hydraulischen Grundbruch ist mit der Grenzzustandsbedingung (2.9b) zu führen.

A ANMERKUNG zu 2.4.7.5 Zur Kombination von veränderlichen Einwirkungen beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch siehe A 2.4.6.1.1 A (2d).

A 2.4.7.6 Teilsicherheitsbeiwerte für die Grenzzustände der Tragfähigkeit

A ANMERKUNG zu A 2.4.7.6 Mit den in Tabelle A 2.1 angegebenen Teilsicherheitsbeiwerten in Verbindung mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach den Tabellen A 2.2 und A 2.3 wird das bisherige Sicherheitsniveau auf der Grundlage des Globalsicherheitskonzepts im Wesentlichen beibehalten. Insbesondere bei vorübergehenden Bemessungssituationen, z. B. bei Bauzuständen, liegt es um ein angemessenes Maß unter dem konventionellen Niveau der in EN 1997-1 empfohlenen Werte.

A 2.4.7.6.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen

A (1) Beim Nachweis von Grenzzuständen sind für Einwirkungen bzw. Beanspruchungen die Teilsicherheitsbeiwerte der Tabelle A 2.1 zu verwenden.

A (2) Bei der Umrechnung von charakteristischen bzw. repräsentativen Werten in Bemessungswerte ist eine Einwirkung immer als einheitliches Ganzes zu behandeln. Wird eine Einwirkung bzw. eine Beanspruchung in Komponenten zerlegt, so sind diese jeweils mit den gleichen Teilsicherheitsbeiwerten zu belegen.

A (3) Sofern größere Verschiebungen und Verformungen des Bauwerkes die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks nicht beeinträchtigen, darf in begründeten Fällen der Teilsicherheitsbeiwert γ_G im Fall des Erd- und Wasserdruckes herabgesetzt werden. Die Herabsetzung darf jedoch höchstens einer Umstufung der Bemessungssituation von BS-P nach BS-T bzw. von BS-T nach BS-A entsprechen. Zur Herabsetzung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_G ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

A ANMERKUNG zu A (3) Weitere fachspezifische Regelungen für Ufereinfassungen, Häfen und Wasserstraßen siehe EAU [2].

A (4) Für den Extremfall einer Bemessungssituation mit einer äußerst unwahrscheinlichen Einwirkungskombination, bei der die auftretenden Verschiebungen und Verformungen hinnehmbar sind, kann es in begründeten Sonderfällen angemessen sein, die Teilsicherheitsbeiwerte für Beanspruchungen gleich $\gamma_F = \gamma_R = 1,00$ zu setzen. Dazu ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

A ANMERKUNG 1 zu A (4) Hierzu siehe das Merkblatt „Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen“ (MSD) [9].

A ANMERKUNG 2 zu A (4) Zum Teilsicherheitsbeiwert γ_R siehe Fußnote 9.

DIN 1054:2010-12

Tabelle A 2.1 — Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_F^{1)}$ bzw. $\gamma_E^{2)}$ für Einwirkungen und Beanspruchungen

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen				
Destabilisierende ständige Einwirkungen ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,05	1,05	1,00
Stabilisierende ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stb}$	0,95	0,95	0,95
Destabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	1,30	1,00
Stabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,stb}$	0	0	0
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,35	1,30	1,20
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,80	1,60	1,35
EQU: Grenzzustand des Verlusts der Lagesicherheit				
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,dst}$	1,10	1,05	1,00
Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stb}$	0,90	0,90	0,95
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,25	1,00
STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen allgemein ^a	γ_G	1,35	1,20	1,10
Beanspruchungen aus günstigen ständigen Einwirkungen ^b	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00	1,00
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen aus Erdruchedruck	$\gamma_{G \cdot E0}$	1,20	1,10	1,00
Beanspruchungen aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,10
Beanspruchungen aus günstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	0	0	0
GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlusts der Gesamtstandsicherheit				
Ständige Einwirkungen ^a	γ_G	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00
SLS: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				
$\gamma_G = 1,00$ für ständige Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
$\gamma_Q = 1,00$ für veränderliche Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
^a einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck.				
^b nur im Sonderfall nach 7.6.3.1 A (2).				

- 1) Der Beiwert γ_F ist Oberbegriff für die jeweils auf den Einzelfall der Einwirkungen F bezogenen Teilsicherheitsbeiwerte.
- 2) Der Beiwerte γ_E ist Oberbegriff für die jeweils auf den Einzelfall der Beanspruchungen E bezogenen Teilsicherheitsbeiwerte.

A ANMERKUNG 1 zu Tabelle A 2.1 Abweichend von DIN EN 1990 sind die Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_Q für Beanspruchungen aus ständigen und ungünstigen veränderlichen Einwirkungen für die Bemessungssituation BS-A von $\gamma_G = \gamma_Q = 1,00$ auf $\gamma_G = \gamma_Q = 1,10$ angehoben worden, um das bisher bewährte Sicherheitsniveau beizubehalten.

A ANMERKUNG 2 zu Tabelle A 2.1 Die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{G \cdot E0}$ sind gegenüber den Teilsicherheitsbeiwerten γ_G herabgesetzt worden, weil der Erdruchdruck bereits bei geringen Entspannungsbewegungen auf einen geringeren Erddruck, im Grenzfall auf den wesentlich kleineren aktiven Erddruck absinkt.

A ANMERKUNG 3 zu Tabelle A 2.1 In der Bemessungssituation BS-E werden nach DIN EN 1990 keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt.

A 2.4.7.6.2 Teilsicherheitsbeiwerte für geotechnische Kenngrößen

A (1) Beim Nachweis geotechnischer Grenzzustände sind für geotechnische Kenngrößen die Teilsicherheitsbeiwerte der Tabelle A 2.2 zu verwenden.

Tabelle A 2.2 — Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_M^{3)}$ für geotechnische Kenngrößen

Bodenkenngröße	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c u}$	1,00	1,00	1,00
GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c u}$	1,00	1,00	1,00
GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi u}$	1,25	1,15	1,10
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c u}$	1,25	1,15	1,10

A ANMERKUNG zu Tabelle A 2.2 In der Bemessungssituation BS-E werden nach DIN EN 1990 keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt.

3) Der Beiwert γ_M ist ein Oberbegriff für die jeweils auf den Einzelfall bezogenen Teilsicherheitsbeiwerte.

DIN 1054:2010-12**A 2.4.7.6.3 Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände**

A (1) Beim Nachweis geotechnischer Grenzzustände sind für Widerstände die Teilsicherheitsbeiwerte der Tabelle A 2.3 zu verwenden.

Tabelle A 2.3 — Teilsicherheitsbeiwerte γ_R ⁴⁾ für Widerstände

Widerstand	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Bodenwiderstände				
— Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand	$\gamma_{R,e}, \gamma_{R,v}$	1,40	1,30	1,20
— Gleitwiderstand	$\gamma_{R,h}$	1,10	1,10	1,10
Pfahlwiderstände aus statischen und dynamischen Pfahlprobelbelastungen				
— Fußwiderstand	γ_b	1,10	1,10	1,10
— Mantelwiderstand (Druck)	γ_s	1,10	1,10	1,10
— Gesamtwiderstand (Druck)	γ_t	1,10	1,10	1,10
— Mantelwiderstand (Zug)	$\gamma_{s,t}$	1,15	1,15	1,15
Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten				
— Druckpfähle	$\gamma_b, \gamma_s, \gamma_t$	1,40	1,40	1,40
— Zugpfähle (nur in Ausnahmefällen)	$\gamma_{s,t}$	1,50	1,50	1,50
Herausziehwiderstände				
— Boden- bzw. Felsnägel	γ_a	1,40	1,30	1,20
— Verpresskörper von Verpressankern	γ_a	1,10	1,10	1,10
— Flexible Bewehrungselemente	γ_a	1,40	1,30	1,20
GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit				
Scherfestigkeit				
— Siehe Tabelle A 2.2				
Herausziehwiderstände				
— Siehe STR und GEO-2				

A ANMERKUNG 1 zu Tabelle A 2.3 Der Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand des Stahlzuglieds aus Spannstahl und Betonstahl ist für die Grenzzustände GEO-2 und GEO-3 in DIN EN 1992-1-1 mit $\gamma_M = 1,15$ angegeben.

A ANMERKUNG 2 zu Tabelle A 2.3 Der Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand von flexiblen Bewehrungselementen ist für die Grenzzustände GEO-2 und GEO-3 in EBGE [3] angegeben.

A ANMERKUNG 3 zu Tabelle A 2.3 In der Bemessungssituation BS-E werden nach DIN EN 1990 keine Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt.

4) Der Beiwert γ_R ist ein Oberbegriff für die jeweils auf den Einzelfall des Widerstands bezogenen Teilsicherheitsbeiwerte.

A (2) Soweit beim Nachweis der Standsicherheit von konstruktiven Böschungssicherungen im Grenzzustand der Gesamtstandsicherheit (GEO-3) die Materialfestigkeit von Zuggliedern in Anspruch genommen wird, ist für die Ermittlung des Bemessungswiderstandes der Ansatz $R_{d,i} = R_{k,i} / \gamma_R$ in Verbindung mit den Teilsicherheitsbeiwerten für den Grenzzustand STR bzw. GEO-2 anzuwenden.

A (3) Soweit beim Nachweis der Standsicherheit von konstruktiven Böschungssicherungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Herausziehwiderstand flexibler Bewehrungselemente in Anspruch genommen wird, ist für die Ermittlung des Bemessungswiderstandes der Ansatz $R_{d,i} = R_{k,i} / \gamma_R$ in Verbindung mit den Teilsicherheitsbeiwerten für den Grenzzustand GEO-3 anzuwenden.

A (4) Sofern bewusst größere Verschiebungen des Bauwerkes in Kauf genommen werden, darf in begründeten Fällen der Teilsicherheitsbeiwert γ_{Ep} für den Erdwiderstand herabgesetzt werden. Die Herabsetzung darf jedoch höchstens einer Umstufung der Bemessungssituation von BS-P nach BS-T bzw. von BS-T nach BS-A entsprechen. Zur Herabsetzung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_{Ep} ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

A ANMERKUNG zu A (4) Weitere fachspezifische Regelungen für Ufereinfassungen, Häfen und Wasserstraßen siehe EAU [2].

A (5) Für den Extremfall einer Bemessungssituation mit einer äußerst unwahrscheinlichen Einwirkungskombination, bei der die auftretenden Verschiebungen und Verformungen hinnehmbar sind, kann es in begründeten Sonderfällen angemessen sein, die Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände gleich $\gamma_F = \gamma_R = 1,00$ zu setzen. Dazu ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

A ANMERKUNG zu A (5) Hierzu siehe das Merkblatt „Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen“ (MSD) [9].

Zu „2.4.8 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit“

A ANMERKUNG zu (1)P Mit dem Symbol E_d für Auswirkungen von Einwirkungen werden hier in der Regel geometrische Größen bezeichnet, z. B. Verformungen, Verschiebungen und Verdrehungen.

A (2a) Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS) beziehen sich im Regelfall auf einzuhaltende Verformungen bzw. Verschiebungen. Im Einzelfall können auch weitere Kriterien maßgebend sein. Siehe EN 1990, die übrigen Bauartnormen und die Normen, die vom Technischen Komitee CEN/TC 288 „Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau)“ erarbeitet worden sind.

A (2b) Bei Nachweisen der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind Größe, Dauer und Häufigkeit der Einwirkungen zu berücksichtigen. Für Verformungsberechnungen sind die ständigen sowie die quasi-ständigen veränderlichen Einwirkungen (z. B. Stapellasten unter Berücksichtigung eines mittleren Beschickungsgrades) maßgebend. Die Verformungen v werden dementsprechend mit den Bezeichnungen aus A 2.4.6.1.1 wie folgt ermittelt:

$$v = v \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + R_k + \sum_{i \geq 1} (\psi_{0,i} \text{ oder } \psi_{1,i} \text{ oder } \psi_{2,i}) \cdot Q_{k,i} \right) \quad \text{A (2.8a)}$$

Die Kombinationsbeiwerte $\psi_{0,i}$ bzw. $\psi_{1,i}$ bzw. $\psi_{2,i}$ sind auf der Grundlage von Sachkunde und Erfahrung sorgfältig und dem Einzelfall entsprechend angemessen derart zu wählen, dass die setzungswirksamen Anteile der Lasten in Abhängigkeit vom Zeitsetzungsverhalten der beteiligten Böden zutreffend und auf der sicheren Seite liegend erfasst sind.

A (2c) Sofern die beim Standsicherheitsnachweis für den Grenzzustand STR bzw. GEO-2 zugrunde gelegten Einwirkungen ausreichend genau auch den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wiedergeben, z. B. bei wandartigen Bauwerken, kann für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit auf die im Berechnungsschritt 3 nach 2.4.7.3.4.3 A (3) ermittelten Verformungen und Verschiebungen zurückgegriffen werden.

DIN 1054:2010-12

A (4) Die Nachweise dürfen auch geführt werden:

- durch Bemessung einfacher Baugrubenkonstruktionen aufgrund der Festlegungen der DIN 4124;
- durch den vereinfachten Nachweis für Flächengründungen nach A 6.10;
- durch Anwendung der Beobachtungsmethode nach 2.7.

Zu „2.4.9 Grenzwerte für Fundamentbewegungen“

A ANMERKUNG zu (1)P Zur Festlegung des maßgebenden Kriteriums C_d für die Gebrauchstauglichkeit, z. B. der gerade noch verträglicher Verformungen, Verdrehungen und Verschiebungen von Flächengründungen siehe auch Grundbautaschenbuch, 7. Auflage, Teil 3, Kapitel 3.1 „Flachgründungen“, 3.2.12.

Zu „2.5 Entwurf und Bemessung aufgrund von anerkannten Tabellenwerten“

A (3) Die in (1) genannten Voraussetzungen treffen insbesondere in folgenden Fällen zu:

- a) Der Bemessung von Baugrubenböschungen und einfachen Baugrubenkonstruktionen dürfen die Festlegungen der DIN 4124 zugrunde gelegt werden.
- b) Der Bemessung von Flächengründungen dürfen die im Abschnitt A 6.10 genannten Tabellenwerte für Bemessungswerte für Sohlwiderstände zugrunde gelegt werden.
- c) Bei der Festlegung von Böschungsneigungen dürfen anerkannte Tabellen und Nomogramme aus der Fachliteratur verwendet werden.

Zu „2.7 Beobachtungsmethode“

A ANMERKUNG zu (1) Die Beobachtungsmethode ist eine Kombination der üblichen geotechnischen Untersuchungen und Berechnungen (Prognosen) mit der laufenden messtechnischen Kontrolle des Bauwerkes und des Baugrundes während dessen Herstellung und gegebenenfalls auch während dessen Nutzung, wobei kritische Situationen durch die Anwendung geeigneter technischer Maßnahmen beherrscht werden müssen.

A (1a) Wenn das Versagen des Bauwerks vorab nicht erkennbar ist bzw. sich nicht rechtzeitig ankündigt, dann ist die Beobachtungsmethode als Sicherheitsnachweis nicht anwendbar.

A (1b) Wenn die Messungen günstigere Verhältnisse als erwartet anzeigen, darf die Beobachtungsmethode auch zur Optimierung der Bemessung und des weiteren Bauablaufs verwendet werden.

A ANMERKUNG 1 zu (2)P Bei der Umsetzung der genannten Forderungen wird empfohlen, Bauherrschaft, geotechnische Beratung, Tragwerksplanung, Bauausführung und Bauaufsicht zu beteiligen.

A ANMERKUNG 2 zu (2)P Robuste Messverfahren mit ausreichender Genauigkeit und Zuverlässigkeit sind zu bevorzugen.

A (2) Der Bereich, in dem das Bauwerksverhalten voraussichtlich liegen wird, ist aufgrund der vorliegenden Erkundungsergebnisse rechnerisch zu ermitteln. Zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist eine rechnerische Prognose insbesondere mit den Zielen zu erstellen,

- das Baugrund- und Bauwerksverhalten in den Hauptmerkmalen zu verstehen,
- zu prüfen, ob die vorab festgelegten Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit in den maßgebenden Bauzuständen eingehalten werden können,
- das Messprogramm angemessen planen zu können,
- die Wirkungsweise von bautechnischen Maßnahmen, die im Falle einer Überschreitung von Gebrauchstauglichkeitskriterien vorgesehen sind, beurteilen zu können.

Die rechnerische Prognose sollte durch Erfahrungen mit vergleichbaren Baumaßnahmen verbessert werden.

A ANMERKUNG zu 3(P) Zu Konzeption und Umfang von Überwachungsmaßnahmen und Kontrollmessungen siehe auch Abschnitt 4.

A ANMERKUNG zu (4)P Bei maßgebenden Bauzuständen sind die Messergebnisse und die Ergebnisse der rechnerischen Prognose miteinander zu vergleichen. Dabei ist zu überprüfen, inwieweit die in der Prognose verwendeten geometrischen Vorgaben, geotechnische Kenngrößen und sonstige Berechnungsannahmen noch zutreffen. Ergeben sich aufgrund der während des Baufortschrittes erlangten Erkenntnisse über das Bauwerk, den Baugrund sowie über die hydrogeologischen Verhältnisse Abweichungen von den ursprünglichen Annahmen, dann ist die rechnerische Prognose zu überarbeiten. Die jeweils neuesten Berechnungen sind als Prognose für die weitere Beurteilung zu verwenden. Bei starken Abweichungen zu den Messergebnissen sind deren Ursachen zu untersuchen. Abweichungen vom Plan sind zu dokumentieren.

A (6) Die Beobachtungsmethode kann bei Baumaßnahmen mit hohem Schwierigkeitsgrad im Sinne der Geotechnischen Kategorie GK 3, insbesondere in folgenden Fällen zweckmäßig sein:

- Baumaßnahmen mit ausgeprägter Bauwerk-Baugrund-Wechselwirkung, z. B. Mischgründungen, Gründungsplatten, nachgiebige verankerte Stützwände;
- Baumaßnahmen mit erheblicher und veränderlicher Wasserdruckeinwirkung, z. B. Trogbauwerke oder Uferbefestigungen im Tidegebiet;
- komplexe Wechselwirkungssysteme bestehend aus Baugrund, Baugrubenkonstruktion und angrenzender Bebauung;
- Baumaßnahmen, bei denen Porenwasserdrücke die Standsicherheit herabsetzen können;
- Baumaßnahmen an Hängen.

Zu „2.8 Geotechnischer Entwurfsbericht“

A ANMERKUNG zu (3) Die Erstellung des geotechnischen Entwurfsberichtes nach 2.8 und die Erstellung des geotechnischen Untersuchungsberichtes nach 3.4 können in einer Hand liegen, sofern die dafür erforderliche Sachkunde und Erfahrung vorliegen. Liegen sie in verschiedenen Händen, sollte der Bauherr die Zuständigkeitsbereiche abgrenzen.

A (3a) Im geotechnischen Entwurfsbericht ist auf den Geotechnischen Bericht nach DIN 4020:2010-12, A 7.1 und Bild A 7.1 Bezug zu nehmen.

A (3b) Annahmen, die auf Grundlage von Entscheidungsspielräumen der vorliegenden Norm getroffen werden, sind darzustellen und zu begründen. Hierzu gehören insbesondere

- gegebenenfalls Abweichungen von den nach DIN EN 1997-2 und DIN 4020 angegebenen geotechnischen Kenngrößen, z. B. Auswahl von Parametern, Übertragung von örtlicher Erfahrung;
- Festlegung von Bemessungssituationen und Sicherheitsbeiwerten;
- Auswahl der Berechnungsverfahren, z. B. Auswahl von Methode und statischem System;
- Auswertung von Bauteilversuchen, z. B. Verzicht auf Pfahlprobelastungen;
- gegebenenfalls Notwendigkeit, Angemessenheit und Hinlänglichkeit der Beobachtungsmethode nach 2.7 zu begründen.

DIN 1054:2010-12

Zu „3 Geotechnische Unterlagen“

Zu „3.1 Allgemeines“

A 3.1.2 Nichtbindige Böden

A (1) Die grobkörnigen Böden der Bodengruppen GE, GW, GI, SE, SW und SI nach DIN 18196:2006-06, Tabelle 4, werden als nichtbindig bezeichnet.

A (2) Die gemischtkörnigen Böden der Bodengruppen GU, GT, SU und ST sowie im Einzelfall auch GU*, GT*, SU* und ST* nach DIN 18196:2006-06, Tabelle 4, werden den nichtbindigen Böden zugeordnet, wenn der Feinkorn-Massenanteil das Verhalten des Bodens nicht bestimmt, z. B. wegen fehlender Plastizität.

A 3.1.3 Bindige Böden

A (1) Die feinkörnigen Böden der Bodengruppen UL, UM und UA sowie TL, TM und TA nach DIN 18196:2006-06, Tabelle 4, werden als bindig bezeichnet.

A (2) Die gemischtkörnigen Böden der Bodengruppen GU*, GT*, SU* und ST* sowie im Einzelfall auch GU, GT, SU und ST nach DIN 18196:2006-06, Tabelle 4, werden den bindigen Böden zugeordnet, wenn der Feinkorn-Massenanteil das Verhalten des Bodens bestimmt, z. B. durch seine Plastizität.

A 3.1.4 Organische und organogene Böden

A (1) Böden der Bodengruppen HN, HZ und F nach DIN 18196:2006-06, Tabelle 4, werden als organische Böden bezeichnet.

A (2) Nichtbindige Böden nach A 3.1.2 bzw. bindige Böden nach A 3.1.3 werden als Böden mit organischen Beimengungen bezeichnet, wenn der Massenanteil organischer Beimengungen (Glühverlust) bei nichtbindigen Böden mehr als 3 %, bei bindigen mehr als 5 % beträgt. Dem entsprechen die Böden der Bodengruppen OU, OT und OH nach DIN 18196:2006-06, Tabelle 4.

A (3) Böden der Bodengruppen OU, OT und OH nach DIN 18196:2006-06, Tabelle 4, werden als organogen bezeichnet.

A ANMERKUNG zu A 3.1.2 bis A 3.1.4 Die in A 3.1.2 bis A 3.1.4 verwendete Einteilung der Böden in nichtbindige, bindige und organische bzw. organogene Böden dient der einfachen Unterscheidung in der Baupraxis. Soweit eine genauere Einteilung erforderlich ist, z. B. bei der Festlegung von geotechnischen Kenngrößen, ist die Benennung und Beschreibung in Übereinstimmung mit DIN EN ISO 14688-1 maßgebend.

Zu „3.2 Geotechnische Untersuchungen“

Zu „3.2.1 Allgemeines“

A ANMERKUNG zu 3.2.1 Zur Planung von Baugrunduntersuchungen siehe DIN EN 1997-2 und ergänzend dazu DIN 4020.

A ANMERKUNG zu (1)P und (2)P Angaben zu Probennahme sind in DIN EN 1997-2:2010-10, 3.4, 3.5 und zu Grundwassermessstellen in 3.6 enthalten.

Zu „3.3 Ableitung geotechnischer Kenngrößen“

Zu „3.3.1 Allgemeines“

A ANMERKUNG zu (1) Zur Durchführung und Auswertung von Feld- und Laborversuchen zur Bestimmung der nachfolgend aufgeführten geotechnischen Kenngrößen siehe DIN EN 1997-2:2010-10, Abschnitte 4 und 5. Hierzu ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

Zu „3.3.2 Ansprache der Boden- und Felsart“

A ANMERKUNG zu 3.3.2 Der Praxis entsprechend werden alle Festgesteine mit dem Sammelbegriff „Fels“ benannt, alle Lockergesteine mit dem Sammelbegriff „Boden“.

A (3) Die Bodenarten sind auf der Grundlage von DIN EN ISO 14688-1 zu beschreiben, nach DIN 4023 darzustellen und nach DIN EN ISO 14688-2 und DIN 18196 zu klassifizieren.

A (4) Die Felsarten sind auf der Grundlage von DIN EN ISO 14689-1 zu beschreiben und nach DIN 4023 darzustellen.

A (5) Zur Kennzeichnung der Boden- und Felsarten dürfen die Kurzformen nach DIN 4023 verwendet werden.

Zu „3.3.3 Wichte“

A ANMERKUNG zu (1)P Zum Einfluss von Strömungskräften siehe 9.3.1.6.

A (3) Die charakteristischen Werte der Wichte dürfen als Mittelwerte festgelegt werden, wenn das Tragwerk wenig empfindlich gegen Änderungen der ständigen Einwirkungen ist. Ist das Tragwerk gegen solche Änderungen empfindlich, insbesondere beim Nachweis der Grenzzustände EQU in Form des Abhebens oder UPL und HYD in Form von Aufschwimmen und hydraulischem Grundbruch, dann sind neben den Mittelwerten auch untere charakteristische Werte der Wichte festzulegen. In Sonderfällen, z. B. bei Zwängungen kann es auch erforderlich sein, obere charakteristische Werte der Wichte festzulegen.

A (4) Um charakteristische Werte der Wichte zur Ermittlung von Einwirkungen infolge von Eigenlasten des Bodens oder von Erddruck festzulegen, darf auf Erfahrungswerte nach DIN 1055-2 im Rahmen des dort genannten Anwendungsbereichs zurückgegriffen werden.

Zu „3.3.6 Scherfestigkeit“

A (5) Als charakteristische Werte der Scherfestigkeit dürfen in Anlehnung an 2.4.5.2 (2)P in der Regel vorsichtige Schätzwerte des Mittelwertes zugrunde gelegt werden. Zur Anwendung von oberen oder unteren charakteristischen Werten siehe 2.4.5.2 (5) und (6)P.

A (6) Die Kapillarkohäsion eines nichtbindigen Bodens darf nur dann berücksichtigt werden, wenn sie nicht durch vollständiges Austrocknen oder durch Überfluten des Baugrundes, z. B. infolge Ansteigens des Grundwassers oder infolge Wasserzulaufs von oben, verloren gehen kann.

A (7) Die Kohäsion eines bindigen Bodens darf nur dann berücksichtigt werden, wenn der Boden eine mindestens weiche Konsistenz aufweist und wenn verhindert wird, dass er seine Zustandsform, z. B. durch Verwitterung, durch Aufweichen oder beim Auftauen nach einer Frostperiode, gegenüber seinem ursprünglichen Zustand ungünstig ändert. Aufgefüllter Boden muss mindestens einen Verdichtungsgrad nach DIN 18127 von $D_{Pr} = 0,97$ aufweisen. Sind diese Anforderungen nicht oder nur teilweise erfüllt, dann darf die Kohäsion nur aufgrund besonderer Untersuchungen angesetzt werden.

A (8) Treten nichtbindige und bindige Bodenarten oder verschiedene bindige Bodenarten in geschichteter Form auf, so sind die Werte der ungünstigeren Bodenarten zugrunde zu legen, sofern keine genauere Untersuchung angestellt wird.

DIN 1054:2010-12

A (9) Bei der Übertragung der im Versuch an Proben ermittelten Scherfestigkeit auf das Verhalten der gesamten Bodenmasse ist zu berücksichtigen, dass die Scherfestigkeit bindiger und felsartiger Böden durch Haarrisse oder Klüfte sowie durch Einlagerungen schwach bindiger oder nichtbindiger Böden stark herabgesetzt sein kann. Außerdem können durch Verwerfungen und geneigte Schichtfugen bestimmte Gleitflächen vorgegeben sein.

A (10) Bei bindigen Bodenschichten ist zu prüfen, ob ein Porenwasserüberdruck auftreten kann. Porenwasserüberdruck kann bei Änderungen des Spannungszustands entstehen, z. B. bei Belastung des Bodens durch Aufbringen einer zusätzlichen Auflast oder durch die Erhöhung der Eigenlast des Bodens als Folge einer Absenkung des Grundwassers. Er nimmt mit zunehmender Konsolidierung des Bodens wieder ab. Sofern keine genaueren Untersuchungen zur zeitlichen Veränderung des Porenwasserdruckes angestellt werden, sollte die Berechnung sowohl mit den Scherparametern $\varphi_{u,k}$ und $c_{u,k}$ des undrnierten Bodens für den Anfangszustand als auch mit den Scherparametern φ'_k und c'_k des drnierten Bodens für den Endzustand durchgeführt werden. Bei zyklischer oder dynamischer Einwirkung ist zu berücksichtigen, dass durch Anstieg des Porenwasserdruckes eine Entfestigung oder sogar eine Verflüssigung des Bodens auftreten kann.

A (11) Bei der Festlegung charakteristischer Werte der Scherfestigkeit zur Ermittlung von Einwirkungen infolge von Eigenlasten des Bodens oder von Erddruck dürfen die Erfahrungswerte nach DIN 1055-2 im Rahmen des dort genannten Anwendungsbereichs einbezogen werden.

Zu „3.3.7 Boden-Steifigkeit“

A (3) Die Steifigkeit von Boden und Fels darf im Grenzzustand GEO-2 und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) durch charakteristische Werte

— in Form von vorsichtigen Schätzwerten der Mittelwerte von Steifigkeitsparametern bzw.

— durch obere und untere charakteristische Werte von Steifigkeitsparametern

erfasst werden. Vorbelastung und Alterung des Bodens sind gegebenenfalls zu berücksichtigen.

A (4) In Zweifelsfällen ist mit oberen und unteren charakteristischen Werten zu rechnen.

Zu „3.3.9 Kenngrößen für die Durchlässigkeit und Konsolidation von Boden und Fels“**Zu „3.3.9.1 Kenngrößen für die Durchlässigkeit und Konsolidation des Bodens“**

A ANMERKUNG zu (3) Zum Schätzen der Durchlässigkeit auf Grund der Kornverteilung ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

Zu „3.3.10.4 Gewichtssondierung“

A ANMERKUNG zu (2) Für diese Versuchsart liegen in Deutschland kaum Erfahrungen vor.

Zu „3.3.10.5 Pressiometer-Versuch“

A (3) Der Versuch liefert ein Steifigkeitsprofil für die erbohrten Bodenschichten. Die Bewertung der Standsicherheit von Gründungen ist mit den daraus abgeleiteten Kenngrößen allein jedoch nicht möglich.

Zu „3.4 Geotechnischer Untersuchungsbericht“**Zu „3.4.1 Anforderungen“**

A (1a) Bei Bauvorhaben der Geotechnischen Kategorie GK 1 bedarf es keines Geotechnischen Untersuchungsberichts. Jedoch muss in einem Geotechnischen Bericht nach DIN 4020 schriftlich niedergelegt werden, dass die in A 2.1.2.2 aufgeführten Bedingungen eingehalten sind.

A (1b) Der Geotechnische Untersuchungsbericht muss im Geotechnischen Bericht nach DIN 4020 enthalten sein.

A ANMERKUNG zu (3) Die Erstellung des geotechnischen Untersuchungsberichts mit den Ergänzungen nach DIN 4020 und die Erstellung des geotechnischen Entwurfsberichts nach 2.8 können in einer Hand liegen, sofern die dafür erforderliche Sachkunde und Erfahrung vorliegen.

Zu „3.4.2 Darstellung der geotechnischen Befunde“

A ANMERKUNG zu (2) Siehe DIN EN 1997-2:2010-10, 6.2.

Zu „3.4.3 Bewertung der geotechnischen Befunde“

A ANMERKUNG zu (2) Siehe DIN EN 1997-2:2010-10, 6.3.

Zu „4 Bauüberwachung, Kontrollmessungen und Instandhaltung“

Zu „4.1 Allgemeines“

A ANMERKUNG zu (4) Siehe auch 2.7.

A ANMERKUNG zu (5)P Siehe auch 2.7.

Zu „4.2 Bauüberwachung“

Zu „4.2.2 Beaufsichtigung und Kontrolle“

A ANMERKUNG zu (8) Bestandsunterlagen sollten immer für die Nutzungsdauer des Bauwerks aufbewahrt werden.

Zu „4.5 Kontrollmessungen“

A ANMERKUNG zu (1)P Siehe auch 2.7.

A ANMERKUNG zu (10) Siehe auch 2.7.

Zu „6 Flächengründungen“

Zu „6.1 Allgemeines“

A ANMERKUNG zu 6.1 DIN EN 1997-1:2009-09, 6.1 (1)P und (2), sind nachfolgend in A 6.1.1 eingeordnet.

A 6.1.1 Anwendungsbereich und allgemeine Anforderungen

A ANMERKUNG zu 6.1.1 Unter 6.1.1 sind ausschließlich Texte der DIN EN 1997-1 erfasst.

A 6.1.2 Einstufung in die Geotechnischen Kategorien

A (1) Bei der Einstufung von Baumaßnahmen mit Flach- und Flächengründungen in eine Geotechnische Kategorie sind zusätzlich zu den in A (2.1.2) genannten Kriterien die nachfolgend genannten Merkmale hinsichtlich des Schwierigkeitsgrads der Konstruktion heranzuziehen. Sie stellen keine vollständige Aufzählung dar. Die Einstufung der Baumaßnahmen in die Geotechnische Kategorie GK 1 oder GK 2 setzt voraus, dass baugrund- und grundwasserbezogene Kriterien nicht die Einstufung in eine höhere Kategorie erfordern.

DIN 1054:2010-12

A (2) Baumaßnahmen mit folgenden Merkmalen dürfen der Geotechnischen Kategorie GK 1 zugeordnet werden:

- Einzel- und Streifenfundamente von Bauwerken entsprechend A 2.1.2.2 A (16c), bei denen die Voraussetzungen für den vereinfachten Tragfähigkeitsnachweis nach A 6.10.1 A (1) a) bis c) erfüllt sind;
- Gründungsplatten für maximal zweigeschossige gut ausgesteifte Bauwerke.

A (3) Zur Geotechnischen Kategorie GK 2 gehören Baumaßnahmen mit üblichen Einzelfundamenten, Streifenfundamenten und Fundamentplatten, soweit sie nicht in die Geotechnische Kategorie GK 1 eingestuft werden dürfen.

A (4) Folgende Merkmale erfordern die Einstufung der Baumaßnahmen in die Geotechnische Kategorie 3:

- Bauwerke mit besonders hohen Lasten, z. B. Einzellasten über 10 MN;
- Gründungen für Brücken mit großen Spannweiten, z. B. über 40 m, und mit statisch unbestimmt gelagerten Überbauten, die bei Setzungsunterschieden der Stützen und Widerlager maßgebende Zwangsbeanspruchungen erfahren; auch für integrale Brücken;
- Maschinenfundamente mit hohen dynamischen Lasten;
- Gründungen für hohe Türme wie Sendemasten und Industrieschornsteine;
- ausgedehnte Plattengründung auf Baugrund mit unterschiedlichen Steifigkeiten im Grundriss;
- Gründungen neben bestehenden Gebäuden, wenn die in DIN 4123:2000-09, 7.1, 8.1 und 9.1 angegebenen Voraussetzungen nicht zutreffen;
- Gründung eines Bauwerkes bei teils hoch, teils tief liegender Gründungsebene oder mit unterschiedlichen Gründungselementen;
- Kombinierte Pfahl-Plattengründung.

Zu „6.4 Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung“

A (2) Sofern die Frostsicherheit der Sohlflächen von Gründungen nicht auf andere Weise nachgewiesen wird, muss der Abstand von der dem Frost ausgesetzten Fläche bis zur Sohlfläche der Gründung mindestens 0,80 m betragen.

Zu „6.5 Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit“

Zu „6.5.1 Gesamtstandsicherheit“

A ANMERKUNG zu 6.5.1 (2)P Beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit ist nach DIN EN 1997-1/NA:2010-12 zu 2.4.7.3.4.1 (1)P das Nachweisverfahren 3 (GEO-3) anzuwenden.

Zu „6.5.2.1 Allgemeines“

A (4) Der Nachweis der Grundbruchsicherheit ist bei Einzel- und Streifenfundamenten unter Bauteilen sowie bei flach gegründeten Stützwänden für jedes Fundament einzeln zu führen. Bei Flächengründungen, Trägerrostfundamenten, bei Einzel- und Streifenfundamenten mit geringem gegenseitigen Abstand sowie bei Einzel- und Streifenfundamenten, die durch einen steifen Überbau zu Fundamentgruppen verbunden sind und über die gesamte Grundfläche des Bauwerks als einheitlicher Gründungskörper wirken, kann es in Sonderfällen, z. B. bei geneigtem Gelände oder bei einer tiefer liegenden weichen Bodenschicht, erforderlich sein, zusätzlich den Nachweis der Grundbruchsicherheit für das Gesamtbauwerk zu führen. Dieser Nachweis darf gegebenenfalls auch in Form des Nachweises der Gesamtstandsicherheit nach Abschnitt 11 geführt werden.

Zu „6.5.2.2 Rechnerisches Verfahren“

A (1) Für die Grundbruchberechnung sind die in DIN 4017 genannten Verfahren anzuwenden.

A ANMERKUNG zu A (1) Beim Nachweis gegen Grundbruch ist nach DIN EN 1997-1/NA:2010-12 zu 2.4.7.3.4.1 (1)P das Nachweisverfahren 2 anzuwenden (GEO-2). In der zugehörigen Gleichung (2.7b) in 2.4.7.3.3 ist vorgesehen, dass die Einwirkungen mit einem Teilsicherheitsbeiwert γ_F multipliziert werden. Dieser ist mit $\gamma_F = 1$ anzusetzen, da nach 2.4.7.3.2 A (1d) im Regelfall die Beanspruchungen faktorisiert werden [siehe Anmerkung zu 2.4.7.3.3 (1) und auch B.3 (6)]. Dies bedeutet, dass bei der Ermittlung des Grundbruchwiderstands die Exzentrizität und die Lastneigung aus den charakteristischen bzw. repräsentativen Einwirkungen ermittelt werden, siehe A (9).

A (8) Der charakteristische Grundbruchwiderstand $R_{n,k}$ ist in der Regel nach DIN 4017 unter Berücksichtigung von Neigung und Ausmittigkeit der resultierenden charakteristischen bzw. repräsentativen Beanspruchung in der Sohlfläche nach A 6.3.2 zu ermitteln. Wahlweise ist es auch zulässig, unmittelbar die Bemessungswerte E_d der Gesamtbeanspruchung nach 2.4.6.1, in der Folge also die daraus resultierende Lastneigung und Lastexzentrizität für die Ermittlung des Grundbruchwiderstands zu verwenden.

A ANMERKUNG 1 zu A (8) In DIN 4017:2006-03, 7.2, ist die Größe $R_{n,k}$ als R_n bezeichnet.

A ANMERKUNG 2 zu A (8) Das wahlweise genannte Vorgehen liegt auf der sicheren Seite. Es führt in der Regel zu unwirtschaftlicheren Fundamentabmessungen.

A (9) Der Bemessungswert R_d des Grundbruchwiderstands ergibt sich aus dem charakteristischen Grundbruchwiderstand $R_{n,k}$ durch Division mit dem Teilsicherheitsbeiwert für den Grenzzustand GEO und das Nachweisverfahren 2 (GEO-2). Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte sind aus Tabelle A 2.3 zu entnehmen.

$$R_d = R_{n,k} / \gamma_{R,v} \quad \text{A (6.1a)}$$

Dabei ist

$R_{n,k}$ die normal zur Sohlfläche wirkende Komponente des Grundbruchwiderstands (R_n nach DIN 4017:2006-03, 7.2) aus charakteristischen Bodenkenngrößen.

A (10) Bei der Ermittlung der resultierenden charakteristischen bzw. repräsentativen Beanspruchung in der Sohlfläche darf eine Bodenreaktion B_k an der Stirnseite des Fundaments wie eine charakteristische Einwirkung angesetzt werden. Sie darf jedoch höchstens so groß sein wie die parallel zur Sohlfläche angreifende charakteristische bzw. repräsentative Beanspruchung aus den Einwirkungen nach 2.4.2. Außerdem darf sie mit Rücksicht auf die Verschiebungen beim Wecken des Erdwiderstands höchstens mit 50 % des charakteristischen Erdwiderstands, der mit einem Erddruckneigungswinkel $\delta = 0$ zu ermitteln ist, angesetzt werden.

A (11) Bei Ringfundamenten ist die Ringbreite für die Ermittlung des Grundbruchwiderstands maßgebend.

A (12) Bei Fundamentgründungen mit durchbrochener Sohlfläche dürfen die äußeren Abmessungen als maßgebend angenommen werden, solange die Summe der Aussparungen nicht mehr als 20 % der gesamten umrissenen Sohlfläche ausmacht.

Zu „6.5.2.4 Verwendung vorgegebener zulässiger Sohlwiderstände“

A ANMERKUNG zu 6.5.2.4 Nachfolgend sind die Begriffe „zulässiger Sohlldruck“ und „zulässiger Sohlwiderstand“ zu verstehen als „Bemessungswerte des Sohlwiderstands“.

A ANMERKUNG zu 6.5.2.4 (1) Die Empfehlung zur Ermittlung von Bemessungswerten des Sohlwiderstands bei Flächengründungen auf Fels nach Anhang G wird eingeschränkt auf die in A 6.10.4 angegebenen Regelungen.

DIN 1054:2010-12

A (2) Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands dürfen nach Maßgabe von A 6.10 angewandt werden. Dabei wird nachgewiesen, dass die Bemessungswerte $\sigma_{E,d}$ der Sohldruckbeanspruchung höchstens so groß sind wie die Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands.

Zu „6.5.3 Gleitwiderstand“

ANMERKUNG 1 zu 6.5.3 (2)P Beim Nachweis gegen ein Versagen durch Gleiten ist nach 2.4.7.3.4.3 A (1) das Nachweisverfahren 2 anzuwenden (GEO-2).

ANMERKUNG 2 zu 6.5.3 (2)P H_d ist die Resultierende aller tangentialen Bemessungseinwirkungen in der Sohlfläche bzw. einer anderen Prüffläche

A (8) Es ist die Gleichung (6.3b) unter Berücksichtigung der Anmerkung anzuwenden:

$$R_d = V_k' \cdot \tan \delta_k / \gamma_{R,h} \quad \text{A (6.3c)}$$

A ANMERKUNG zu 6.5.3 (10) Der kritische Reibungswinkel ist der Reibungswinkel nach großen Scherwegen.

A (10) Sofern der Sohlreibungswinkel δ nicht eigens ermittelt wird, darf bei Ortbetonfundamenten anstelle des kritischen Reibungswinkels der charakteristische Reibungswinkel ϕ_k' angesetzt werden, jedoch darf ein Wert von 35° nicht überschritten werden. Dies gilt auch bei vorgefertigten Fundamenten, wenn die Fertigteile im Mörtelbett verlegt werden. Bei vorgefertigten glatten Fundamenten ohne Mörtelbett ist als charakteristischer Sohlreibungswinkel $\delta_k = 2/3 \phi_k'$ zu verwenden.

A (11) Es ist die Gleichung (6.4b) anzuwenden.

A ANMERKUNG zu 6.5.3 (13) Da Saugspannungen nicht sicher nachgewiesen werden können, sollte stets von der Bildung einer klaffenden Fuge ausgegangen werden.

A (14) Bei in Gleitrichtung ansteigender Sohlfläche ist — wie bei Fundamenten mit einem Sporn — zusätzlich eine ausreichende Sicherheit gegen Gleiten in Bruchflächen nachzuweisen, die nicht in der Sohlfläche des Fundamentes, sondern durch den Boden verlaufen. Für die Berechnung des Bemessungswertes R_d des Gleitwiderstands ist dann die folgende Gleichung A (6.6) maßgebend.

$$R_d = (V_k' \cdot \tan \phi_k' + A \cdot c_k') / \gamma_{R,h} \quad \text{A (6.6)}$$

A (15) Der Nachweis der Gleitsicherheit ist bei Einzel- und Streifenfundamenten unter Bauteilen sowie bei flach gegründeten Stützkonstruktionen für jedes Fundament einzeln zu führen. Bei Flächengründungen, Trägerrostfundamenten sowie bei Einzel- und Streifenfundamenten, die zu Fundamentgruppen verbunden sind und als einheitlicher Gründungskörper wirken, darf der Nachweis der Gleitsicherheit für das Gesamtbauwerk geführt werden.

A (16) Sofern beim Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten an der Stirnseite des Fundamentkörpers eine Bodenreaktion angesetzt wird, ist zur Bestimmung ihrer Größe zunächst der charakteristische Wert $R_{p,k}$ der Komponente des Erdwiderstands parallel zur Sohlfläche zu bestimmen. Der Erdwiderstand sollte mit dem Erddruckneigungswinkel $\delta = 0$ berechnet werden. Der größte zulässige Bemessungswert $R_{p,d}$ ergibt sich aus dem charakteristischen Erdwiderstand $R_{p,k}$ durch Division mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_{Ep} für den Grenzzustand GEO und das Nachweisverfahren 2 (GEO-2). Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte sind aus Tabelle A 2.3 zu entnehmen.

$$R_{p,d} = R_{p,k} / \gamma_{Ep} \quad \text{A (6.7)}$$

Zu „6.5.4 Stark exzentrische Belastung“

A ANMERKUNG zu 6.5.4 (1)P Bei Beachtung von A (3) und A 6.6.5 werden die genannten Ausmittigkeiten (Exzentrizitäten) nicht überschritten.

A (3) Bei Flach- und Flächengründungen ist die Sicherheit gegen Gleichgewichtsverlust durch Kippen (Grenzzustand EQU) nachzuweisen. Obwohl eine Drehachse innerhalb des Fundamentes zu erwarten ist, darf der Nachweis näherungsweise nach Gleichung 2.4 durch Vergleich destabilisierender und stabilisierender Bemessungsgrößen der Einwirkungen bezogen auf eine fiktive Kippkante am Fundamentrand geführt werden. Zusätzlich müssen die Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit nach A 6.6.5 erbracht werden.

A ANMERKUNG 1 zu A (3) Die tatsächliche Kippkante wandert mit abnehmender Steifigkeit und Scherfestigkeit des Untergrunds zunehmend in die Fundamentfläche hinein. Daher ist der Nachweis um die Fundamentkante allein nicht ausreichend. Der Nachweis der klaffenden Fuge, der in A 6.6.5 als Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (Verdrehung) geregelt wird, stellt sicher, dass die Sohldruckreaktion bei charakteristischen bzw. repräsentativen Lasten in einem erfahrungsgemäß ausreichend großen Fundamentbereich wirkt. Für diesen gedrückten Fundamentbereich wird außerdem ein Grundbruchversagen durch Anwendung von 6.5.2 ausgeschlossen.

A ANMERKUNG 2 zu A (3) Häufig wird die Abmessung von stark exzentrisch belasteten Fundamenten durch den unter A (3) genannten Nachweis bestimmt. Die derart gefundenen Abmessungen sind dann gleichzeitig ausreichend groß, um bei der Bauteilbemessung eine Gleichgewichtsgruppe von Bemessungseinwirkungen – einschließlich Sohldruckreaktion – am Fundament berücksichtigen zu können.

A (4) Für den Nachweis der Standsicherheit (Gleiten, Kippen, Grundbruch) eines ausreichend tief in den Untergrund einbindenden Fundamentkörpers, der durch Momente und Horizontallasten beansprucht wird, darf ein Kräftepaar aus beidseitigen Bodenreaktionen angesetzt werden. Die Größe des Kräftepaars darf aus den Gleichgewichtsbedingungen für die Bemessungswerte der Einwirkungen abgeleitet werden, wobei die Randbedingung

$$E_{p\text{ mob}} \leq 0,25 \cdot E_{p,k} \quad \text{A (6.7)}$$

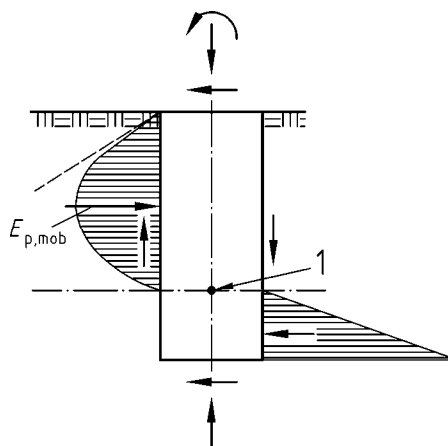
eingehalten werden sollte, siehe Bild A 6.1, wobei $E_{p,k}$ bis zur Tiefe des Drehpunkts ermittelt werden darf.

Dabei ist

$E_{p\text{ mob}}$ der mobilisierte Anteil des charakteristischen Erdwiderstands;

$E_{p,k}$ der charakteristische Erdwiderstand.

A ANMERKUNG zu A (4) Die Größe der drei in Bild A 6.1 dargestellten horizontal wirkenden Reaktionskräfte im Boden ergibt sich außer aus den Gleichgewichtsbedingungen aus Überlegungen zur Mobilisierung von Sohldruckkräften und Erdwiderstand, einschließlich eines Abbaus vom Erdrückdruck auf den aktiven Erddruck. Die horizontale Sohldruckkraft kann in der Regel bereits bei sehr kleinen Verformungen mobilisiert werden. Zusätzlich können eine Exzentrizität der vertikalen Sohldruckkraft sowie Wandreibungskräfte auftreten.



Legende

- 1 Drehpunkt (etwa im unteren Drittelpunkt)
 $E_{p\text{ mob}}$ der mobilisierte Anteil des charakteristischen Erdwiderstands

Bild A 6.1 — Aufnahme einer stark exzentrischen Belastung durch ein Kräftepaar aus mobilisiertem Erdwiderstand

DIN 1054:2010-12

Zu „6.6 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“

Zu „6.6.1 Allgemeines“

A (5) Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind die Hinweise zu den Einwirkungen in 2.4.8 zu beachten.

Zu „6.6.2 Setzung“

A (3) Die Größe der Setzungen von Flach- und Flächengründungen soll auf der Grundlage der DIN 4019 (alle Teile) ermittelt werden, soweit die dort genannten Voraussetzungen erfüllt sind.

A (17) Bei nichtbindigen Böden sind regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen bei der Ermittlung der Setzungen zu berücksichtigen. Bei der Ermittlung von Konsolidationssetzungen bindiger Böden dürfen veränderliche Einwirkungen vernachlässigt werden, deren Einwirkungszeit wesentlich kleiner ist als die zum Ausgleich des Porenwasserüberdrucks erforderliche Zeit.

A (18) Bei zyklisch wirkenden Lasten sind hinsichtlich der damit verbundenen Setzungen, insbesondere bei wassergesättigten, bindigen Böden, besondere Untersuchungen durchzuführen, gegebenenfalls im Rahmen der Beobachtungsmethode, siehe 2.7.

A (19) Die rechnerischen Setzungen der einzelnen Gründungselemente eines Gebäudes oder anderer baulicher Anlagen sind unter Berücksichtigung der Konstruktion des Tragwerks und seiner Funktion zu beurteilen (siehe z. B. EVB).

A (20) Sofern die Setzungen bei der Bemessung des Tragwerks berücksichtigt werden sollen, sind sie

— sowohl als charakteristische Werte in Form von vorsichtigen Schätzwerten des Mittelwerts (wahrscheinliche Setzungen)

— als auch als kleinste und größte zu erwartende (mögliche) Setzungen,

anzugeben.

A (21) Wird die Tragfähigkeit der Gründung mit den Tabellenwerten nach dem vereinfachten Nachweis nach A 6.10 nachgewiesen, dann ist damit zu rechnen, dass bei mittig belasteten Fundamenten die in A 6.10.2.1 A (3) angegebenen Setzungen auftreten werden. Bei einer Erhöhung des Bemessungswerts des Sohldruckwiderstands nach A 6.10.2.2 A (2) bzw. nach A 6.10.3.2 sind die zu erwartenden Setzungen entsprechend der in Anspruch genommenen Erhöhung zu vergrößern.

A 6.6.5 Fundamentverdrehung und Begrenzung einer klaffenden Fuge

A (1) Die maßgebende Sohldruckresultierende ergibt sich als resultierende charakteristische bzw. repräsentative Beanspruchung in der Sohlfläche aus der ungünstigsten Kombination der charakteristischen bzw. repräsentativen Werte ständiger und veränderlicher Einwirkungen für die Bemessungssituationen BS-P und gegebenenfalls BS-T entsprechend 2.2. Maßgebend ist die größte Ausmittigkeit.

A (2) Bei Gründungen auf nichtbindigen und bindigen Böden darf in der Sohlfläche infolge der aus ständigen Einwirkungen resultierenden charakteristischen Beanspruchung keine klaffende Fuge auftreten. Diese Bedingung ist eingehalten, wenn die Sohldruckresultierende innerhalb der 1. Kernweite liegt (bei Rechteckfundamenten: schraffierte Fläche in Bild A 6.2).

A (3) Die Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden bei ständigen und veränderlichen Einwirkungen darf höchstens so groß werden, dass die Gründungsohle des Fundaments noch bis zu ihrem Schwerpunkt durch Druck belastet bleibt (2. Kernweite). Bei Fundamenten, deren Grundriss einen rechteckigen oder kreisförmigen Vollquerschnitt hat, muss somit die resultierende charakteristische bzw. repräsentative

Beanspruchung infolge der ungünstigsten Kombination der charakteristischen bzw. repräsentativen Werte ständiger und veränderlicher Einwirkungen die Sohlfäche innerhalb eines Bereiches schneiden, der

— beim rechteckigen Vollquerschnitt nach Bild A 6.2 durch die Ellipse

$$\left(\frac{x_e}{b_L}\right)^2 + \left(\frac{y_e}{b_B}\right)^2 = \frac{1}{9} \quad \text{A (6.8)}$$

— beim kreisförmigen Vollquerschnitt durch einen Kreis mit dem Radius

$$r_e = 0,59 \cdot r \quad \text{A (6.9)}$$

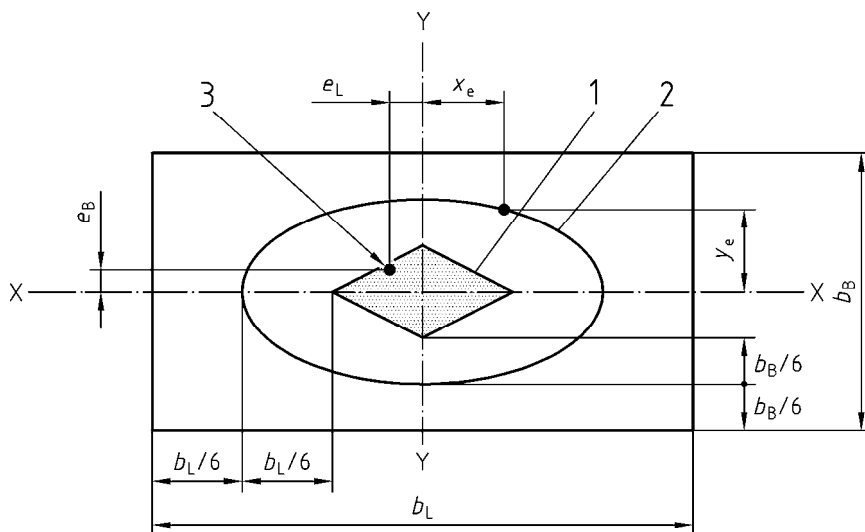
begrenzt ist.

Dabei ist

e_L, e_B die Ausmittigkeiten der resultierenden charakteristischen bzw. repräsentativen Beanspruchung in der Sohlfäche in Richtung der Fundamentachsen x und y mit den höchstzulässigen Werten x_e und y_e ;

b_L, b_B die dazugehörigen Fundamentbreiten;

r der Radius bei kreisförmigen Fundamenten.



Legende

- 1 1. Kernweite
- 2 2. Kernweite
- 3 Angriffspunkt der resultierenden charakteristischen Beanspruchung

**Bild A 6.2 — Grundriss eines rechteckigen Fundamentes;
Bezeichnungen bei zweiachsiger Ausmittigkeit**

A (4) Bei Einhaltung der zulässigen Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden nach A (3) darf angenommen werden, dass bei Einzel- und Streifenfundamenten auf mindestens mitteldicht gelagertem nichtbindigem Boden bzw. mindestens steifem bindigem Boden keine unzuträglichen Verdrehungen des Bauwerkes auftreten.

DIN 1054:2010-12

A (5) Liegen Hinweise dafür vor, dass ungleichmäßige Setzungen der Gründung oder von Teilen der Gründung zu Schäden am Bauwerk oder an dessen Umgebung führen können, dann sind die Verdrehungen in Anlehnung an 6.6.3 zu ermitteln.

A 6.6.6 Verschiebungen in der Sohlfläche

A (1) Bei Flach- und Flächengründungen darf der Nachweis gegen unzuträgliche Verschiebungen des Fundaments in der Sohlfläche als erbracht angesehen werden, wenn

- beim Nachweis der Gleitsicherheit nach 6.5.3 auf der Stirnseite des Fundaments keine Bodenreaktion angesetzt wird oder
- bei mindestens mitteldicht gelagerten nichtbindigen Böden bzw. bei mindestens steifen bindigen Böden
 - nicht mehr als zwei Drittel des charakteristischen Gleitwiderstands in der Fundamentsohle sowie
 - nicht mehr als ein Drittel des charakteristischen Erdwiderstands vor der Stirnseite des Fundamentkörpers

zur Herstellung des Gleichgewichts der charakteristischen bzw. repräsentativen Kräfte parallel zur Sohlfläche erforderlich sind.

A (2) Sofern

- der Erdwiderstand vor der Stirnseite des Gründungskörpers in höherem Maße in Anspruch genommen wird als in A (1) angegeben oder
- der Boden nicht den unter A (1) genannten Anforderungen entspricht,

ist nachzuweisen, dass bei Ansatz der charakteristischen bzw. repräsentativen Werte der ständigen und der regelmäßig auftretenden veränderlichen Einwirkungen sowie infolge der charakteristischen bzw. repräsentativen Werte der seltenen oder einmaligen planmäßigen Einwirkungen keine unzuträglichen Verschiebungen des Fundaments in der Sohlfläche der Flach- oder Flächengründung auftreten.

Zu „6.7 Gründungen auf Fels; ergänzende Gesichtspunkte bei Entwurf und Bemessung“

A (2) Wenn die zugehörigen Voraussetzungen vorliegen, sollen Bemessungswerte des Sohlwiderstandes nach A 6.10.4 ermittelt werden.

Zu „6.8 Bemessung der Bauteile von Flächengründungen“

A (1) Grenzzustände des Versagens innerhalb der Bauteile der Flächengründungen müssen nach

DIN EN 1992 bis DIN EN 1996 und DIN EN 1999 nachgewiesen werden.

A ANMERKUNG zu 6.8 (3) Zur Berechnung biegeweicher Gründungen siehe DIN-Fachbericht 130 [10]. Zur Berechnung kombinierter Pfahl-Platten-Gründungen siehe 7.6.1.1 A (5).

A (3) Sohlplatten, die unter Auftrieb stehen, sind für die ungünstigste Kombination der Bemessungswerte der Auflasten ($G_d = \gamma_G \cdot G_k$ und $Q_d = \gamma_Q \cdot Q_{rep}$) sowie für den Bemessungswert des Sohlwasserdrucks (W_d) in den Grenzen für günstige Wirkung bei niedrigstem Wasserstand ($\gamma_{G,inf} \cdot W_{k,min}$) und ungünstige Wirkung bei höchstem Wasserstand ($\gamma_G \cdot W_{k,max}$) zu bemessen. Die resultierende Sohlwasserdruckreaktion ($N_{d,res}$) ergibt sich dann aus dem Gleichgewicht der Vertikallasten unter Berücksichtigung der Baugrundreaktion:

$$N_{d,res} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_{rep} - W_d \quad \text{A (6.10)}$$

Um bei nichtlinearen Effekten im Baugrund (lokales Plastifizieren des Baugrunds am Rand der Platte, Entstehen von Bereichen, in denen Zugspannungen ausgeschlossen werden müssen, nichtlineares Last-Setzungs-Verhalten) sicherzustellen, dass die Baugrundreaktion etwa im Bereich der charakteristischen Beanspruchung ermittelt werden, wird in solchen Fällen empfohlen, die Baugrundreaktion in einem Lastniveau der charakteristischen Einwirkungen zu berechnen. Dazu sind die veränderlichen repräsentativen Lasten um einen Faktor γ_Q/γ_G zu erhöhen und danach z. B. mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens, des Steifemodulverfahrens oder von Finite-Element-Berechnungen eine resultierende Sohldruckreaktion $N_{k,res}$ zu errechnen:

$$N_{k,res} = G_k + \gamma_Q/\gamma_G \cdot Q_{rep} - W_k \quad A (6.11)$$

Die Berechnung ist sowohl für $W_{k,max}$ als auch für $W_{k,min}$ durchzuführen. Nach Ermittlung von $N_{k,res}$ ergibt sich $N_{d,res}$ aus Multiplikation mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_G .

A 6.10 Vereinfachter Nachweis in Regelfällen

A 6.10.1 Allgemeines

A (1) Die Nachweise für die Grenzzustände Grundbruch und Gleiten sowie der Gebrauchstauglichkeit (Nachweis der Setzungen) dürfen durch die Verwendung von Erfahrungswerten für den Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands ersetzt werden, sofern folgende Voraussetzungen erfüllt sind:

- Die Fundamentsohle ist waagerecht und die Geländeoberfläche sowie die Schichtgrenzen verlaufen annähernd waagerecht.
- Der Baugrund weist bis in eine Tiefe unter der Gründungssohle, die der zweifachen Fundamentbreite entspricht, mindestens aber bis in 2,0 m Tiefe eine ausreichende Festigkeit auf; hierzu siehe A 6.10.2.1 A(4) bei nichtbindigem Boden bzw. A 6.10.3.1 A (4) bei bindigem Boden.
- Das Fundament wird nicht regelmäßig oder überwiegend dynamisch beansprucht. In bindigen Schichten entsteht kein nennenswerter Porenwasserüberdruck.
- Eine stützende Wirkung des Bodens vor dem Fundament darf nur in Rechnung gestellt werden, wenn sein Verbleib durch konstruktive oder andere Maßnahmen sichergestellt ist.
- Die Neigung der charakteristischen bzw. repräsentativen Sohldruckresultierenden hält die Bedingung $\tan \delta = H/V \leq 0,2$ ein.

A ANMERKUNG zu A (1) e) Wahlweise ist es auch zulässig, die Neigung der Sohldruckresultierenden aus der Bemessungsbeanspruchung zu ermitteln. Dieses Vorgehen liegt auf der sicheren Seite und kann zu unwirtschaftlicheren Fundamentabmessungen führen.

- Die Bedingungen hinsichtlich der zulässigen Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden für charakteristische bzw. repräsentative Beanspruchungen nach 6.6.5 sind eingehalten.
- Der Nachweis gegen Gleichgewichtsverlust durch Kippen entsprechend 6.5.4 A (3) ist erfüllt.

A (2) Ausreichende Sicherheiten gegen Grundbruch und bauwerksverträgliche Setzungen dürfen als nachgewiesen angesehen werden, wenn die Bedingung

$$\sigma_{E,d} \leq \sigma_{R,d} \quad A (6.12)$$

erfüllt ist.

Dabei ist

$\sigma_{E,d}$ der Bemessungswert der Sohldruckbeanspruchung nach A (3).

$\sigma_{R,d}$ der Bemessungswert des Sohlwiderstands nach A (4).

DIN 1054:2010-12

A (3) Der Bemessungswert der Sohldruckbeanspruchung ergibt sich aus der ungünstigsten Einwirkungskombination. Hierfür kommen folgende Wege in Frage:

- Sofern die Schnittgrößen mit charakteristischen bzw. repräsentativen Werten der Einwirkungen ermittelt wurden, ergibt sich der Bemessungswert $\sigma_{E,d}$ der Sohldruckbeanspruchung aus den charakteristischen bzw. repräsentativen Vertikalbeanspruchungen $N_{G,k}$ und $N_{Q,k}$ bzw. $N_{Q,rep}$, multipliziert mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_G und γ_Q für Grenzzustände GEO und das Nachweisverfahren 2 (GEO-2). Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte sind aus Tabelle A 2.1 zu entnehmen.
- Sofern die Schnittgrößen mit Bemessungswerten der Einwirkungen ermittelt wurden, ergibt sich der Bemessungswert der Sohldruckbeanspruchung aus dem Bemessungswert der Vertikalbeanspruchung $V_d = N_d$.

A ANMERKUNG 1 zu A (3) Die Ermittlung der Ausmittigkeit mit Bemessungswerten liegt auf der sicheren Seite und kann zu unwirtschaftlicheren Fundamentabmessungen führen.

Bei ausmittiger Lage der Sohldruckresultierenden darf nur derjenige Teil A' der Sohlfläche angesetzt werden, für den die resultierende charakteristische bzw. repräsentative Beanspruchung im Schwerpunkt steht, also bei Rechteckfundamenten mit den Seitenlängen b_L und b_B und zugeordneten Ausmittigkeiten e_L und e_B die Fläche (siehe Bild A 6.2):

$$A' = b_L' \cdot b_B' = (b_L - 2 \cdot e_L) \cdot (b_B - 2 \cdot e_B) \quad \text{A (6.13)}$$

Als maßgebende Sohldruckbeanspruchung ist in diesem Fall die Spannung anzusetzen, die sich aus der Division der Vertikalbeanspruchung durch die reduzierte Sohlfläche A' ergibt.

A ANMERKUNG 2 zu A (3) Wegen der unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und vorübergehende Beanspruchungen ergibt sich auf der Basis charakteristischer bzw. repräsentativer Werte der Beanspruchungen eine günstigere Bemessung als auf der Basis von entsprechenden Bemessungswerten.

A (4) Der Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands ergibt sich nach A 6.10.2 bzw. A 6.10.3, gegebenenfalls erhöht nach A 6.10.2.2 bzw. A 6.10.3.2 oder vermindert nach A 6.10.2.3, A 6.10.2.4, bzw. A 6.10.3.3.

A (5) Ist die Einbindetiefe auf allen Seiten des Gründungskörpers $d > 2,00$ m, so darf der Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands nach A 6.10.2 bzw. A 6.10.3 um die Spannung erhöht werden, die sich aus der 1,4-fachen Bodenentlastung ergibt, die sich aus der über 2 m hinausgehenden Tiefe ergibt. Dabei darf der Boden weder vorübergehend noch dauernd entfernt werden, solange die maßgebende Beanspruchung vorhanden ist.

A (6) Die in A 6.10.2.1 und A 6.10.3.1 angegebenen Setzungen beziehen sich auf allein stehende Fundamente mit mittiger Belastung; sie können sich bei gegenseitiger Beeinflussung benachbarter Fundamente vergrößern. Bei ausmittig belasteten Fundamenten treten Verdrehungen auf, die nach 6.6.5 nachgewiesen werden müssen, sofern sie den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wesentlich beeinflussen.

A 6.10.2 Nichtbindiger Boden

A 6.10.2.1 Bemessungswert des Sohlwiderstands

A (1) Der unter den in A 6.10.1 genannten Voraussetzungen bei

- einem Boden mit mittlerer Festigkeit nach A (4) und
- senkrechter Richtung der Sohldruckbeanspruchung

für Streifenfundamente maßgebende Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands darf in Abhängigkeit von der tatsächlichen Fundamentbreite b bzw. von der reduzierten Fundamentbreite b' den Tabellen A 6.1 und A 6.2 entnommen werden.

A ANMERKUNG zu A (1) Die Tabellenwerte sind für die Bemessungssituation BS-P ermittelt worden, die Anwendung für die Bemessungssituation BS-T liegt auf der sicheren Seite. Der mit zunehmender Fundamentbreite ebenfalls zunehmende Bemessungswert des Sohlwiderstands $\sigma_{R,d}$ nach Tabelle A 6.1 ist auf der Grundlage einer ausreichenden Grundbruchsicherheit ermittelt worden, der ab b bzw. $b' > 1,00$ m mit zunehmender Fundamentbreite abnehmende Bemessungswert des Sohlwiderstands $\sigma_{R,d}$ nach Tabelle A 6.2 auf der Grundlage einer Begrenzung der Setzungen.

A (2) Bei den Tabellen A 6.1 und A 6.2 dürfen Zwischenwerte geradlinig interpoliert werden. Wenn bei ausmittiger Belastung die kleinere reduzierte Seitenlänge $b' < 0,50$ m wird, dürfen die Tabellenwerte hierfür geradlinig extrapoliert werden.

A (3) Für mittige Belastung gilt:

- Die auf der Grundlage der Tabelle A 6.1 bemessenen Fundamente können sich bei Fundamentbreiten bis 1,50 m um etwa 2 cm, bei breiteren Fundamenten ungefähr proportional zur Fundamentbreite stärker setzen;
- die auf der Grundlage der Tabelle A 6.2 bemessenen Fundamente können sich um ein Maß setzen, das bei Fundamentbreiten bis 1,50 m etwa 1 cm, bei breiteren Fundamenten etwa 2 cm nicht übersteigt.

A (4) Die für die Anwendung des Bemessungswerts $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands nach den Tabellen A 6.1 und A 6.2 geforderte mittlere Festigkeit darf angenommen werden, wenn eine der in Tabelle A 6.3 angegebenen Bedingungen eingehalten ist. Maßgebend ist jeweils der Mittelwert der gemessenen Werte von Lagerungsdichte D , Verdichtungsgrad D_{Pr} oder Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde innerhalb des in A 6.10.1 A (1) b) beschriebenen Bodenbereiches.

Tabelle A 6.1 — Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands für Streifenfundamente auf nichtbindigem Boden auf der Grundlage einer ausreichenden Grundbruchsicherheit mit den Voraussetzungen nach Tabelle A 6.3

Kleinste Einbindetiefe des Fundaments	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands					
	kN/m ²					
	b bzw. b'					
m	0,50 m	1,00 m	1,50 m	2,00 m	2,50 m	3,00 m
0,50	280	420	560	700	700	700
1,00	380	520	660	800	800	800
1,50	480	620	760	900	900	900
2,00	560	700	840	980	980	980
bei Bauwerken mit Einbindetiefen $0,30\text{ m} \leq d \leq 0,50\text{ m}$ und mit Fundamentbreiten b bzw. $b' \geq 0,30\text{ m}$	210					
ACHTUNG — Die angegebenen Werte sind Bemessungswerte des Sohlwiderstands, keine aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11.						

DIN 1054:2010-12

Tabelle A 6.2 — Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands für Streifenfundamente auf nichtbindigem Boden auf der Grundlage einer ausreichenden Grundbruchsicherheit und einer Begrenzung der Setzungen mit den Voraussetzungen nach Tabelle A 6.3

Kleinste Einbindetiefe des Fundaments	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands					
	kN/m ²					
	b bzw. b'					
	m	0,50 m	1,00 m	1,50 m	2,00 m	2,50 m
0,50	280	420	460	390	350	310
1,00	380	520	500	430	380	340
1,50	480	620	550	480	410	360
2,00	560	700	590	500	430	390
bei Bauwerken mit Einbindetiefen $0,30\text{ m} \leq d \leq 0,50\text{ m}$ und mit Fundamentbreiten b bzw. $b' \geq 0,30\text{ m}$	210					
ACHTUNG — Die angegebenen Werte sind Bemessungswerte des Sohlwiderstands, keine aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11.						

Tabelle A 6.3 — Voraussetzungen für die Anwendung der Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands nach den Tabellen A 6.1 und A 6.2 bei nichtbindigem Boden

Bodengruppe nach DIN 18196	Ungleichförmigkeitszahl nach DIN 18196 U	mittlere Lagerungsdichte nach DIN 18126 D	mittlerer Verdichtungsgrad nach DIN 18127 D_{Pr}	mittlerer Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c MN/m ²
SE, GE, SU, GU, ST, GT	≤ 3	$\geq 0,30$	$\geq 95 \%$	$\geq 7,5$
SE, SW, SI, GE, GW, GT, SU, GU	> 3	$\geq 0,45$	$\geq 98 \%$	$\geq 7,5$

A (5) In den Fällen, die durch die Tabellen A 6.1 und A 6.2 nicht erfasst sind, müssen die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden.

A 6.10.2.2 Erhöhung des Bemessungswerts des Sohlwiderstands

A (1) Bei Fundamenten mit mindestens 0,50 m Breite und 0,50 m Einbindetiefe ist es zulässig, den nach A 6.10.2.1 ermittelten Bemessungswert des Sohlwiderstands, wie nachstehend angegeben, zu erhöhen und gegebenenfalls die einzelnen Erhöhungen zu addieren.

A (2) Bei Rechteckfundamenten mit einem Seitenverhältnis $b_B / b_L < 2$ bzw. $b_B' / b_L' < 2$ und bei Kreisfundamenten darf der in den Tabellen A 6.1 und A 6.2 angegebene Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands um 20 % erhöht werden. Für die auf der Grundlage des Grundbruchs ermittelten Werte (Tabelle A 6.1) gilt dies aber nur dann, wenn die Einbindetiefe größer ist als $0,60 \cdot b$ bzw. $0,60 \cdot b'$.

A (3) Der in den Tabellen A 6.1 und A 6.2 angegebene Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands darf um bis zu 50 % erhöht werden, wenn sich bis in die in A 6.10.1 (1) b) angegebene Tiefe nachweisen lässt, dass der Boden eine hohe Festigkeit aufweist. Dies ist der Fall, wenn eine der in Tabelle A 6.4 genannten Bedingungen erfüllt ist. Maßgebend ist jeweils der Mittelwert der gemessenen Werte von Lagerungsdichte D , Verdichtungsgrad D_{Pr} oder Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde innerhalb des in A 6.10.1 (1) b) beschriebenen Bodenbereichs.

Tabelle A 6.4 — Voraussetzungen für die Erhöhung der Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands nach A 6.10.2.2 A (3) bei nichtbindigem Boden

Bodengruppe nach DIN 18196	Ungleichförmigkeitszahl nach DIN 18196 U	mittlere Lagerungsdichte nach DIN 18126 D	mittlerer Verdichtungsgrad nach DIN 18127 D_{Pr}	mittlerer Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c MN/m ²
SE, GE, SU, GU, ST, GT	≤ 3	$\geq 0,50$	$\geq 98 \%$	≥ 15
SE, SW, SI, GE, GW, GT, SU, GU	> 3	$\geq 0,65$	$\geq 100 \%$	≥ 15

A 6.10.2.3 Verminderung des Bemessungswerts des Sohlwiderstands bei Grundwasser

A (1) Der in Tabelle A 6.1 angegebene Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands gilt für den Fall, dass der Abstand zwischen Grundwasserspiegel und Gründungssohle mindestens so groß ist wie die maßgebende Fundamentbreite b_b bzw. b_b' nach A 6.10.1 A (3). Liegt der Grundwasserspiegel in Höhe der Gründungssohle, dann ist der Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands nach Tabelle A 6.1 um 40 % zu verringern.

A (2) Ist der Abstand zwischen dem maßgebenden Grundwasserspiegel und der Gründungssohle kleiner als die maßgebende Fundamentbreite b bzw. b' , dann darf zwischen dem um 40 % abgeminderten und dem nicht abgeminderten Bemessungswert des Sohlwiderstands in Abhängigkeit von der maßgebenden Spiegelhöhe geradlinig interpoliert werden.

A (3) Liegt der Grundwasserspiegel über der Gründungssohle, dann reicht die Abminderung der in Tabelle A 6.1 angegebenen Bemessungswerte des Sohlwiderstands um 40 % nur dann aus, wenn die Einbindetiefe größer ist als 0,80 m und außerdem größer ist als die Fundamentbreite b . Sofern diese beiden Voraussetzungen nicht erfüllt werden, müssen die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden.

A (4) Der in Tabelle A 6.2 angegebene Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands gilt für den Fall, dass er nicht größer ist als der verminderte Bemessungswert des Sohlwiderstands auf der Grundlage einer ausreichenden Sicherheit gegen Grundbruch nach Tabelle A 6.1. Maßgebend ist der kleinere Wert.

A 6.10.2.4 Verminderung des Bemessungswerts des Sohlwiderstands infolge von waagerechten Beanspruchungen

A (1) Bei Fundamenten, bei denen außer der resultierenden senkrechten Sohldruckbeanspruchung V_k auch eine waagerechte Komponente H_k angreift, ist der in Tabelle A 6.1 auf der Grundlage einer ausreichenden Grundbruchsicherheit angegebene, gegebenenfalls nach A 6.10.2.2 erhöhte bzw. nach A 6.10.2.3 verminderte Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands wie folgt abzumindern:

- mit dem Faktor $(1 - H_k/V_k)$, wenn H_k parallel zur langen Fundamentseite wirkt und das Seitenverhältnis $b_L / b_B \geq 2$ bzw. $b_L' / b_B' \geq 2$ ist;
- mit dem Faktor $(1 - H_k/V_k)^2$ in allen anderen Fällen.

DIN 1054:2010-12

A ANMERKUNG zu A (1) Es ist zulässig, anstelle des Verhältnisses H_k/V_k das Verhältnis H_d/V_d zu verwenden. Dieses Vorgehen liegt auf der sicheren Seite und führt in der Regel zu unwirtschaftlicheren Fundamentabmessungen.

A (2) Der in Tabelle A 6.2 angegebene Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands darf unverändert verwendet werden, solange er nicht größer ist als der herabgesetzte, auf der Grundlage einer ausreichenden Grundbruchsicherheit in Tabelle A 6.1 angegebene Wert. Maßgebend ist der kleinere Wert.

A 6.10.3 Bindiger Boden**A 6.10.3.1 Bemessungswert des Sohlwiderstands**

A (1) Der unter den in A 6.10.1 genannten Voraussetzungen bei bindigem Baugrund von Streifenfundamenten Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands darf den Tabellen A 6.5 bis A 6.8 entnommen werden. Die Sohldruckbeanspruchung darf senkrecht oder geneigt angreifen.

A ANMERKUNG zu A (1) Die Tabellenwerte sind für die Bemessungssituation BS-P ermittelt worden, die Anwendung für die Bemessungssituation BS-T liegt auf der sicheren Seite.

Tabelle A 6.5 — Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands für Streifenfundamente auf reinem Schluff (UL nach DIN 18196) mit Breiten b bzw. b' von 0,50 m bis 2,00 m bei steifer bis halbfester Konsistenz oder einer mittleren einaxialen Druckfestigkeit $q_{u,k} > 120 \text{ kN/m}^2$

kleinste Einbindetiefe des Fundaments m	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands kN/m ²
0,50	180
1,00	250
1,50	310
2,00	350
ACHTUNG — Die angegebenen Werte sind Bemessungswerte des Sohlwiderstands, keine aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11.	

Tabelle A 6.6 — Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands für Streifenfundamente auf gemischtkörnigem Boden (SU*, ST, ST*, GU*, GT* nach DIN 18196; z. B. Geschiebemergel) mit Breiten b bzw. b' von 0,50 m bis 2,00 m

kleinste Einbindetiefe des Fundaments m	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands kN/m ²		
	mittlere Konsistenz		
	steif	halbfest	fest
0,50	210	310	460
1,00	250	390	530
1,50	310	460	620
2,00	350	520	700
mittlere einaxiale Druckfestigkeit $q_{u,k}$ in kN/m ²	120 bis 300	300 bis 700	> 700
ACHTUNG — Die angegebenen Werte sind Bemessungswerte des Sohlwiderstands, keine aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11.			

Tabelle A 6.7 — Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands für Streifenfundamente auf tonig schluffigem Boden (UM, TL, TM nach DIN 18196) mit Breiten b bzw. b' von 0,50 m bis 2,00 m

kleinste Einbindetiefe des Fundaments m	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands kN/m ²		
	mittlere Konsistenz		
	steif	halbfest	fest
0,50	170	240	390
1,00	200	290	450
1,50	220	350	500
2,00	250	390	560
mittlere einaxiale Druckfestigkeit $q_{u,k}$ in kN/m ²	120 bis 300	300 bis 700	> 700
ACHTUNG — Die angegebenen Werte sind Bemessungswerte des Sohlwiderstands, keine aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11.			

Tabelle A 6.8 — Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands $\sigma_{R,d}$ für Streifenfundamente auf Ton-Boden (TA nach DIN 18196) mit Breiten b bzw. b' von 0,50 m bis 2,00 m

kleinste Einbindetiefe des Fundaments m	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands kN/m ²		
	mittlere Konsistenz		
	steif	halbfest	fest
0,50	130	200	280
1,00	150	250	340
1,50	180	290	380
2,00	210	320	420
mittlere einaxiale Druckfestigkeit $q_{u,k}$ in kN/m ²	120 bis 300	300 bis 700	> 700
ACHTUNG — Die angegebenen Werte sind Bemessungswerte des Sohlwiderstands, keine aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11.			

A (2) Die Werte in den Tabellen A 6.5 bis A 6.8 sind nicht auf Bodenarten anwendbar, bei denen ein plötzlicher Zusammenbruch des Korngerüsts zu befürchten ist, z. B. auf Lössboden.

A (3) Die Anwendung der in den Tabellen A 6.5 bis A 6.8 genannten Werte für den Bemessungswert des Sohlwiderstands kann bei mittig belasteten Fundamenten zu Setzungen in der Größenordnung von 2 cm bis 4 cm führen.

A (4) Die für die Anwendung des Bemessungswertes $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands nach den Tabellen A 6.5 bis A 6.8 geforderte Festigkeit des Bodens muss durch folgende Untersuchungen ermittelt werden:

- Entweder muss aus Laborversuchen nach DIN EN 1997-2:2010-10, 5.5.7 oder aus Handversuchen nach DIN EN ISO 14688-1:2003-01, 5.14 die Zustandsform (Konsistenz) bestimmt werden;
- oder es muss die einaxiale Druckfestigkeit nach DIN EN 1997-2:2010-10, 5.8.4 ermittelt werden.

DIN 1054:2010-12

Ergeben sich bei mehreren Versuchen unterschiedliche Werte der Zustandsform oder der einaxialen Druckfestigkeit, dann ist jeweils der Mittelwert innerhalb des in A 6.10.1 A (1) b) beschriebenen Bodbereichs maßgebend.

A (5) Sofern Versuche zur Ermittlung der Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens vorliegen, darf die einaxiale Druckfestigkeit q_u näherungsweise mit $\varphi_u = 0$ aus dem Ansatz

$$q_{u,k} = 2 \cdot c_{u,k} \quad \text{A (6.14)}$$

ermittelt werden.

A (6) In den Fällen, die durch die Tabellen A 6.5 bis A 6.8 nicht erfasst sind, müssen die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden.

A 6.10.3.2 Erhöhung des Bemessungswerts des Sohlwiderstands

Bei Rechteckfundamenten mit einem Seitenverhältnis $b_L / b_B < 2$ bzw. $b_L' / b_B' < 2$ und bei Kreisfundamenten darf der in den Tabellen A 6.5 bis A 6.8 angegebene bzw. der nach A 6.10.3.3 für größere Fundamentbreiten ermittelte Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands um 20 % erhöht werden.

A 6.10.3.3 Verminderung des Bemessungswerts des Sohlwiderstands

A (1) Bei Fundamentbreiten zwischen 2 m und 5 m muss der in den Tabellen A 6.5 bis A 6.8 angegebene Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands um 10 % je Meter zusätzlicher Fundamentbreite vermindert werden.

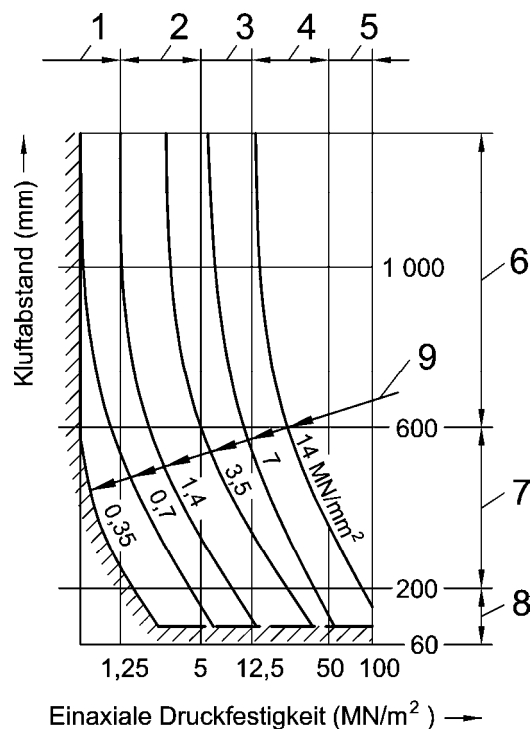
A (2) Bei Fundamentbreiten von mehr als 5 m müssen die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden.

A 6.10.4 Fels

A (1) Besteht der Baugrund aus gleichförmigem beständigem Fels in ausreichender Mächtigkeit, so dürfen Fundamente mit der Annahme eines Bemessungswertes $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands bemessen werden. Der für quadratische Fundamente maßgebende Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands darf in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit und vom Kluftabstand des Gebirges dem Diagramm in Bild A 6.3 entnommen werden. Die Einstufung als beständiger Fels ist gegeben, wenn die folgenden Felseigenschaften erfüllt sind:

- Raumausfüllung: dicht oder porös (nach DIN EN ISO 14689-1:2004-04, NA.4);
- mindestens mäßige Kornbindung (nach DIN EN ISO 14689-1:2004-04, NA.5);
- in Wasser nicht veränderlich (nach DIN EN ISO 14689-1:2004-04, 2.4.6);

Sofern die vorgenannten Felseigenschaften nicht vorliegen oder aufgrund eines Gehalts an Gips, Anhydrit, Salz oder quellfähigen Tonmineralen mit Quell- und Lösungserscheinungen zu rechnen ist, sind Einzelbetrachtungen erforderlich.



ACHTUNG — Die angegebenen Werte sind Bemessungswerte des Sohlwiderstands, keine aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11.

Legende

- 1 sehr mürb
- 2 mürb
- 3 mäßig mürb
- 4 mäßig hart
- 5 hart
- 6 weitständige Trennflächen (dickbankig)
- 7 mittelständige Trennflächen (mittelbankig)
- 8 engständige Trennflächen (dünnbankig)
- 9 Bemessungswert des Sohlwiderstands

Bild A 6.3 — Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands für quadratische Einzelfundamente auf Fels

A ANMERKUNG zu A (1) Der Inhalt des Bildes A 6.3 ist modifizierter Teil des informativen Anhangs G aus DIN EN 1997-1:2009-09. Lokale Erfahrungen haben in der Regel Vorrang.

A (2) Der angegebene Bemessungswert des Sohlwiderstands gilt unter der Voraussetzung, dass im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit Setzungen in der Größenordnung von 0,5 % der kleineren Fundamentbreite zugelassen werden können. Werte für den Bemessungswert des Sohlwiderstands bei anderen Setzungsvorgaben dürfen geradlinig interpoliert werden.

DIN 1054:2010-12

A 6.10.5 Künstlich hergestellter Baugrund

A (1) Wenn künstlich hergestellter Baugrund oder Schüttungen

- die unter A 6.10.1 A (1) genannten Voraussetzungen erfüllen und
- für bindige Schüttstoffe ein Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100 \%$ im Mittel, mindestens aber 97 % als Untergrenze nachgewiesen wird,

dürfen die Werte für den Bemessungswert des Sohlwiderstands nach A 6.10.2 bzw. A 6.10.3 für Fundamente verwendet werden, die auf diesem Baugrund gegründet werden.

Zu „7 Pfahlgründungen“

Zu „7.1 Allgemeines“

A ANMERKUNG zu 7.1 DIN EN 1997-1:2009-09, 7.1 (1)P bis (3)P, sind nachfolgend in A 7.1.1 eingeordnet.

A 7.1.1 Anwendungsbereich und allgemeine Anforderungen

A (1) Dieser Abschnitt gilt auch für Bohrpfähle, die nach DIN EN 1536 als Schlitzwandelemente ausgebildet sind.

A ANMERKUNG zu (2) Die deutschen Anwendungsregeln behandeln auch Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP), siehe A 7.6.2.8.

A (3) Weiterhin sind folgende Dokumente bei der Berechnung und Ausführung von Pfahlgründungen, sowie bei der Durchführung von Pfahlprobelastungen zu berücksichtigen:

DIN Fachbericht 129 (Anwendungsdokument zu DIN EN 1536:1999-06);

E DIN 18538 (Anwendungsdokument zu DIN EN 12699:2001-05);

E DIN 18539 (Anwendungsdokument zu DIN EN 14199:2005-05);

DIN EN 12794 und DIN EN 1993-5.

A ANMERKUNG zu A (3) Für Pfahlgründungen liegt die EA-Pfähle [6] mit weiteren Hinweisen, auch zur Durchführung und Bewertung von Pfahlprobelastungen, vor.

A 7.1.2 Einstufung in die geotechnischen Kategorien

A (1) Bautechnische Maßnahmen mit Pfahlgründungen müssen in die Geotechnische Kategorie GK 2 oder die Geotechnische Kategorie GK 3 eingestuft werden. Bei der Einstufung sind zusätzlich zu den in A (2.1.2) genannten Kriterien die nachfolgend genannten Merkmale hinsichtlich des Schwierigkeitsgrades der Konstruktion heranzuziehen. Sie stellen keine vollständige Aufzählung dar.

A (2) Bei folgenden Maßnahmen oder Merkmalen darf die Einstufung einer bautechnischen Maßnahme mit Pfählen in die Geotechnische Kategorie GK 2 erfolgen:

- Ermittlung der Pfahlwiderstände auf Druck aus Erfahrungswerten nach DIN EN 1997-1:2009-09, 7.6.2.3;
- übliche zyklische, dynamische oder stoßartige Einwirkungen nach A 2.4.2.1 A(8a);
- Einwirkungen auf Pfähle quer zur Pfahlachse am Pfahlkopf;
- Pfähle mit negativer Mantelreibung.

A (3) Bei folgenden Maßnahmen oder Merkmalen muss die Einstufung einer bautechnischen Maßnahme mit Pfählen in die Geotechnische Kategorie GK 3 erfolgen:

- erhebliche zyklische, dynamische oder stoßartige Einwirkungen nach A 2.4.2.1 A 8b) und A 2.4.2.1 A (8c);
- geneigte Zugpfähle mit einer Neigung flacher als 45°;
- Zugpfahlgruppen;
- verpresste Pfahlsysteme (Mikropfähle nach DIN EN 14199 und verpresste Verdrängungspfähle nach DIN EN 12699) als Verankerungselemente;
- Ermittlung der Pfahlwiderstände auf Zug aus Erfahrungswerten nach DIN EN 1997-1:2009-09, 7.6.3.3;
- Beanspruchung quer zur Pfahlachse aus Seitendruck oder Setzungsbiegung;
- hoch ausgelastete Pfähle in Verbindung mit sehr geringen zulässigen Setzungen;
- Pfähle mit einer Mantel- und/oder Fußverpressung;
- Kombinierte Pfahl-Plattengründungen.

Zu „7.2 Grenzzustände“

A ANMERKUNG zu (1)P Der Nachweis gegen Tragfähigkeitsverlust des Bodens in der Pfahlumgebung wird mit dem Nachweisverfahren 2 (GEO-2) geführt, siehe 2.4.7.3.4.3.

Zu „7.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen“

Zu „7.3.1 Allgemeines“

A (5) Die Nichtlinearität der Widerstands-Setzungs-Linie der Pfähle ist bei der Tragwerksberechnung zu beachten. Dazu darf vereinfachend aus der Sekante an die Widerstands-Setzungs-Linie für den wirkenden Lastbereich eine Federkonstante abgeleitet werden.

Zu „7.3.2.2 Negative Mantelreibung“

A ANMERKUNG zu (2) Weitergehende Angaben zur charakteristischen Größe der negativen Mantelreibung siehe [6].

A (7) Die Vorgehensweise nach (7) darf nur angewendet werden, wenn die Verformungen detailliert betrachtet werden und das erwartete Verschiebungsverhalten von Pfahl und Baugrund dies bestätigt. Beim Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit siehe auch 7.6.4.2 (1)P.

A ANMERKUNG zu A (7) Auch im Regelfall muss überprüft werden, ob Einwirkungen aus negativer Mantelreibung und aus veränderlichen Lasten gleichzeitig auftreten können. Dabei ist zu beachten, dass die negative Mantelreibung auch nach dem Abklingen der Bodensetzungen wirksam bleibt. Pfahlsetzungen, die nach dem Abklingen der Bodensetzungen eintreten, können zur Aufhebung der negativen Mantelreibung führen, wenn dabei ausreichend große Relativbewegungen zwischen Pfahlschaft und Boden stattfinden. Bodensetzungen, z. B. durch spätere Geländeauffüllungen, können die negative Mantelreibung erneut aktivieren. Das Zusammenwirken von negativer Mantelreibung und veränderlichen Lasten muss daher im Einzelfall beurteilt werden. Dabei ist im Zusammenhang mit diesen Verformungsnachweisen weiterhin zu unterscheiden zwischen den Pfahlsetzungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) und den Pfahlsetzungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS).

Zu „7.3.2.4 Seitendruck“

A ANMERKUNG zu (3) Zur Berechnung des Seitendrucks auf Pfähle siehe [6].

DIN 1054:2010-12**Zu „7.4 Verfahren und Gesichtspunkte bei Entwurf und Bemessung“****Zu „7.4.1 Entwurfs- und Bemessungsverfahren“**

A (4) In den nachfolgend geforderten Nachweisen sind die Abmessungen, insbesondere Pfahlänge und Pfahldurchmesser, als Nennwerte anzusetzen.

Zu „7.4.2 Gesichtspunkte bei der Bemessung“

A ANMERKUNG zu (5) Zu Verschiebungen oder Erschütterungen benachbarter Bauten infolge der Pfahlherstellung siehe auch DIN 4150-1 bis DIN 4150-3. Die Durchführung eines Beweissicherungsverfahrens wird empfohlen.

Zu „7.5 Pfahlprobelastungen“**Zu „7.5.1 Allgemeines“**

A (3a) Bei axial zyklisch beanspruchten Pfahlgründungen mit erheblichen charakteristischen Schwell- und/oder Wechsellasten entsprechend A 2.4.2.1 A(8b) kann eine starke Verschlechterung des Pfahltragverhaltens eintreten. Die mögliche Verschlechterung nimmt tendenziell mit der Größe der Belastung und der Anzahl der Lastzyklen zu, siehe EA-Pfähle:2007, 5.9 [6]. Daher ist bei axial zyklischer Beanspruchung neben der statischen Pfahlprobelastung zur Ermittlung der charakteristischen Widerstandslinie zusätzlich die zyklische Beanspruchung wirklichkeitsgetreu im Gebrauchszustand im Hinblick auf die Lastspanne und soweit möglich die Anzahl der Lastzyklen nachzuahmen. Aber auch wenige Lastzyklen bei der Pfahlprobelastung können wichtige Hinweise auf ein gegenüber statischer Belastung verändertes Pfahltragverhalten liefern. Aus dieser Zusatzuntersuchung ist der charakteristische Pfahlwiderstand für zyklische Beanspruchung festzulegen. Dazu ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

A (3b) Das Tragverhalten von quer zur Pfalachse beanspruchten Pfählen nach 7.7 unter zyklischen Einwirkungen kann sich analog zu A (3a) ebenfalls stark verschlechtern, siehe EA-Pfähle:2007, 5.9 [6].

A (3c) Auf die axial oder quer beanspruchten zyklischen Pfahlprobelastungen darf verzichtet werden, wenn entsprechende Erfahrungswerte an vergleichbaren Pfählen vorliegen. Vergleichbar sind Pfähle, wenn gleiche Herstellung, gleiche Abmessungen, gleiche Böden und gleiche Belastung zugrunde liegen.

A (3d) Hinweise zum Tragverhalten von stoßartig belasteten Pfählen, siehe EA-Pfähle:2007, 5.9 [6].

A (3e) Für erheblich zyklisch, dynamisch oder wiederholt stoßartig beanspruchte Pfahlgründungen sollte im Hinblick auf Lageveränderungen eine regelmäßige Überwachung durchgeführt werden.

A (4) Diese Regelung gilt auch für die Ableitung des charakteristischen Zugwiderstands bei Zugpfählen.

A (5) Bei stark streuenden Baugrundverhältnissen innerhalb eines Baufeldes sind mehrere Pfahlprobelastungen durchzuführen, mit denen die jeweilige Tragfähigkeit der Pfähle in den Bereichen mit unterschiedlichen Baugrundeigenschaften zuverlässig eingegrenzt wird, siehe 7.6.2.2 A (10).

Zu „7.5.2.1 Belastungsverfahren“

A ANMERKUNG zu (1)P Zur Durchführung von statischen Pfahlprobelastungen siehe auch [6].

A (5) Die aufzubringende Versuchs- bzw. Prüfkraft sollte mindestens so gewählt werden, dass

$$P_p = F_{c,d} \cdot \gamma_t \cdot \xi_1 \quad \text{bzw.} \quad F_{t,d} \cdot \gamma_{s,t} \cdot \xi_1 \quad \text{A (7.1a)}$$

bzw. für verpresste Zugpfahlsysteme (verpresste Mikropfähle nach DIN EN 14199 und verpresste Verdrängungspfähle nach DIN EN 12699)

$$P_p = F_{t,d} \cdot \gamma_{s,t} \cdot \xi_1 \cdot \eta_M \quad A (7.1b)$$

erreicht wird, mit ξ_1 nach Tabelle A 7.1 und η_M nach 7.6.3.2 A (3c).

Zu „7.5.2.3 Tragwerkspfähle“

A (3) Wenn Probepfähle als Tragwerkspfähle verwendet werden sollen, ist nachzuweisen, dass ihr durch die Pfahlprobebelastung verändertes Verformungsverhalten für das Bauwerk unschädlich ist und dass sie unter der Prüflast keine Einbuße ihrer Tragfähigkeit erlitten haben.

Zu „7.5.3 Dynamische Pfahlprobebelastungen“

A ANMERKUNG zu (1) Weitere Hinweise zu dynamischen Pfahlprobebelastungen siehe [6].

A ANMERKUNG zu (2)P Die Definition, welche Verfahren als Stoßversuche oder dynamische Pfahlprobebelastungen zu bezeichnen sind, enthält 7.6.2.4 A ANMERKUNG zu (1)P.

Zu „7.6 Axial beanspruchte Pfähle“

Zu „7.6.1.1 Bemessung nach Grenzzuständen“

A (1) Als Grundlage für die Grenzzustands-Nachweise sind die axialen Pfahlwiderstände von Einzelpfählen durch eine Widerstands-Setzungs-(bzw. Hebungs-)Linie zu beschreiben. Die Widerstands-Setzungs-(bzw. Hebungs-)Linie sollte aufgrund von Pfahlprobebelastungen oder von Erfahrungen mit vergleichbaren Pfahlprobebelastungen festgelegt werden. Dabei ist auch das Kriechen unter konstanter Last zu berücksichtigen.

A ANMERKUNG zu A (1) Für das dargelegte Vorgehen bei den Grenzzustands-Nachweisen von Pfahlgründungen ist es erforderlich — je nach gewähltem Verfahren zur Ermittlung der axialen Pfahlwiderstände — die für die Nachweise zugrunde zu legenden charakteristischen Pfahlwiderstände auf unterschiedliche Weise festzulegen.

a) Auf der Grundlage von statischen Pfahlprobebelastungen nach 7.6.2.2 und 7.6.3.2:

- Zur Ermittlung der charakteristischen Pfahlwiderstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit, nach 7.6.2.2 und 7.6.3.2, sind die jeweils maßgeblichen Messwerte der Pfahlprobebelastungen heranzuziehen;
- Zur Ermittlung der charakteristischen Pfahlwiderstände im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach 7.6.4 sind aus den Messwerten der Pfahlprobebelastung eine oder mehrere charakteristische Widerstands-Setzungs-(bzw. Hebungs-) Linien abzuleiten. Der Gebrauchslastbereich reicht dabei je nach Pfahlsystem bis zu Pfahlsetzungen von etwa $0,035 \cdot D$ bzw. mindestens $s = 2 \text{ cm}$. Für die Ableitung der charakteristischen Widerstands-Setzungs-(bzw. Hebungs-) Linien aus den Messwerten ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

b) Auf der Grundlage von Erfahrungswerten nach 7.6.2.3 und 7.6.3.3:

- Für Zugpfähle sollten nur in Ausnahmefällen Erfahrungswerte verwendet werden, wobei dann in der Regel Widerstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit ausreichend sind.
- Für die Festlegung von Erfahrungswerten und für die Entscheidung über den Verzicht auf Pfahlprobebelastungen für Zugpfähle ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

c) Auf der Grundlage von dynamischen Pfahlprobebelastungen nach 7.6.2.4 oder Stoßversuchen nach 7.6.2.4, 7.6.2.5 und 7.6.2.6.

DIN 1054:2010-12**Zu „7.6.2.1 Allgemeines“**

A ANMERKUNG zu (3)P Zur Pfahlgruppenwirkung siehe auch [6].

Zu „7.6.2.2 Grenzwert des Druckwiderstands aus statischen Pfahlprobelastungen“

A (1a) Für auf Druck beanspruchte Mikropfähle nach DIN EN 14199 sind

- an mindestens 3 % der vorgesehenen Anzahl der Pfähle,
- mindestens aber an $n = 2$ Pfählen

statische Pfahlprobelastungen durchzuführen. Die Ergebnisse von Zugversuchen an Mikropfählen dürfen zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Mikropfählen auf Druck herangezogen werden.

A (1b) Die innere Tragfähigkeit der Probepfähle muss so bemessen werden, dass die Prüfkraft z. B. nach 7.5.2.1 A (5), Gleichung A (7.1a) aufgebracht werden kann.

A (4) Bei Mikropfählen nach DIN EN 14199 müssen für die Pfahlprobelastung Pfähle mit gleichem Durchmesser wie die geplanten Tragwerkspfähle geprüft werden.

A (8) Bei der Ableitung von charakteristischen Pfahlwiderständen aus statischen Pfahlprobelastungen sind die Streuungsfaktoren ξ_i nach Tabelle A 7.1 anzuwenden. Dabei ist

- ξ_1 auf die Mittelwerte der bei statischen Pfahlprobelastungen gemessenen Widerstände und
- ξ_2 auf den Kleinstwert der bei statischen Pfahlprobelastungen gemessenen Widerstände

zu beziehen.

Tabelle A 7.1 — Streuungsfaktoren ξ_i zur Ableitung charakteristischer Werte aus statischen Pfahlprobelastungen

n	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,35	1,25	1,15	1,05	1,00
ξ_2	1,35	1,15	1,00	1,00	1,00
n ist die Anzahl der probelasteten Pfähle.					

A (10) Sofern der Untergrund im Baufeld der geplanten Pfahlgründung stärkere Veränderungen bezüglich Schichtenaufbau und Eigenschaften aufweist, dürfen jeweils nur Bereiche mit einheitlichen Baugrundeigenschaften hinsichtlich der Anzahl der Probepfähle n separat betrachtet werden.

A (15) Liegen im Hinblick auf Pfahltyp und Baugrundverhältnisse vergleichbare Pfahlprobelastungen vor, so dürfen diese wie am Standort ausgeführte Pfahlprobelastungen entsprechend der Vorgehensweise nach (1) bis (14) behandelt werden. Die Vergleichbarkeit ist zu bestätigen. Dazu ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

A (16) Die Regelungen in A (15) gelten nicht für Mikropfähle nach DIN EN 14199 entsprechend Zu 7.6.2.2, A (1a).

Zu „7.6.2.3 Grenzwert des Druckwiderstands aus den Ergebnissen von Baugrundversuchen“

A ANMERKUNG zu (1)P Die Ableitung von Pfahlwiderständen aus den Ergebnissen von Baugrundversuchen sollte so vorgenommen werden, dass die axialen Pfahlwiderstände aus vergleichbaren Pfahlprobelastungen abzuleiten sind und die Vergleichbarkeit durch die Baugrundversuche zu belegen ist. Das Verfahren wird in [6] als „Axiale Pfahlwiderstände aus Erfahrungswerten“ bezeichnet.

A (1) Sofern andere als in EA-Pfähle:2007, 5.4 [6] angegebene, an vergleichbaren Pfahlprobelastungen kalibrierte analytische oder numerische Verfahren für den vorgesehenen Anwendungsfall verwendet werden sollen, ist die Brauchbarkeit nachzuweisen. Dazu ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

A (8a) Bei diesen Verfahren dürfen die charakteristischen Werte für den Pfahlspitzenendruck $q_{b,k}$ und der Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ i. d. R. auf der Grundlage von aus Pfahlprobelastungen abgeleiteten Erfahrungswerten bestimmt werden. Die dabei für die verschiedenen Schichten als Beurteilungsgrundlage anzuwendenden Bodenkenngößen sollten wie folgt vorliegen:

- bei nichtbindigen Böden: der mittlere Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde. Sofern nichtbindige Böden vorliegen, die den Einsatz der Drucksonde nicht zulassen, darf ersatzweise ein anderes Sondierverfahren verwendet werden, wenn dafür abgesicherte Korrelationen zu den Ergebnissen der Drucksonde vorliegen;
- bei bindigen Böden: die charakteristische Scherfestigkeit $c_{u,k}$ des undrnierten Bodens;
- bei Fels: die charakteristische einaxiale Druckfestigkeit $q_{u,k}$ bzw. Festigkeitsangaben nach A 6.10.4 und/oder Angaben zum Verwitterungsgrad.

Für die unterschiedlichen Pfahlarten dürfen die Erfahrungswerte der Pfahlwiderstände nach EA-Pfähle:2007, 5.4 [6] verwendet werden. Die jeweilige Anwendbarkeit der Erfahrungswerte für den vorgesehenen Anwendungsfall für die verwendete Pfahlart ist zu begründen. Dazu ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

A (8b) Die verwendeten Erfahrungswerte bei Druckpfählen sollten für Bohrpfähle nach DIN EN 1536 und sofern beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit gefordert, für Verdrängungspfähle nach DIN EN 12699 zu einer vollständigen charakteristischen Widerstands-Setzungs-Linie führen, aus der die Widerstände sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ableitbar sind.

A (8c) Für Mikropfähle nach DIN EN 14199 sollten nur in begründeten Ausnahmefällen Pfahlwiderstände aus Erfahrungswerten verwendet werden, wobei i. d. R. der Pfahlfußwiderstand nicht in Ansatz gebracht werden darf. Der Regelfall für Mikropfähle sind statische Pfahlprobelastungen, siehe 7.6.2.2 A (1a).

A (9) Das Nachweisverfahren 3 ist in Deutschland im Zusammenhang mit der Ermittlung von Pfahlwiderständen nicht anzuwenden, siehe 2.4.7.3.4.3. und 7.2, A ANMERKUNG zu 1(P).

Zu „7.6.2.4 Grenzwert des Druckwiderstands aus Stoßversuchen und dynamischen Pfahlprobelastungen“

A ANMERKUNG zu (1)P Die Stoßversuche und dynamischen Pfahlprobelastungen sind wie folgt zu unterscheiden:

- Stoßversuch: Verfahren zur Bestimmung statischer axialer Widerstände aus einer dynamischen Stoßbelastung (fallendes Gewicht, Rammbar, o. ä.):
 - 1) Auswertung durch einfache Rammformeln: Eingangswerte sind die gemessene Setzung je Schlag, Hammerenergie, Pfahleigenschaften (Masse und Steifigkeit), empirische Werte für u. a. Boden, Ramm- und Pfahlsystem.
Ergebnis: Axialer Pfahlwiderstand.
 - 2) Auswertung durch verbesserte Rammformeln: Eingangswerte sind die gemessene Setzung je Schlag sowie gemessene maximale elastische Verformung am Pfahlkopf, Hammerenergie, Pfahleigenschaften (Masse und Steifigkeit), empirische Werte für u. a. Boden, Ramm- und Pfahlsystem.
Ergebnis: Axialer Pfahlwiderstand.

DIN 1054:2010-12

- 3) Auswertung durch Wellengleichungsverfahren: Eingangswerte sind die gemessene Setzung je Schlag, Daten des Rammgerätes, einschließlich Futter und Rammhaube, Pfahleigenschaften (Querschnitt, Länge), empirische Werte für die elastische Grenzdehnung und Dämpfung des Bodens.

Ergebnis: Axialer Pfahlwiderstand.

- Dynamische Pfahlprobebelastungen: Verfahren zur Messung der zeitabhängigen Kraft und Bewegung am Pfahlkopf während der Stoßdauer (< 1 s):

- 4) Dynamische Pfahlprobebelastungen mit Auswertungen nach dem direkten Verfahren: Aus den Messkurven werden Einzelwerte der Kraft und der Geschwindigkeit abgelesen und mit einer Formel ausgewertet (z. B. CASE- oder TNO-Verfahren). Die Formel ist auf der Grundlage der Wellentheorie abgeleitet. Eingangsdaten sind außerdem Pfahlquerschnitt, Material und Länge.

Ergebnis: Axialer Pfahlwiderstand.

- 5) Dynamische Pfahlprobebelastungen mit Auswertungen nach dem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung: Mit Hilfe der gemessenen Kraft und Bewegungszeitverläufe am Pfahlkopf wird ein Modell des Pfahls im Boden iterativ bestimmt (z. B. CAPWAP- oder TNO-WAVE-Verfahren). Eingangsdaten sind außerdem Pfahlquerschnitt, Material und Länge.

Ergebnis: Widerstands-Setzungs-Linie und Verteilung von Pfahlmantel- und Pfahlfußwiderstand.

Weitere Hinweise zu den verschiedenen Verfahren, deren Anwendungsgrenzen und -bedingungen siehe EA-Pfähle:2007, 5.3 und 10 [6].

A (4) Zur Ableitung von charakteristischen Pfahlwiderständen aus Stoßversuchen bzw. dynamischen Pfahlprobebelastungen sind die Streuungsfaktoren ξ_i anzuwenden, die sich nach den in Tabelle A 7.2 und Bild A 7.1 genannten Regeln ergeben. Dabei ist

- ξ_5 auf den Mittelwert der bei dynamischen Pfahlprobebelastungen gemessenen Widerstände und

- ξ_6 auf den Kleinstwert der bei dynamischen Pfahlprobebelastungen gemessenen Widerstände

zu beziehen. Die Grundwerte der Streuungsfaktoren $\xi_{0,i}$ beziehen sich auf dynamische Pfahlprobebelastungen, die nach dem direkten Verfahren ausgewertet und an statischen Pfahlprobebelastungen auf dem gleichen Baufeld kalibriert werden. In allen anderen Fällen sind die Streuungsfaktoren ξ_i aus $\xi_{0,i}$ entsprechend a bis f der Tabelle A 7.2 und Bild A 7.1 zu ermitteln.

Tabelle A 7.2 — Grundwerte $\xi_{0,i}$ mit zugehörigen Erhöhungswerten und Modellfaktoren für Streuungsfaktoren ξ_5 und ξ_6 zur Ableitung charakteristischer Werte aus Stoßversuchen bzw. dynamischen Pfahlprobelbelastungen

$\xi_{0,i}$ für $n =$	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
$\xi_{0,5}$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
$\xi_{0,6}$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

n ist die Anzahl der probelbelasteten Pfähle.

a Zur Berechnung der Streuungsfaktoren ξ_i gilt: $\xi_i = (\xi_{0,i} + \Delta\xi) \cdot \eta_D$, siehe auch Bild A 7.1.

b Für den Erhöhungswert $\Delta\xi$ gilt:

- $\Delta\xi = 0$ für die Kalibrierung dynamischer Auswertverfahren an statischen Pfahlprobelbelastungsergebnisse auf dem gleichen Baufeld;
- $\Delta\xi = 0,10$ für die Kalibrierung dynamischer Auswertverfahren an statischen Pfahlprobelbelastungsergebnisse an einer vergleichbaren Baumaßnahme;
- $\Delta\xi = 0,40$ für die Kalibrierung dynamischer Auswertverfahren aufgrund belegbarer oder allgemeiner Erfahrungswerte für Pfahlwiderstände z. B. aus [6]. Die Anwendung des direkten Verfahrens, wie z. B. Case- oder TNO-Verfahren ist nicht zulässig.

c Für den Modellfaktor η_D zur Berücksichtigung des Auswertverfahrens gilt:

- $\eta_D = 1,00$ bei direkten Auswertverfahren;
- $\eta_D = 0,85$ bei erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung.

d Wenn Tragwerke eine ausreichende Steifigkeit und Festigkeit haben, um Lasten von „weichen“ zu „steifen“ Pfählen umzulagern, dürfen die Zahlenwerte von ξ_5 und ξ_6 durch 1,10 dividiert werden.

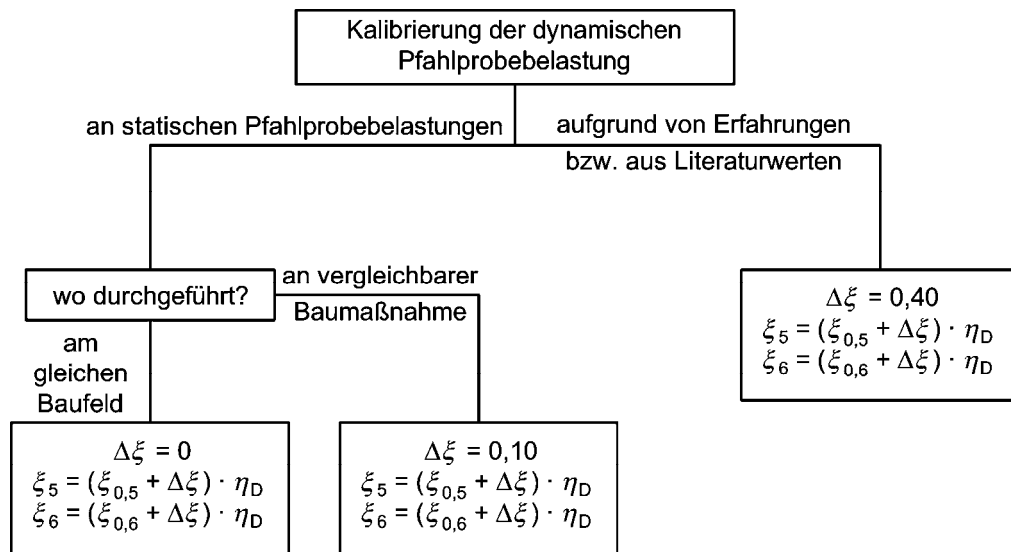
e Für den Modellfaktor η_D zur Berücksichtigung von Rammformeln gilt:

- $\eta_D = 1,05$ bei Anwendung der Wellengleichungsmethode;
- $\eta_D = 1,10$ bei Anwendung einer Rammformel mit Messung der quasi-elastischen Pfahlkopfbewegung beim Rammschlag;
- $\eta_D = 1,20$ bei Anwendung einer Rammformel ohne Messung der quasi-elastischen Pfahlkopfbewegung beim Rammschlag.

f Wenn unterschiedliche Pfähle in der Gründung vorhanden sind, sollten bei der Wahl der Anzahl n von Versuchspfählen Gruppen gleichartiger Pfähle getrennt berücksichtigt werden. Dies gilt auch für Bereiche gleichartiger Baugrundverhältnisse innerhalb eines Baufeldes.

DIN 1054:2010-12

A ANMERKUNG zu A (4) Bild A 7.1 erläutert die Vorgehensweise nach Tabelle A 7.2. Für die Ableitung von charakteristischen Pfahlwiderständen aus Stoßversuchen bzw. dynamischen Pfahlprobekbelastungen aus den Messwerten $R_{c,m}$ wird empfohlen, die in [6] vorgegebene Verfahrensweise einzuhalten.



Für den Modellfaktor gilt:

$$\eta_D = 1,00$$

für das direkte Verfahren;

$$\eta_D = 0,85$$

für das erweiterte Verfahren mit vollständiger Modellbildung;

$$\eta_D = 1,05 / 1,10 / 1,20$$

bei Anwendung von Rammformeln entsprechend Tabelle A 7-2, Fußnote e

Bei Tragwerken, die Lasten von „weichen“ zu „steifen“ Pfählen umlagern können, darf ξ_5 bzw. ξ_6 durch 1,10 dividiert werden.

Bild A 7.1 — Diagramm zum Vorgehen bei der Ableitung der Streuungsfaktoren ξ_5 und ξ_6 in Abhängigkeit von der Kalibrierung nach Tabelle A 7.2

A (5) Bezüglich der Anzahl der Probepfähle bei stärkeren Schwankungen der Untergrundbeschaffenheit siehe 7.6.2.2 A (10).

A (6) Bei Pfählen in bindigen Böden, die nicht wassergesättigt sind, sind die Ergebnisse von dynamischen Pfahlprobekbelastungen grundsätzlich an statischen Pfahlprobekbelastungen auf dem gleichen Baufeld zu kalibrieren.

A (7) In wassergesättigten bindigen Böden können Porenwasserüberdrücke die gemessene Tragfähigkeit bei einer dynamischen Pfahlprobekbelastung erhöhen. Dynamische Pfahlprobekbelastungen dürfen daher nicht zur Ermittlung der charakteristischen Pfahltragfähigkeit herangezogen werden, wenn der Pfahlfuß oder die maßgebliche Mantelreibung in derartigen Böden liegt.

A (8) Werden auf einem Baufeld sowohl statische als auch dynamische Pfahlprobekbelastungen ausgeführt, sind zwei Fälle zu unterscheiden:

- Sind nach Anwendung der Streuungsfaktoren die charakteristischen Pfahlwiderstände allein aus der Auswertung der statischen Pfahlprobekbelastungen größer als diejenigen aus der Auswertung der dynamischen Pfahlprobekbelastungen, dürfen die Ergebnisse allein der statischen Pfahlprobekbelastungen verwendet werden.

- Ergibt die Auswertung allein der dynamischen Belastungsversuche nach Anwendung der Streuungsfaktoren größere Tragfähigkeiten, so dürfen bei der Festlegung der charakteristischen Pfahlwiderstände Erhöhungen gegenüber den Ergebnissen der statischen Pfahlprobelastungen nur dann vorgenommen werden, wenn dies nachvollziehbar begründet wird. Dafür ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

Zu „7.6.2.5 Grenzwert des Druckwiderstands durch Anwendung von Rammformeln“

A (1) Die Anwendung von Rammformeln zur Bestimmung des Grenzwertes des Druckwiderstands darf nur in Ausnahmefällen angewendet werden, da mit der dynamischen Pfahlprobelastung eine genauere Methode zur Bestimmung des Widerstandes bei geringem Mehraufwand zur Verfügung steht. Bei Anwendung von Rammformeln ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich.

Zu „7.6.2.6 Grenzwert des Druckwiderstands mittels Analyse der Wellengleichung“

A ANMERKUNG zu (1)P Die Methode der Analyse der Wellengleichung verwendet die Pfahl- und Hammerdaten sowie die Bodeneigenschaften als Eingangswerte, siehe 7.6.2.4, A ANMERKUNG zu (1)P, 3).

A (3) In diesem Fall muss die Methode der Wellengleichung die gemessenen Setzungen als Eingangswert verwenden, siehe 7.6.2.4, A ANMERKUNG zu (1)P, 3).

A 7.6.2.8 Kombinierte Pfahl-Plattengründung

A (1) Beim Nachweis einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) im Grenzzustand GEO-2 ist der Bemessungswert des Gesamtwiderstands mit

$$R_{c,tot,d} = R_{c,tot,k} / \gamma_{R,v} \quad A (7.11)$$

zu bestimmen, wobei der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{R,v}$ nach A 2.4.7.6.3, Tabelle A 2.3, anzusetzen ist. Das verwendete Berechnungsverfahren zur Ermittlung des Gesamtwiderstands $R_{c,tot,k}$ muss die Interaktion zwischen Baugrund, Sohlplatte und Pfählen in ausreichender Weise berücksichtigen. Ein Nachweis der Einzelelemente Sohlplatte oder Einzelpfähle im Grenzzustand GEO-2 darf entfallen.

A ANMERKUNG zu A (1) Da die Berechnungsverfahren zur Ermittlung des Gesamtwiderstands einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung noch nicht genormt sind, ist die Anwendbarkeit dieser Gründungsform durch einen bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweis, z. B. eine Zustimmung im Einzelfall, nachzuweisen. Zu den Berechnungsverfahren von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen siehe auch [7].

Zu „7.6.3 Widerstand bei Zug“

Zu „7.6.3.1 Allgemeines“

A (2) Wenn bei der Ermittlung der Bemessungswerte der Zugbeanspruchung eine gleichzeitig wirkende charakteristische Druckbeanspruchung aus günstigen ständigen Einwirkungen angesetzt wird, ist diese mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,inf}$ nach Tabelle A 2.1 zu berücksichtigen.

A (3) Der für den Nachweis der Sicherheit gegen Herausziehen benötigte Bemessungswert der Beanspruchung $F_{t,d}$ ergibt sich nach Gleichung A (7.12a)

$$F_{t,d} = F_{t,G,k} \cdot \gamma_G + F_{t,Q,rep} \cdot \gamma_Q - F_{c,G,k} \cdot \gamma_{G,inf} \quad A (7.12a)$$

Dabei ist

$F_{t,G,k}$ der charakteristische Wert der Zugbeanspruchung eines Pfahls oder einer Pfahlgruppe infolge von ständigen Einwirkungen;

γ_G der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Beanspruchungen im Grenzzustand GEO-2 nach Tabelle A 2.1;

DIN 1054:2010-12

$F_{t,Q,rep}$	der charakteristische bzw. repräsentative Wert der Zugbeanspruchung eines Pfahls oder einer Pfahlgruppe infolge von möglichen ungünstigen veränderlichen Einwirkungen;
γ_Q	der Teilsicherheitsbeiwert für ungünstige veränderliche Beanspruchungen im Grenzzustand GEO-2 nach Tabelle A 2.1;
$F_{c,G,k}$	der charakteristische Wert einer gleichzeitig wirkenden Druckbeanspruchung infolge von ständigen Einwirkungen;
$\gamma_{G,inf}$	der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,inf}$ für günstige ständige Druckbeanspruchungen im Grenzzustand GEO-2 nach Tabelle A 2.1.

A ANMERKUNG zu (4)P Das geometrische Modell für den angehängten Bodenblock nach DIN EN 1997-1:2009-09, Bild 7.1, sollte national nicht verwendet werden und stellt nur eine erläuternde weitere Möglichkeit dar, Kraftansätze vorzunehmen.

A (4a) Um eine ausreichende Sicherheit gegen Abheben eines unter Einwirkung von Zugkräften stehenden, mit Zugpfählen verankerten Gründungskörpers oder Bauwerkes zu erreichen, ist nachzuweisen, dass für den Grenzzustand UPL die Bedingung

$$G_{dst,k} \cdot \gamma_{G,dst} + Q_{dst,rep} \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{stb,k} \cdot \gamma_{G,stb} + G_{E,k} \cdot \gamma_{G,stb} \quad A (7.12b)$$

erfüllt ist.

Dabei ist

$G_{dst,k}$	der charakteristische Wert ständiger destabilisierender vertikaler Einwirkungen;
$\gamma_{G,dst}$	der Teilsicherheitsbeiwert für destabilisierende ständige Einwirkungen im Grenzzustand UPL nach Tabelle A 2.1;
$Q_{dst,rep}$	der charakteristische bzw. repräsentative Wert veränderlicher, destabilisierender vertikaler Einwirkungen;
$\gamma_{Q,dst}$	der Teilsicherheitsbeiwert für destabilisierende veränderliche Einwirkungen im Grenzzustand UPL nach Tabelle A 2.1;
$G_{stb,k}$	der untere charakteristische Wert stabilisierender ständiger, vertikaler Einwirkungen des Bauwerks;
$\gamma_{G,stb}$	der Teilsicherheitsbeiwert für stabilisierende ständige Einwirkungen im Grenzzustand UPL nach Tabelle A 2.1;
$G_{E,k}$	die charakteristische Gewichtskraft des an einer Zugpfahlgruppe angehängten Bodens.

A (4b) Die Gewichtskraft $G_{E,k}$ darf nach dem Ansatz

$$G_{E,k} = n_Z \left[l_a \cdot l_b \left(L - \frac{1}{3} \cdot \sqrt{l_a^2 + l_b^2} \cdot \cot \varphi \right) \right] \cdot \eta_Z \cdot \gamma \quad A (7.12c)$$

ermittelt werden.

Dabei ist neben den bereits definierten Größen:

- L die Länge der Zugpfähle;
- l_a das größere Rastermaß einer Pfahlgruppe;
- l_b das kleinere Rastermaß einer Pfahlgruppe;
- n_Z die Anzahl der Zugpfähle;
- γ die Wichte des angehängten Bodens;
- η_Z der Anpassungsfaktor, $\eta_Z = 0,80$.

Zum zugehörigen geometrischen Modell siehe Bild A 7.2. Es gilt auch für Randpfähle. Gegebenenfalls ist die Wichte γ ganz oder teilweise durch die Wichte γ' des unter Auftrieb stehenden Bodens zu ersetzen.

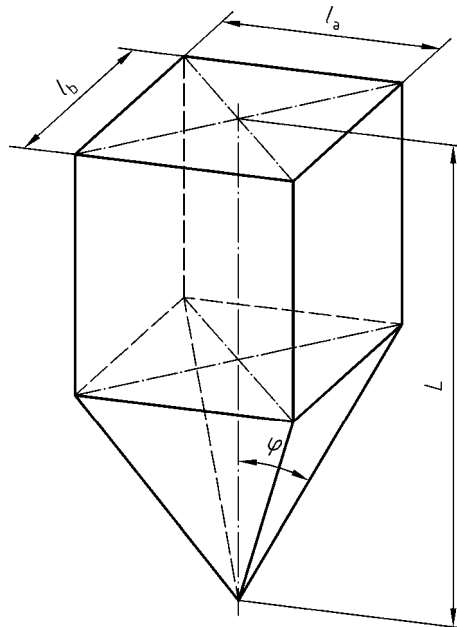


Bild A 7.2 — Geometrie des an einem Einzelpfahl angehängten Bodens einer Pfahlgruppe

A (6) Sowohl beim Nachweis des Grenzzustandes gegen Herausziehen der Pfähle nach (1) und (2) als auch beim Nachweis des Grenzzustandes gegen Abheben nach (4) darf die Mitwirkung von Scherkräften T_k nach A 10.2.2 berücksichtigt werden:

- a) Beim Nachweis des Grenzzustandes gegen Herausziehen der Pfähle (Grenzzustand GEO-2) sind die Scherkräfte T_k entsprechend dem Ansatz

$$F_{t,d} = F_{t,G,k} \cdot \gamma_G + F_{t,Q,rep} \cdot \gamma_Q - (F_{c,G,k} + T_k) \cdot \gamma_{G,inf} \quad A (7.12d)$$

für die Ermittlung des Bemessungswertes der Zugbeanspruchungen als günstige ständige Druckbeanspruchung zu behandeln.

DIN 1054:2010-12

- b) Beim Nachweis des Grenzzustandes gegen Abheben (Grenzzustand UPL) sind die Scherkräfte T_k entsprechend der Bedingung

$$G_{dst,k} \cdot \gamma_{G,dst} + Q_{dst,rep} \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{stb,k} \cdot \gamma_{G,stb} + (G_{E,k} + T_k) \cdot \gamma_{G,stb} \quad A (7.12e)$$

als stabilisierend wirkende ständige Einwirkungen zu behandeln.

Dabei ist neben den bereits definierten Größen

T_k der charakteristische Wert des Scherwiderstandes bzw. des Reibungswiderstandes, der sich um einen Bodenblock entwickelt, in dem eine Zugpfahlgruppe wirkt, oder in einer Fuge zwischen Boden und Bauwerk;

A ANMERKUNG zu (8)P Die verminderte Tragfähigkeit der Einzelpfähle durch Gruppenwirkung bei Zugpfahlgruppen ist näherungsweise durch den Nachweis der Sicherheit gegen Abheben des Bodenblocks mit abgedeckt.

A ANMERKUNG zu (9)P Siehe 7.5.1 (3) und A (3a) bis A (3c).

A ANMERKUNG zu (10) Siehe 7.5.1 (3) und A (3a) bis A (3c).

Zu „7.6.3.2 Grenzwert des Herauszieh-Widerstands auf Grund von Pfahlprobelbelastungen“

A (3a) Für auf Zug beanspruchte Mikropfähle nach DIN EN 14199 sind immer

— an mindestens 3 % der vorgesehenen Anzahl der Pfähle,

— mindestens aber an $n = 2$ Pfählen

statische Probelbelastungen durchzuführen.

Bei sehr eng stehenden Pfählen sind Gruppenprüfungen in Anlehnung an 8.7 A (9) vorzusehen.

A (3b) Die innere Tragfähigkeit der Probepfähle muss so bemessen werden, dass für die Pfahlprobelbelastungen eine Prüfkraft z.B. nach 7.5.2.1 A (5) aufgebracht werden kann.

A (3c) Für verpresste Zugpfahlsysteme (verpresste Mikropfähle nach DIN EN 14199 und verpresste Verdrängungspfähle nach DIN EN 12699) ist bei der Festlegung des Bemessungswertes des Pfahlwiderstands $R_{t,d}$ der aus den Pfahlprobelbelastungen abgeleitete charakteristische Zugwiderstand $R_{t,k}$ durch den mit dem Modellfaktor η_M multiplizierten Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{s,t}$ zu dividieren, so dass Gleichung A (7.13) gilt:

$$R_{t,d} = R_{t,k} / (\gamma_{s,t} \cdot \eta_M) \quad A (7.13)$$

Der Modellfaktor ist bei einer Zugpfahlneigung gegen die Vertikale von 0° bis 45° $\eta_M = 1,00$ und bei einer Pfahlneigung von 80° $\eta_M = 1,25$. Bei Zugpfahlneigungen zwischen 45° und 80° darf der Modellfaktor η_M linear interpoliert werden.

Zu „7.6.3.3 Grenzwerte des Herauszieh-Widerstands auf Grund der Ergebnisse von Baugrundversuchen“

A (1) Für die Ermittlung der Zugpfahlwiderstände aufgrund von Erfahrungswerten gilt 7.6.2.3 analog, wobei insbesondere die darin enthaltenden Einschränkungen bezüglich der Verfahren zu beachten sind. Für die Entscheidung über den Verzicht auf Pfahlprobelbelastungen für Zugpfähle ist Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik erforderlich. Die Entscheidung über den Verzicht von Pfahlprobelbelastungen bei Zugpfählen sollte projektbezogen auf der Grundlage von vergleichbaren Zugpfahlprobelbelastungen begründet

werden. Die in [6] angegebenen Erfahrungswerte für die Pfahlmantelreibung dürfen nicht ohne weitere Untersuchungen auf Zugpfähle angewendet werden.

A ANMERKUNG zu (6) Zur Pfahlmantelreibung aus Erfahrungswerten siehe 7.6.2.3 A (8a) bis A (8c).

A (7) Das Nachweisverfahren 3 ist in Deutschland im Zusammenhang mit der Ermittlung von Pfahlwiderständen nicht anzuwenden, siehe 2.4.7.3 4.3.

Zu „7.6.4 Vertikalverschiebungen von Pfahlgründungen (Gebrauchstauglichkeit des gestützten Bauwerks)“

Zu „7.6.4.1 Allgemeines“

A (1) Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind verformungsabhängige Pfahlwiderstände anzusetzen, siehe auch 7.6.1.1 A (1).

A (2) Grundlage der Ermittlung der charakteristischen Vertikalverschiebungen von Pfahlgründungen sollte die Auswertung von Pfahlprobelastungen oder eine Ermittlung über Erfahrungswerte sein, siehe auch EA-Pfähle:2007, 6.3 [6]. Rechenmodelle sollten nur in Ausnahmefällen verwendet werden, wenn diese anhand von Pfahlprobelastungen kalibriert worden sind.

A ANMERKUNG zu A (2) Bei Pfählen, die in mitteldicht bis dicht gelagerten Böden Last abtragen, und bei Zugpfählen sind die Sicherheitsanforderungen für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Regel nur ausreichend, um eine Verletzung der Gebrauchstauglichkeit im gestützten Tragwerk zu vermeiden, wenn kleine Pfahldurchmesser bzw. –kantenlängen vorliegen.

Zu „7.6.4.2 Druckpfahlgründungen“

A ANMERKUNG zu (1)P Wenn der Pfahlfuß in einer mitteldichten oder festen Bodenschicht über Fels oder hartem Boden steht, genügen in der Regel die Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit des gestützten Bauwerks nur dann, wenn kleine Pfahldurchmesser bzw. –kantenlängen vorliegen.

A ANMERKUNG zu (2)P Hinweise zur Ermittlung der Setzungen von Pfahlgruppen siehe [6].

A (5) Die sich aus den charakteristischen Pfahlbeanspruchungen ergebenden möglichen Setzungsdifferenzen können einen Grenzzustand der Tragfähigkeit oder der Gebrauchstauglichkeit infolge von Zwangsbeanspruchungen im aufgehenden Tragwerk hervorrufen.

A (6) Es ist zu prüfen, ob die für den Gebrauchszustand der Einzelpfähle oder der Pfahlgruppe zu erwartenden Verformungen an benachbarten baulichen Anlagen, z. B. Nachbargebäuden oder Rohreinführungen, einen Grenzzustand der Tragfähigkeit oder der Gebrauchstauglichkeit hervorrufen können.

Zu „7.7 Quer beanspruchte Pfähle“

Zu „7.7.1 Allgemeines“

A (1) Querwiderstände dürfen nur für Pfähle mit einem Pfahlschaftdurchmesser $D_s \geq 0,30$ m bzw. einer Kantenlänge $a_s \geq 0,30$ m angesetzt werden. Der charakteristische Querwiderstand darf dabei durch charakteristische Werte $k_{s,k}$ des Bettungsmoduls beschrieben werden, die aus Pfahlprobelastungsergebnissen zu ermitteln sind. Die Bettungsmoduln der beteiligten Bodenschichten dürfen auch vereinfacht auf der Grundlage von Bodenkenngößen nach 7.7.3 A (3) angesetzt werden, wenn sie nur der Ermittlung der Schnittgrößen dienen.

A (2) Bei einem quer zu seiner Achse beanspruchten Pfahl sind die Schnittgrößen im Pfahl im Zusammenhang mit den charakteristischen Bodenreaktionen (Bettung) mit charakteristischen bzw. repräsentativen Einwirkungen zu ermitteln und erst anschließend in Bemessungswerte umzurechnen.

DIN 1054:2010-12

A ANMERKUNG zu A (2) Die Bodenreaktionen werden im Kopfbereich des Pfahles durch den Erdwiderstand begrenzt. Sie entwickeln sich daher nicht linear und ihre Verteilung ist vom Niveau der Beanspruchung abhängig.

A (3a) Der Nachweis der Tragfähigkeit von biegeweichen langen, schlanken Pfählen in den Grenzzuständen STR und GEO braucht nicht geführt zu werden, wenn die Pfähle vollständig im Boden eingebettet sind und die waagerechte charakteristische Beanspruchung für BS-P höchstens 3 % bzw. für BS-T höchstens 5 % der lotrechten Beanspruchung erreicht. In allen anderen Fällen ist wie folgt vorzugehen:

- Festlegung der Ausgangswerte zur Ermittlung von Bodenreaktionen, z. B. in Form des Bettungsmoduls nach 7.7.3 A (3). Dabei sind die erforderlichen Bettungsmoduln für das Niveau der charakteristischen Beanspruchungen zu ermitteln;
- Ermittlung der charakteristischen Schnittgrößen bzw. der charakteristischen Spannungen mit den charakteristischen Werten der Einwirkungen und mit den zuvor ermittelten Bettungsmoduln;
- Umwandlung der charakteristischen Schnittgrößen bzw. charakteristischen Spannungen in Bemessungswerte der Beanspruchungen durch Multiplikation mit den Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen nach Tabelle A 2.1;
- vereinfachter Nachweis, dass die charakteristischen Normalspannungen $\sigma_{h,k}$ zwischen Pfahl und Boden die charakteristischen Erdwiderstandsspannungen $e_{ph,k}$, die vereinfacht für den ebenen Fall berechnet werden dürfen, nicht überschreiten;
- Nachweis, dass der Bemessungswert der seitlichen Bodenwiderstandskraft nicht größer angesetzt worden ist, als es der Bemessungswert der räumlichen Erdwiderstandskraft für den entsprechenden Teil der Einbindetiefe bis zum Querkraftnullpunkt zulässt;
- Nachweis der Sicherheit gegen Materialversagen nach 7.8.

A ANMERKUNG zu A (3a) Die vorstehenden Verfahrensweise stellt zunächst eine Rechenvereinfachung dar, die verschiebungsunabhängig geführt werden kann und bezieht sich im Wesentlichen auf eine vereinfachte Ermittlung des Bettungsmoduls nach 7.7.3 A(3) und Gleichung A (7.20). Bei der genaueren Ermittlung des Bettungsmoduls aus horizontalen Pfahlprobelastungen sollte der Bettungsmodul verschiebungsabhängig ermittelt werden und entsprechend den sich aus der Beanspruchung der Gesamtkonstruktion ergebenden Verschiebungen angesetzt werden.

A (3b) Beim Nachweis der Tragfähigkeit von kurzen Einzelpfählen und Dalben in den Grenzzuständen STR und GEO ist wie folgt vorzugehen:

- Mit vorgeschätzter Pfahllänge und charakteristischen Größen sind unter Verwendung der Gleichgewichtsbedingungen die sich ergebenden charakteristischen Auflagerkräfte und charakteristischen Schnittgrößen zu ermitteln;
- die charakteristischen Auflagerkräfte im Boden sind durch Multiplikation mit den Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen nach Tabelle A 2.1 in Bemessungskräfte umzuwandeln und den Bemessungswerten der räumlichen Erdwiderstandskräfte gegenüberzustellen. Die endgültige Pfahllänge ist hierbei iterativ zu bestimmen;
- Nachweis der Sicherheit gegen Materialversagen nach 7.8.

A (3c) Zur Verteilung von Einwirkungen und Widerständen auf die Einzelpfähle von quer zur Pfahlachse belasteten Pfahlgruppen siehe EA-Pfähle:2007, 8.1.3 und 8.2.3 [6].

A (4) Für quer zur Pfahlachse beanspruchte Pfahlgruppen ist nachzuweisen, dass die einwirkende Querbelastrung mit für den Gebrauchszustand verträglichen Verschiebungen, Verdrehungen bzw. Verkantungen der Pfahlgruppe aufgenommen werden kann. Hierbei ist zu beachten, dass sich die Querbelastrung in Höhe der Pfahlköpfe bei erzwungener gleicher Kopfverschiebung aller beteiligten Pfähle nicht gleichmäßig auf sie verteilt.

Zu „7.7.2 Widerstand gegen Querbeanspruchung aufgrund von Pfahlprobelbelastungen“

A (1) Der charakteristische Querwiderstand eines Einzelpfahles sollte aufgrund von Pfahlprobelbelastungen oder Erfahrungen mit vergleichbaren Pfahlprobelbelastungen festgelegt werden. Die Pfahlprobelbelastungen sind bis zum Bemessungswert der erwarteten Einwirkungen durchzuführen. Im Falle von eingespannten Pfahlköpfen braucht die Einspannung bei Pfahlprobelbelastungen nicht nachgeahmt zu werden.

Zu „7.7.3 Widerstand gegen Querbeanspruchung aufgrund von Baugrunduntersuchungen und Kenngrößen der Pfahlfestigkeit“

A (1) Zur Abschätzung der horizontalen Bodenreaktionen vor Vertikalpfählen, z. B. über den Bettungsmodul oder den Erdwiderstand, sind die Parameter für Steifigkeit und Scherfestigkeit des Baugrundes anzugeben; sie sind aus Feld- bzw. Laborversuchen zu ermitteln, sofern keine örtlichen Erfahrungen vorliegen und keine Pfahlprobelbelastungen ausgeführt werden.

A (3) Die Bettungsmoduln der beteiligten Bodenschichten dürfen nach Gleichung A (7.20) angesetzt werden, wenn sie nur der Ermittlung der Schnittgrößen dienen

$$k_{s,k} = E_{s,k} / D_s \quad \text{A (7.20)}$$

Dabei ist

- $k_{s,k}$ der Wert des Bettungsmoduls für ein Niveau der Spannungen im Boden unter charakteristischen bzw. repräsentativen Einwirkungen;
- $E_{s,k}$ der Wert des Steifemoduls für ein Niveau der Spannungen im Boden unter charakteristischen bzw. repräsentativen Einwirkungen;
- D_s Pfahlschaftdurchmesser.

Der Anwendungsbereich der Gleichung A (7.20) ist durch eine rechnerische maximale charakteristische Horizontalverschiebung von entweder 2,0 cm oder $0,03 \cdot D_s$ begrenzt; der kleinere Wert ist maßgebend.

Größe und Verteilung des Bettungsmoduls längs des Pfahls im Boden müssen aus Pfahlprobelbelastungen ermittelt werden, wenn die Verformungen der Pfahlgründung für das Tragverhalten des Bauwerkes von Bedeutung sind und keine Erfahrungen vorliegen.

Zu „7.8 Innere Bemessung des Pfahls“

A (2) Bei axial belasteten Pfahlgruppen und Pfahlrosten ist zu prüfen, ob die Pfahlkopfplatte oder der Überbau ausreichend bemessen ist, um ein unterschiedliches Widerstands-Setzungs-Verhalten der Einzelpfähle innerhalb der Gruppe auszugleichen und die Lasten dementsprechend umzulagern.

A (3) Auf die Berücksichtigung der auf die Pfahlart ausgewiesenen Herstellungstoleranzen darf bei der inneren Bemessung des Pfahls verzichtet werden, wenn die daraus resultierenden ungewollten Biegebeanspruchungen durch die lastverteilende Wirkung von Pfahlrostplatten, Pfahljochen oder ähnlichen Konstruktionen ausgeschlossen werden.

A ANMERKUNG zu (5) Bei Mikropfählen kann Knicken auch bei Böden auftreten, die mit einer undrännierten Scherfestigkeit von $c_u > 10 \text{ kN/m}^2$ charakterisiert sind. Nähere Angaben siehe [6].

Zu „7.9 Bauüberwachung“

A (6) Ergänzend zu den beschriebenen Verfahren darf auch eine dynamische Pfahlprobelbelastung ausgeführt werden.

A ANMERKUNG 1 zu (8) Nähere Angaben zu den beschriebenen Verfahren siehe [6].

A ANMERKUNG 2 zu (8) Schwingungsversuche sollten national nicht angewendet werden.

DIN 1054:2010-12

Zu „8 Verankerungen“

Zu „8.1 Allgemeines“

Zu „8.1.1 Anwendungsbereich“

A (1) Außerdem ist dieser Abschnitt anzuwenden, wenn zum Beispiel mit Hilfe von Verankerungen

- Bauwerke gegen Gleiten oder Kippen zu sichern oder
- Seilzuglasten aufzunehmen sind.

A (2a) Anker mit einem Klemm- oder Haftkörper im Fels werden als Gebirgsanker bezeichnet. Für Gebirgsanker im Bergbau und bergmännischen Tunnelbau nach DIN 21521 ist dieser Abschnitt nicht anzuwenden.

A (2b) Für Ankerkonstruktionen, deren Ausführung und Bemessung nicht in bauaufsichtlich eingeführten Technischen Baubestimmungen geregelt sind oder die von diesen wesentlich abweichen, ist ein Nachweis der Verwendbarkeit (allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder eine Zustimmung im Einzelfall) erforderlich, in dem gegebenenfalls auch die erforderlichen Prüfungen geregelt sind.

A (2c) Für Verpressanker nach DIN EN 1537, die als Daueranker zum Einsatz kommen, ist immer eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich.

Zu „8.1.2 Definitionen“

Zu „8.1.2.3 Abnahmeprüfung“

A ANMERKUNG zu 8.1.2.3 Mit der Abnahmeprüfung wird die Einhaltung der Abnahmekriterien nachgewiesen.

Zu „8.1.2.5 Untersuchungsprüfung“

A ANMERKUNG zu 8.1.2.5 Die Untersuchungsprüfung nach DIN EN 1537 ist eine erweiterte Eignungsprüfung, die in Sonderfällen durchgeführt wird, wenn keine Erfahrungen über das Tragverhalten der Anker bei vergleichbaren Baugrundbedingungen vorliegen und die Anker aus diesem Grund bis zum Erreichen des maximalen Herauszieh Widerstandes (Versagen im Boden) belastet werden.

A 8.1.2.9

Freie Ankerlänge

Abstand zwischen dem spannseitigen Ende der Krafteintragungslänge und der Verankerung des Zuggliedes am Ankerkopf

[DIN EN 1537:2001-01, 3.1.16]

A 8.1.3 Allgemeine Anforderungen

A (1) Bei der Wahl des Herstellungsverfahrens sowie bei der Anordnung und Länge der Verankerungen sind insbesondere hinsichtlich Verformungs- und Erschütterungsempfindlichkeit Zustand und Abstand vorhandener benachbarter baulicher Anlagen zu beachten.

A ANMERKUNG zu A (1) Die Durchführung eines Beweissicherungsverfahrens wird empfohlen.

A (2) Bereits bei der Planung von Verankerungen in der Nähe von bestehenden baulichen Anlagen sind deren Lage und Abmessungen sowie die Konstruktionen, die verwendeten Baustoffe und die Festigkeit der Gründungkörper zu erkunden und die Sohldrücke dieser Anlagen zu ermitteln. Dies gilt insbesondere hinsichtlich möglicher Auswirkungen des Verpressdruckes im Einflussbereich von Verpresskörpern.

A (3) Insbesondere ist auch eine Untersuchung des Grundwassers und Bodens auf betonangreifende bzw. stahlkorrosionsfördernde Stoffe durchzuführen.

A (4) Verpressanker, das sind vorgespannte und nicht vorgespannte Anker, die aus einem Ankerkopf, einer freien Stahllänge und einem Verpresskörper als Rückhaltekonstruktion bestehen, sind nach DIN EN 1537 herzustellen.

A 8.1.4 Einstufung in die Geotechnischen Kategorien

A (1) Bautechnische Maßnahmen mit Verankerungen müssen in die Geotechnische Kategorie GK 2 oder die Geotechnische Kategorie GK 3 eingestuft werden. Bei der Einstufung in eine Geotechnische Kategorie sind zusätzlich zu den in A 2.1.2 genannten Kriterien die nachfolgend genannten Merkmale hinsichtlich des Schwierigkeitsgrades der Konstruktion heranzuziehen. Sie stellen keine vollständige Aufzählung dar.

A (2) Bautechnische Maßnahmen mit Verankerungen dürfen bei folgenden Merkmalen in die Geotechnische Kategorie GK 2 eingestuft werden, sofern nicht aus anderen Gründen die Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK 3 erforderlich ist:

- Schwellbeanspruchungen und dynamische Beanspruchungen, sofern ausreichende Erfahrungen vorliegen;
- Kurzzeitanker.

A (3) Bei folgenden Merkmalen muss die Einstufung einer bautechnischen Maßnahme mit Verankerungen in die Geotechnischen Kategorie GK 3 erfolgen:

- Schwellbeanspruchungen und dynamische Beanspruchungen, sofern keine ausreichenden Erfahrungen vorliegen;
- Daueranker.

Zu „8.2 Grenzzustände“

A (1a) Bei Verpressankern ist der Grenzzustand des Versagens infolge Verdrehung des Ankerkopfes und des Verlustes der Ankerkraft durch übermäßiges Nachgeben des Ankerkopfes durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung nachzuweisen.

A (1b) Bei Dauerankern ist der Korrosionsschutz des Ankerkopfes und der Verbund zwischen Stahlzugglied und Verpresskörper durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung nachzuweisen.

A (1c) Bei Verpressankern ist der Grenzzustand des Versagens infolge Verlustes der Ankerkraft durch Kriechen des Verpresskörpers durch Eignungs- und Abnahmeprüfungen nachzuweisen.

A (2) Für Ankergruppen sind auch die Grenzzustände des Bruchs des Bodens durch Abheben oder durch Verlust der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge nachzuweisen.

Zu „8.4 Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung“

A (3) Bei Verpressankern ist dieser Nachweis durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung zu erbringen.

A (4) Bei Verpressankern ist dieser Nachweis durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung zu erbringen.

A (5) Bei Verpressankern ist dieser Nachweis durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung zu erbringen.

DIN 1054:2010-12

A ANMERKUNG zu (6) P Als freie Länge ist im Zusammenhang mit den folgenden Anforderungen sowohl die freie Stahllänge als auch die freie Ankerlänge für die Wirksamkeit des Systems maßgebend.

A ANMERKUNG zu (6) P, erster Spiegelstrich Zum Nachweis bei Ankergruppen siehe A 8.5.6, A (2).

A ANMERKUNG zu (7) Zum Nachweis siehe 8.7, A(9).

A ANMERKUNG zu (8) P Untersuchungsprüfungen sind bei Verpressankern in der Regel nicht erforderlich, da das Tragverhalten durch Eignungs- und Abnahmeprüfungen nachzuweisen ist. Bei Verpressankern, die als Daueranker zum Einsatz kommen, ist eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich.

A (9) Bei vorgespannten Ankern ist gegebenenfalls ein Abfall der Vorspannkraft zu berücksichtigen.

A (11) Die freie Stahllänge ist bei vorgespannten und nicht vorgespannten Verpressankern nach DIN EN 1537 zu kontrollieren.

A (13) Die unter (13) P genannten Anforderungen an den Korrosionsschutz gelten für vorgespannte und nicht vorgespannte Verpressanker.

A (15) Es ist 8.1.1, A (2b) zu beachten.

Zu „8.5 Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit“

Zu „8.5.1 Bemessung der Anker“

A ANMERKUNG zu (1) P Zur Ermittlung des Bemessungswerts P_d der Ankerbeanspruchung siehe 8.5.5.

A (3) Für die unter 8.1.1 (2) P aufgeführten Anker ergibt sich aus Tabelle A 8.1, ob der Herauszieh-Widerstand durch Prüfungen oder durch Berechnung zu ermitteln ist.

Tabelle A 8.1 — Prüfungen oder Berechnung zum Nachweis des Herauszieh-Widerstands

Anker	Vorgespannte Anker	Nicht vorgespannte Anker			
Rückhaltekonstruktion	Verpresskörper (Verpressanker)	Verpresskörper (Verpressanker)	Ankerplatte Ankerwand	Schraubverankerung	Klemm- oder Haftkörper im Fels (Gebirgsanker)
Erforderliche Prüfungen					
Eignungsprüfung nach 8.7	Ja	Ja	–	Ja	Ja
Abnahmeprüfung nach 8.8	Ja	Ja	–	Ja	Im Einzelfall festzulegen
Berechnung nach 8.5.3	–	–	Ja	–	–

Zu „8.5.3 Bemessungswerte des Herauszieh-Widerstands auf Grund von Berechnungen“

A (2) Der Nachweis des Herauszieh-Widerstands, bei dem gezeigt wird, dass Ankerplatten nicht aus dem Boden gezogen bzw. der Boden vor Ankerwänden nicht herausgeschoben wird, ist wie folgt zu führen:

$$P_d \leq E_{p,d} \quad \text{A (8.2)}$$

Dabei ist

P_d der Bemessungswert der Ankerbeanspruchung nach 8.5.5.

$E_{p,d}$ der Bemessungswert des Erdwiderstandes vor der Ankerplatte bzw. der Ankerwand in Wirkungsrichtung des Ankers im Grenzzustand GEO-2.

Zum Nachweisverfahren siehe auch EAB und EAU.

Zu „8.5.4 Bemessungswert des Materialwiderstands der Anker“

A ANMERKUNG zu (2)P Für Stahlzugglieder aus Spannstahl bzw. Betonstahl ergibt sich nach DIN EN 1992-1-1 der Bemessungswert $R_{t,d}$ des Widerstandes des Stahlzuggliedes aus dem Ansatz

$$R_{t,d} = \frac{A_t \cdot f_{t,0.1,k}}{\gamma_M} \text{ bzw. } R_{t,d} = \frac{A_t \cdot f_{t,0.2,k}}{\gamma_M} \quad \text{A (8.3)}$$

Dabei ist

A_t die Querschnittsfläche des Stahlzuggliedes;

$f_{t,0.1,k}$ der charakteristische Wert der Spannung des Stahlzuggliedes bei 0,1 % bleibender Dehnung für Spannstahl;

$f_{t,0.2,k}$ Streckgrenze bzw. charakteristischer Wert der Spannung des Stahlzuggliedes bei 0,2 % bleibender Dehnung für Betonstahl;

$\gamma_M = 1,15$ der Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand des Stahlzuggliedes nach A Anmerkung 1 zu Tabelle A 2.3.

A (2) Der charakteristische Widerstand der Ankerkopfkonstruktion muss mindestens so groß sein wie der Widerstand des Stahlzuggliedes bei der charakteristischen Zugfestigkeit des Stahls. Bei Verpressankern ist dieser Nachweis durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung zu erbringen.

A (4) Stahlzugglieder aus Spannstahl bzw. Betonstahl müssen so bemessen werden, dass die Prüfkraft P_p bei Untersuchungsprüfungen, Eignungsprüfungen und Abnahmeprüfungen die Werte

$$0,80 \cdot A_t \cdot f_{t,k} \text{ und}$$

$$0,95 \cdot A_t \cdot f_{t,0.1,k} \text{ bzw. } 0,95 \cdot A_t \cdot f_{t,0.2,k}$$

nicht überschreiten.

Dabei ist

A_t die Querschnittsfläche des Stahlzuggliedes;

$f_{t,k}$ der charakteristische Wert der Zugfestigkeit des Stahlzuggliedes;

$f_{t,0.1,k}$ der charakteristische Wert der Spannung des Stahlzuggliedes bei 0,1 % bleibender Dehnung für Spannstahl.

$f_{t,0.2,k}$ Streckgrenze bzw. charakteristischer Wert der Spannung des Stahlzuggliedes bei 0,2 % bleibender Dehnung für Betonstahl.

Der kleinere Wert ist maßgebend.

DIN 1054:2010-12

A ANMERKUNG zu A (4) Mit dieser Forderung wird sichergestellt, dass an jedem Anker nachträglich eine Eignungsprüfung durchgeführt werden kann. Für die Prüfkraften bei Eignungsprüfungen und Abnahmeprüfungen nach 8.7 und 8.8 erübrigen sich die Nachweise nach A (4), sofern die Stahlzugglieder einen Verhältniswert $f_{t,0.1,k} / f_{t,k}$ bzw. $f_{t,0.2,k} / f_{t,k}$ kleiner 0,84 aufweisen.

Zu „8.5.5 Bemessungswert der Ankerbeanspruchung“

A (2) Die charakteristischen Werte P_k der Ankerbeanspruchung ergeben sich als charakteristische Werte von Beanspruchungen aus den Einwirkungen nach 2.4.2 auf verankerte Bauwerke bzw. Bauteile. Sie sind mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle A 2.1 für den Grenzzustand GEO-2 in Bemessungswerte P_d der Ankerbeanspruchung umzurechnen.

A ANMERKUNG zu A (2) Für Stützbauwerke sind die entsprechenden Angaben in A 9.7.1.3 zusammengefasst.

A 8.5.6 Nachweise bei Ankergruppen

A (1) Allen Ankern einer gleichartigen Gruppe bzw. Verankerungslage dürfen gleich große Einwirkungen zugewiesen werden. Für den darin enthaltenen Einzelanker ist sowohl ein ausreichender Herauszieh-Widerstand als auch ein ausreichender Materialwiderstand des Stahlzuggliedes entsprechend 8.5.1 und 8.5.4 nachzuweisen.

A (2) Der Nachweis der Sicherheit gegen Bruch des Bodens für Ankergruppen richtet sich nach dem ungünstigsten zu erwartenden Bruchmechanismus:

- a) Bei stark geneigten oder lotrechten Verpressankern ist der Nachweis einer ausreichenden Sicherheit gegen Abheben zu führen, siehe 7.6.3.1.
- b) Bei wenig geneigten oder waagerechten Ankern ist der Nachweis gegen Versagen in der tiefen Gleitfuge nach A 9.7.9, bei Ankerplatten bzw. Ankerwänden ist zusätzlich der Nachweis gegen Herausziehen nach 8.5.3, A (2) zu führen.

In Zweifelsfällen sind beide Nachweise a) und b) zu führen.

Zu „8.6 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“

A (2) Bei der Wahl der Festlegekraft ist E DIN 18537:2010-05, 8.4.4 zu beachten.

A (5) Bei nicht vorgespannten Ankern ist E DIN 18537:2010-05, 8.4.4 zu beachten.

A (7) Die Gebrauchstauglichkeit jedes Verpressankers oder Schraubankers ist durch Abnahmeprüfungen nach 8.8 nachzuweisen.

A (8) Nachprüfungen sind nach E DIN 18537:2010-05, Zu 9.11 durchzuführen.

A (9) Die maximale Festlegekraft und die rechnerische freie Stahllänge sind nach E DIN 18537:2010-05, Zu 9.8 und Zu 9.9 zu ermitteln.

A (10) Zur Ermittlung der Verschiebung und Verkantung eines durch Anker zusammengespannten Bodenblockes siehe EAB.

Zu „8.7 Eignungsprüfungen“

A (1) Bei Verpressankern und Schraubankern sind immer Eignungsprüfungen durchzuführen (siehe 8.4 (10) P). Bei Verpressankern, die als Kurzzeitanker zum Einsatz kommen, darf auf eine Eignungsprüfung verzichtet werden, wenn Ergebnisse von Eignungsprüfungen mit dem gleichen Ankersystem in vergleichbarem Baugrund und mit demselben Herstellungsverfahren vorliegen.

A (2) Bei Verpressankern, die als Daueranker zum Einsatz kommen, und bei Schraubankern ist auf jeder Ankerbaustelle eine Eignungsprüfung an mindestens drei Ankern durchzuführen. Sie ist auf der Baustelle dort durchzuführen, wo aufgrund von Baugrundaufschlüssen oder der Lage der Anker die für den jeweiligen Baugrund ungünstigsten Ergebnisse zu erwarten sind.

A (3) Die Prüfkraft P_P bei der Eignungsprüfung ergibt sich aus dem Bemessungswert P_d der Ankerbeanspruchung nach 8.5.5 A (2) zu

$$P_P = \gamma_a \cdot P_d \quad \text{A (8.4)}$$

mit

γ_a nach Tabelle A 2.3.

A (5) Der charakteristische Wert $R_{a,k}$ des Herauszieh-Widerstands eines Ankers ist auf der Grundlage einer Eignungsprüfung an mindestens drei Ankern zu ermitteln, die unter gleichartigen Ausführungsbedingungen wie die Bauwerksanker hergestellt wurden. Dabei ist das Prüfverfahren 1 nach DIN EN 1537:2001-01 zu verwenden.

A (6) Die Stahlzuglieder aller Anker müssen nach 8.5.4 (2) P nicht nur für den Bemessungswert P_d der Ankerbeanspruchung sondern auch für die Prüfkraft P_P bemessen werden.

A ANMERKUNG zu A (6) Zur Bemessung von Stahlzuggliedern aus Spannstahl oder Betonstahl siehe 8.5.4, A (4).

A (7) Der Herauszieh-Widerstand $R_{a,i}$ im Einzelversuch ist diejenige Kraft, die im Zugversuch ein Kriechmaß von $k_s = 2$ mm verursacht. Das Kriechmaß ergibt sich aus der Differenz $s_b - s_a$ der Verschiebungen, dividiert durch den Logarithmus $\lg(t_b/t_a)$ aus den zugehörigen Beobachtungszeiten. Ist bei der Prüfkraft P_P in der Eignungsprüfung das Kriechmaß $k_s < 2$ mm, gilt die Prüfkraft P_P als Herauszieh-Widerstand im Einzelversuch.

A (8) Der charakteristische Herauszieh-Widerstand $R_{a,k}$ ist der Kleinstwert der Versuchsergebnisse.

A (9) Betragen die Achsabstände zwischen den Verpresskörpern bei charakteristischen Ankerbeanspruchungen $P_k > 700$ kN weniger als 1,5 m, ist eine Ankergruppenprüfung durchzuführen. Hierbei ist die Eignungsprüfung an drei benachbarten Ankern auszuführen, wobei die drei Anker gleichzeitig zu belasten sind.

Zu „8.8 Abnahmeprüfungen“

A (1) Verpressanker und Schraubanker müssen immer durch Abnahmeprüfungen kontrolliert werden (siehe 8.4 (10) P).

A ANMERKUNG zu (3) Zur Kontrolle kann z. B. der zuerst gespannte und festgelegte Anker nach dem Festlegen des zweiten kreuzenden Ankers durch eine eingebaute Kraftmessdose oder durch erneutes Spannen (Abhebeversuch) auf seine vorhandene Ankerkraft kontrolliert werden.

A (4) Bei der Abnahmeprüfung ist als Prüfverfahren das Verfahren 1 nach DIN EN 1537:2001-01 anzuwenden.

A (5) Die Prüfkraft P_P bei der Abnahmeprüfung ergibt sich für Daueranker und für Kurzzeitanker nach Gleichung A (8.4) zu

$$P_P = \gamma_a \cdot P_d$$

mit

γ_a nach Tabelle A 2.3.

A (6) Beim Erreichen der angegebenen Prüfkraft darf das Kriechmaß $k_s = 2,0$ mm nicht überschritten werden.

DIN 1054:2010-12

Zu „9 Stützbauwerke“

Zu „9.1 Allgemeines“

Zu „9.1.1 Geltungsbereich“

A (1) Dieser Abschnitt gilt auch für im Boden eingebettete Bauwerke, z. B. Tiefkeller, Tunnel in offener Baugrube und, soweit anwendbar, für unterirdisch aufgefahrene Tunnel sowie allgemein für Baumaßnahmen für vorübergehende Zwecke, z. B. Baugrubenkonstruktionen und Pressenwiderlager.

A 9.1.3 Einstufung in die Geotechnischen Kategorien

A (1) Bei der Einstufung von Stützbauwerken oder von im Boden eingebetteten Bauwerken in die Geotechnischen Kategorien sind zusätzlich zu den in A 2.1.2 genannten Kriterien die nachfolgend genannten Merkmale hinsichtlich des Schwierigkeitsgrades der Konstruktion heranzuziehen. Sie stellen keine vollständige Aufzählung dar.

A (2) Folgende Fälle dürfen der Geotechnischen Kategorie GK 1 zugeordnet werden:

- Stützbauwerke bis 2,0 m Höhe des Geländesprungs, wenn hinter den Wänden keine hohen Auflasten wirken;
- Gräben für Leitungen oder Rohre bis 2 m Tiefe, die nicht in das Grundwasser einschneiden;
- Stützung von Grabenwänden durch Grabenverbaugeräte nach DIN 4124:2002-10, Abschnitt 5;
- Normverbau nach DIN 4124:2002-10, 6.2 und 7.3.

A (3) Zur Geotechnischen Kategorie GK 2 gehören Stützbauwerke und Baugruben bis 10 m Geländesprung.

A (4) Folgende Merkmale erfordern in der Regel die Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK 3:

- Stützbauwerke und Baugrubenwände bei mehr als 10 m Geländesprung;
- Stützbauwerke und Baugrubenwände neben dicht angrenzenden, verschiebungs- oder setzungsempfindlichen Bauwerken;
- Baugruben in weichen Böden.

A 9.1.4 Allgemeine Anforderungen

A (1) Stützbauwerke und im Boden eingebettete Bauwerke dürfen keine schädlichen Änderungen im Wasserhaushalt des Bodens hervorrufen.

A (2) Im Hinblick auf die allgemeinen Anforderungen sind zu beachten:

- bei flach gegründeten Stützbauwerken die Angaben in 6.4;
- bei auf Pfählen gegründeten Stützbauwerken die Angaben in A 7.1.1;
- bei verankerten oder vernagelten Stützbauwerken die Angaben in A 8.1.3.

Zu „9.2 Grenzzustände“

A (1) Bei Tiefkellern und Tunnelbauwerken ist außer den in (1)P genannten Nachweisen auch der Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen (Auftrieb) nach 10.2 (UPL) zu erbringen.

Zu „9.3 Einwirkungen, geometrische Angaben und Bemessungssituationen“**Zu „9.3.1.1 Grundlegende Einwirkungen“**

A (2) Zur Ermittlung der Eigenlasten von geotechnischen Bauwerken sind die charakteristischen Werte der Wichten der Baustoffe nach DIN EN 1991-1-1 anzusetzen.

Zu „9.3.1.3 Auflasten“

A (1) Es sind die charakteristischen Werte nach DIN EN 1991-1-1 anzusetzen.

A ANMERKUNG 1 zu A (1) Zum Ansatz von Nutzlasten bei Baugrubenkonstruktionen siehe EAB [1], EB 55, EB 56 und EB 57.

A ANMERKUNG 2 zu A (1) Zum Ansatz von Nutzlasten bei Ufereinfassungen siehe EAU [2], Abschnitt 5.

Zu „9.3.1.6 Strömungskräfte“

A (2) Es ist zu beachten, dass durch Baugrubenaushub oder andere Maßnahmen eine örtliche Potentialdifferenz entstehen und ein wassergesättigter Schluff- oder Feinsandboden dadurch Fließeigenschaften annehmen kann.

Zu „9.3.2.2 Geländeoberfläche“

A (5) Sofern der Boden vor einem ständigen Stützbauwerk zur Stützung herangezogen wird, ist seine freie Oberfläche nach Möglichkeit durch Begrünung, Befestigung oder sonstige Maßnahmen gegen Abgraben oder Erosion durch Oberflächenwasser bzw. durch strömendes Wasser zu schützen, damit die der Rechnung zugrunde gelegte Höhenlage erhalten bleibt.

A (6) Nicht vorhersehbare zukünftige Abgrabungen oder mögliche Auskolkungen vor dem Fuß eines Stützbauwerks sind entweder durch Überwachung und Schutzmaßnahmen auszuschließen oder nach (2) bzw. (3) beim Nachweis der Standsicherheit zu berücksichtigen, wobei beim Nachweis für den Zustand der unplanmäßigen Aushubtiefe nach 2.2 A (4) die Bemessungssituation BS-T oder, sofern dieser Fall sehr unwahrscheinlich ist, die Bemessungssituation BS-A zugrunde gelegt werden darf.

Zu „9.3.2.3 Wasserstände“

A (1a) Für die Ermittlung des charakteristischen Wasserdrucks ist sowohl der höchste als auch der niedrigste Wasserstand festzulegen. Beide Wasserstände können bei der Bemessung von Bauwerken oder Teilen von Bauwerken zu den maßgebenden Beanspruchungen beitragen. Ihre Festlegung richtet sich nach den Gegebenheiten des Einzelfalls.

A (1b) Der höchste für die Bemessung maßgebende Wasserstand kann z. B. im Einzelfall sein:

- der während der voraussichtlichen Nutzungs- bzw. Lebensdauer zu erwartende höchste Wasserstand;
- der in einem vorgegebenen Zeitraum, z. B. während der Bauzeit, zu erwartende höchste Wasserstand;
- der Wasserstand, bei dem das Wasser die Oberkante des Bauwerks überströmen kann;
- der durch eine Entwässerungseinrichtung vorgegebene Grundwasserspiegel;
- ein vertraglich vereinbarter Wasserstand, bei dessen Auftreten das Bauwerk bzw. die Baugrube planmäßig geflutet wird.

DIN 1054:2010-12

A (1c) Der niedrigste für die Bemessung maßgebende Wasserstand kann z. B. im Einzelfall sein:

- der während der voraussichtlichen Nutzungs- bzw. Lebensdauer zu erwartende niedrigste Wasserstand;
- der in einem vorgegebenen Zeitraum, z. B. während der Bauzeit, zu erwartende niedrigste Wasserstand;
- ein vertraglich vereinbarter Wasserstand, der durch eine Grundwasserabsenkung erzielt werden soll.

Zu „9.4 Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung“**Zu „9.4.1 Allgemeines“**

A (8) Die Standsicherheit von flüssigkeitsgestützten Wandschlitzten ist nach DIN 4126 nachzuweisen.

Zu „9.4.2 Dränsysteme“

A ANMERKUNG zu 9.4.2 Hierzu siehe 9.6 A (6).

Zu „9.5 Erddruckermittlung“**Zu „9.5.1 Allgemeines“**

A (2a) Berechnungen mit einem totalen Erddruck, der Erddruck und Wasserdruck einschließt, sollten vermieden werden. Abweichend von (2) sind die Wirkungen von Erddruck und Wasserdruck in der Regel getrennt zu untersuchen.

A (2b) Der charakteristische Erddruck auf Stützbauwerke darf in der Regel als aktiver Erddruck ermittelt werden. Zur Bemessung verformungsarmer Stützbauwerke bzw. im Boden eingebetteter Bauwerke ist ein erhöhter aktiver Erddruck nach 9.5.4, in Ausnahmefällen der Erdruhedruck nach 9.5.2, gegebenenfalls ein Verdichtungserddruck nach 9.5.5 zugrunde zu legen.

A ANMERKUNG zu A (2b) Hierzu siehe DIN 4085 bzw., bei Baugruben, EAB [1].

A (2c) Bodenreaktionen infolge von Bewegungen des Bauwerks oder von Teilen des Bauwerks gegen den Boden können größer als der aktive Erddruck bzw. der Erdruhedruck sein und maximal die Größe des Erdwiderstands erreichen. Sie sind wie Einwirkungen anzusetzen, sofern sie ungünstig wirken.

A (7) Die Geländeform und die Wandneigung dürfen in der Regel mit ihren Nennwerten in die Berechnung eingeführt werden. Der Winkel δ_a zwischen der Erddruckkraft und der Normalen zur Wand (Erddruckneigungswinkel) darf bei der Ermittlung des aktiven Erddrucks gleich dem charakteristischen Wert des Wandreibungswinkels angesetzt werden, wenn eine ausreichende Relativverschiebung zu erwarten ist und soweit es das Gleichgewicht der parallel zur Wand wirkenden Kräfte zulässt. Tritt, z. B. nach 9.7.5, ein negativer Erddruckneigungswinkel auf, dann ist die Auswirkung auf die Größe des Erddrucks zu beachten. Dabei ist die Vorzeichenregelung nach DIN 4085:2007-10 zu beachten. Eine Adhäsion darf nur in begründeten Ausnahmefällen angesetzt werden. Als charakteristischer Wert der Wichte darf nach 3.3.3 A (3) ihr Mittelwert angesetzt werden. Bei der Scherfestigkeit ist nach 3.3.6 A (5) in der Regel der untere charakteristische Wert in Form eines vorsichtigen Schätzwerts des Mittelwerts maßgebend.

A (8) Die Verteilung des Erddrucks sowie der Angriffspunkt der Erddruckkraft an Stützwänden sind unter anderem abhängig von der Höhenlage und der Nachgiebigkeit der Aussteifung bzw. der Verankerung, von der Biegesteifigkeit der Wand und vom erreichten Bauzustand. Bei ausgesteiften oder verankerten Stützwänden ist die zu erwartende Erddruckverteilung

- entweder durch die Vorgabe wirklichkeitsnaher Lastfiguren für den Erddruck oder
- durch die Festlegung von Zu- und Abschlügen auf die mit der klassischen Erddruckverteilung oder die mit einem Erddruckrechteck ermittelten Schnittgrößen

zu berücksichtigen.

A (9) Bei einer Umströmung von wandartigen Stützbauwerken ist in der Regel die Erhöhung der wirksamen Wichte des Bodens infolge der Strömungskraft bei der Ermittlung des Erddrucks zu berücksichtigen. Dies gilt nicht, wenn die Verringerung des Wasserdrucks infolge der Umströmung vernachlässigt und der volle hydrostatische Wasserdruck angesetzt wird.

A (10) Der Erddruck aus Bodeneigengewicht und ständigen Auflasten ist als ständige Einwirkung zu behandeln, der Erddruck aus veränderlichen Auflasten der Geländeoberfläche, soweit sie über eine großflächige Nutzlast von 10 kN/m² hinausgehen, als veränderliche Einwirkung.

A (11) In DIN 4085 wird die Ermittlung des oberen charakteristischen Werts des Erddrucks geregelt. Sofern es sich für die Bemessung einzelner Bauteile ungünstiger auswirkt, z. B. beim Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen nach A 10.2.2, ist der untere charakteristische Wert $\min E_{ah,k}$ anzusetzen. Bei nichtbindigen Böden ist dies in der Regel die Hälfte des oberen charakteristischen Werts, bei bindigen Böden ist es $\min E_{ah,k} = 0$, sofern keine genaueren Untersuchungen angestellt werden.

A ANMERKUNG zu 9.5.1 Weitere Regelungen für die jeweiligen Anwendungsgebiete siehe DIN 4085, DIN 4126, EAB [1], EAU [2] und ZTV-ING [5].

Zu „9.5.5 Verdichtungswirkung“

A (3) Beim Ansatz des Verdichtungserddrucks ist zu unterscheiden, ob das Bauwerk weitgehend unbeweglich ist, z. B. ein beidseitig angefülltes Tunnelbauwerk, oder ob es sich während des Verfüllungs- und Verdichtungs Vorgangs verschieben, verkanten oder verformen kann, z. B. eine Gewichtsstützwand.

A 9.5.6 Erdwiderstand (passiver Erddruck)

A (1) Der voll mobilisierte charakteristische Erdwiderstand ergibt sich unter Berücksichtigung der Nennwerte von Geländeneigung und Wandneigung aus den charakteristischen Werten des Reibungswinkels, der Kohäsion und des Winkels $\delta_{p,k}$ zwischen dem Erdwiderstand und der Normalen zur Wand.

A (2) Der Winkel $\delta_{p,k}$ zwischen dem Erdwiderstand und der Normalen zur Wand (Erddruckneigungswinkel) stellt sich ohne Relativbewegung zwischen Wand und Boden zu $\delta_{p,k} = 0$ ein. Er wächst mit zunehmender Relativbewegung auf einen positiven oder negativen Höchstwert an, dessen Betrag bei ausreichender Rauigkeit der Wand die Größe des charakteristischen Wertes φ'_k des Reibungswinkels erreichen kann. Eine günstig wirkende Vertikalkomponente des Erdwiderstands darf jedoch nicht größer in Rechnung gestellt werden, als es der Nachweis $\Sigma V = 0$ nach 9.7.5 A (6) zulässt.

A (3) Die Bewegungsart der Wand und die daraus sich ergebende Größe und Verteilung des Erdwiderstands sind in der Regel zu berücksichtigen; in Zweifelsfällen sind Vergleichsrechnungen anzustellen.

A (4) Bei einer Umströmung von wandartigen Stützbauwerken ist die Verminderung der wirksamen Wichte des Bodens infolge der Strömungskraft bei der Ermittlung des Erdwiderstands zu berücksichtigen. Die nach 9.6 A (8) zulässige Vereinfachung durch Ansatz des vollen hydrostatischen Wasserdrucks darf hier nicht angewendet werden.

A (5) Bei begrenzter Breite der Wand, z. B. bei Bohlträgern und Pressenwiderlagern, darf die räumliche Wirkung des Erdwiderstands berücksichtigt werden.

A ANMERKUNG zu A 9.5.6 Weitere Angaben für die jeweiligen Anwendungsgebiete siehe DIN 4085, EAB [1] und EAU [2].

DIN 1054:2010-12

Zu „9.6 Wasserdrücke“

A ANMERKUNG zu (1)P Hierzu siehe 9.3.2.3 A (1a) bis (1c).

A (6) Eine durch bauliche Maßnahmen, z. B. Dichtungen, Drän- oder Entspannungsbrennen, bewirkte Verminderung bzw. Begrenzung des Wasserdrucks darf nur berücksichtigt werden, wenn

- ihre Wirkung dauerhaft sichergestellt ist oder
- ihre Wirkung regelmäßig überwacht wird und ohne wesentliche Einschränkungen des Betriebs wieder hergestellt werden kann oder wenn
- zusätzliche Flutungs- bzw. Ballastierungsmaßnahmen vorgesehen werden.

Bereits beim Entwurf ist festzulegen, wie gegebenenfalls die Wirkung der Entspannungseinrichtungen wieder hergestellt werden kann bzw. wie eine Flutung oder Ballastierung automatisch eingeleitet wird.

A (7) Sofern eine Überwachung vorgesehen wird, ist mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Bemessungssituation BS-A für mögliche Grenzzustände UPL, HYD, STR, GEO-2 und GEO-3 eine ausreichende Standsicherheit für den Fall nachzuweisen, dass die Entspannungseinrichtung versagt.

A (8) Bei einer Umströmung von wandartigen Stützbauwerken verringert sich der Wasserdruck auf der Außenseite, auf der Innenseite nimmt er zu. In einfachen Fällen, z. B. bei homogenem Boden unterhalb des Grundwasserspiegels, ist es zulässig, vereinfachend auf beiden Seiten der Wand den hydrostatischen Wasserdruck anzusetzen und die beiden Wirkungen gegeneinander aufzurechnen. Dies gilt nicht für den Nachweis der Sicherheit gegen hydraulisch verursachtes Versagen nach Abschnitt 10.

A (9) Der Wasserdruck beim festgelegten niedrigsten Wasserstand ist als ständige Einwirkung zu behandeln, der in den Bemessungssituationen BS-P, BS-T und BS-A nach 2.2 A (4) darüber hinausgehende Wasserdruck bei höheren Wasserständen entsprechend den örtlichen Gegebenheiten

- als regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkung im Sinne der Bemessungssituation BS-P,
- als vorübergehende oder planmäßig einmalige Einwirkung im Sinne der Bemessungssituation BS-T;
- gegebenenfalls auch als außergewöhnliche Einwirkung im Sinne der Bemessungssituation BS-A.

Unabhängig von dieser Zuordnung darf bei der Ermittlung der Bemessungswerte der Beanspruchungen der gesamte Wasserdruck mit den Teilsicherheitsbeiwerten für ständige Einwirkungen nach Tabelle A 2.1 belegt werden.

A ANMERKUNG zu A (9) Weitere Regelungen für die jeweiligen Anwendungsgebiete siehe DIN 4084, EAB [1] und EAU [2].

Zu „9.7 Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit“

Zu „9.7.1 Allgemeines“

A ANMERKUNG zu 9.7.1 DIN EN 1997-1:2009-09, 9.7.1 (1)P bis (7)P sind in A 9.7.1.1 eingeordnet.

A 9.7.1.1 Vorgaben zur Bemessung von Stützbauwerken**A 9.7.1.2 Ermittlung der Schnittgrößen**

A (1) Bei der Ermittlung der Schnittgrößen von wandartigen, in den Boden einbindenden Stützbauwerken einschließlich der Auflagerkräfte wird empfohlen, im Hinblick auf das statische System und die zugehörigen Berechnungsverfahren zu unterscheiden

- nach nicht gestützten, im Boden eingespannten Wänden;
- nach ausgesteiften oder verankerten, im Boden frei aufgelagerten Wänden;
- nach ausgesteiften oder verankerten, im Boden ganz oder teilweise eingespannten Wänden.

A ANMERKUNG zu A (1) Bei ausgesteiften oder verankerten Wänden mit großer Biegesteifigkeit kommt eine Einspannwirkung wegen der zu großen Nachgiebigkeit des Bodens in der Regel nicht zustande.

A (2) Die Einwirkungen sind als charakteristische Werte am gewählten statischen System anzusetzen.

A (3) Waagerechte oder geneigte Steifen sind je nach Kraftschluss und Vorspannung als wenig nachgiebige bzw. unnachgiebige Auflager zu behandeln. Werden Steifen auf gegenüberliegende, im Boden eingebettete Widerlager abgestützt, dann muss auch die Beanspruchung des Widerlagers für den Grenzzustand GEO-2 ermittelt werden.

A (4) Verpressanker und Zugpfähle sind je nach Kraftschluss und Vorspannung als nachgiebige, wenig nachgiebige oder unnachgiebige Auflager zu behandeln.

A 9.7.1.3 Ermittlung der Beanspruchungen

A (1) Die charakteristischen Beanspruchungen erhält man aus der Schnittgrößenermittlung nach A 9.7.1.2

- unmittelbar als Auflagerkräfte in den Grenzflächen zwischen dem Bauwerk und dem anstehenden Baugrund, z. B. bei Gewichtsstützwänden;
- als Normalkräfte, Querkkräfte, Biegemomente bzw. als Spannungen in den Schnitten durch die zu untersuchenden Bauteile, z. B. bei auf Biegung beanspruchten Winkelstützwänden und bei verankerten Wänden.

A (2) Die ermittelten charakteristischen Beanspruchungen sind durch Multiplikation mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_G bzw. γ_Q für den Grenzzustand GEO-2 nach Tabelle A 2.1 in Bemessungswerte der Beanspruchungen umzurechnen, soweit nicht der Fall eines erhöhten aktiven Erddrucks oder eines Erdruhedrucks vorliegt.

A (3) Bei annähernd unnachgiebigen Stützbauwerken, insbesondere bei wandartigen Stützbauwerken mit vorgespannten Verpressankern und bei im Boden eingebetteten Bauwerken, dürfen im Fall eines Erdruhedruckansatzes die Bemessungswerte der Beanspruchungen infolge des Erdruhedrucks aus Bodeneigengewicht mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,E0}$ nach Tabelle A 2.1 ermittelt werden. Bei Ansatz von erhöhtem aktivem Erddruck ist ein Teilsicherheitsbeiwert zu verwenden, der zwischen dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,E0}$ für Erdruhedruck und dem Teilsicherheitsbeiwert γ_G für aktiven Erddruck interpoliert werden darf. Für den Erddruck aus veränderlichen Einwirkungen, z. B. aus Nutzlasten, ist der Teilsicherheitsbeiwert γ_Q maßgebend, soweit sie über eine großflächige Nutzlast von 10 kN/m² hinausgehen.

A (4) Die Bemessungswerte der Beanspruchung von Steifen in Bauzuständen sind aus den charakteristischen Beanspruchungen durch Multiplikation mit den Teilsicherheitsbeiwerten für die Bemessungssituation BS-P nach Tabelle A 2.1 zu ermitteln. Dies gilt unabhängig davon, dass die Bemessung der übrigen Teile mit den Teilsicherheitsbeiwerten für die Bemessungssituation BS-T erfolgt.

DIN 1054:2010-12

A (5) Die Bemessungswerte der Beanspruchungen von Verpressankern und Mikropfählen, die der Sicherung einer Baugrubenwand dienen, sind im Regelfall aus den charakteristischen Beanspruchungen durch Multiplikation mit den Teilsicherheitsbeiwerten für die Bemessungssituation BS-T nach Tabelle A 2.1 zu ermitteln. Im Vollaushubzustand einer Baugrube dagegen sind sie durch Multiplikation mit den Teilsicherheitsbeiwerten für die Bemessungssituation BS-P nach Tabelle A 2.1 zu ermitteln. Dies gilt unabhängig davon, dass die Bemessung in den vorangegangenen Bauzuständen und in den Rückbauzuständen ebenso wie die Bemessung der übrigen Teile und der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge mit den Teilsicherheitsbeiwerten für die Bemessungssituation BS-T erfolgt.

A (6) Die Längskraft in der Wand und die senkrechte Komponente der charakteristischen Auflagerkraft bzw. die senkrecht wirkende Beanspruchung des Bodenaufagers am Wandfuß von Spundwänden, Schlitzwänden oder Bohrpfehlwänden oder am Fuß von Bohlträgern sind aus den Vertikalkomponenten der an der Wand angreifenden Einwirkungen zu ermitteln. Hierzu gehören insbesondere

- das Eigengewicht der Wand;
- der Erddruck;
- unmittelbar auf die Wand einwirkende Lasten wie Baugrubenabdeckungen oder Kranlasten;
- die charakteristischen Auflagerkräfte von geneigten Verpressankern oder Zugpfählen.

A 9.7.1.4 Bodenreaktionen und Bodenwiderstände

A (1) Soweit schon bei der Schnittgrößenermittlung die Berechnungsannahmen zum Ansatz und späteren Nachweis des seitlichen Fußwiderstands vor der Wand eine Rolle spielen, ist Folgendes zu beachten:

- a) Wird die seitliche Bodenreaktion als Erdwiderstand nach 9.5.6 angesetzt, dann darf die im Gebrauchszustand zu erwartende Verteilung der Fußauflagerlast wie die Verteilung des von ihr mobilisierten Erdwiderstands zugrunde gelegt werden.
- b) Wird eine verformungsabhängige seitliche Bodenreaktion auf der Grundlage von Steifigkeitsparametern nach 3.3.7 angesetzt, dann darf die Berechnung in der Regel mit Mittelwerten dieser Parameter durchgeführt werden. In Zweifelsfällen, z. B. bei statisch unbestimmten Systemen, kann es erforderlich sein, die Berechnung mit oberen und unteren charakteristischen Werten der Steifigkeitsparameter durchzuführen, damit die möglichen Auswirkungen erkennbar werden.

A (2) Die Bemessungswerte der Bodenwiderstände sind für den Grenzzustand GEO-2 aus den charakteristischen Werten durch Abminderung mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle A 2.3 zu ermitteln.

A (3) Die charakteristischen Spannungen $\sigma_{h,k}$ der verformungsabhängigen seitlichen Bodenreaktionen dürfen in Oberflächennähe die sich aus dem charakteristischen passiven Erddruck $e_{ph,k}$ ergebende größtmögliche Bodenreaktion nicht überschreiten. Es ist daher die Bedingung

$$\sigma_{h,k} \leq e_{ph,k} \quad \text{A (9.3)}$$

zu erfüllen.

A (4) Wird die seitliche Bodenreaktion mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens ermittelt, dann gilt der Ansatz:

$$\sigma_{h,k} = k_{s,k} \cdot s_h \quad \text{A (9.4)}$$

Dabei ist

$k_{s,k}$ der charakteristische Wert des Bettungsmoduls;

s_h die örtliche waagerechte Verschiebung.

Gegebenenfalls ist zur Erfüllung der Bedingung A (9.3) der charakteristische Wert des Bettungsmoduls $k_{s,k}$ im oberen Bereich der Wand abzumindern.

A (5) Wird zur Ermittlung der Beanspruchungen an einer im Boden eingebundenen Stützwand eine verformungsabhängige seitliche Bodenreaktion in Rechnung gestellt, dann ist die Horizontalkomponente $B_{h,k}$ der resultierenden charakteristischen Auflagerkraft B_k durch Integration aus den Spannungen $\sigma_{h,k}$ für den zugehörigen Teil der Einbindetiefe zu ermitteln.

A (6) Lässt sich eine vorübergehende Abgrabung vor dem Fuß einer Stützwand nicht durch Überwachung oder durch Schutzmaßnahmen ausschließen, dann ist dieser Zustand mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten für die Bemessungssituation BS-T nach Tabelle A 2.3 als Bauzustand nachzuweisen.

A ANMERKUNG zu A (6) Sofern ein wandartiges Stützbauwerk umströmt werden kann, ist nach A 9.5.6 A (4) auf der Luftseite der Wand die Verminderung der Wichte des Bodens und damit die ungünstige Wirkung der Grundwasserströmung auf die Größe des Erdwiderstands zu berücksichtigen.

Zu „9.7.2 Gesamtstandsicherheit“

A (3) Der Nachweis der Gesamtstandsicherheit ist bei Gewichtsstützwänden und bei verankerten Stützwänden insbesondere dann zu erbringen, wenn besondere Gegebenheiten das Auftreten eines Geländebruchs fördern, z. B. wenn

- die Rückseite der Wand stark zum Erdreich hin geneigt ist;
- das Gelände hinter der Wand ansteigt;
- das Gelände vor der Wand abfällt;
- unterhalb des Wandfußes ein Boden mit geringer Tragfähigkeit ansteht;
- im Bereich des steilen Bereichs der möglichen Gleitflächen besonders große Lasten wirken.

Zu „9.7.3 Fundamentversagen bei Gewichtsstützwänden“

A (3) Die Nachweise nach (1)P sind auch für Raumgitterkonstruktionen und andere aus Einzelteilen zusammengesetzte Stützkörper, z. B. Gabionen (Draht-Schotter-Körbe) zu erbringen. Hierbei ist die untere Breite des Stützkörpers wie die Sohlbreite einer massiven Gewichtsstützwand anzusetzen.

Zu „9.7.4 Versagen bodengestützter Wände durch Drehung“

A (4) Eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen des Erdwiderlagers ist nachgewiesen, wenn die Grenzzustandsbedingung

$$B_{h,d} \leq E_{ph,d} \quad \text{A (9.5)}$$

erfüllt ist.

Dabei ist

$B_{h,d}$ der Bemessungswert der Horizontalkomponente der resultierenden Auflagerkraft;

$E_{ph,d}$ der Bemessungswert der Horizontalkomponente des Erdwiderstands.

A (5) Werden die Schnittgrößen von im Boden frei aufgelagerten oder eingespannten Wänden nach A 9.7.1.4 A (1b) auf der Grundlage von verformungsabhängigen seitlichen Bodenreaktionen, z. B. mit Hilfe des Bettungsmodulverfahrens, ermittelt, dann ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der Horizontalkomponente $B_{h,d}$ der resultierenden Auflagerkraft nicht größer ist als der Bemessungswert des Erdwiderstands für den zugehörigen Teil der Einbindetiefe.

DIN 1054:2010-12**Zu „9.7.5 Versagen bodengestützter Wände durch Vertikalbewegung“**

A (6) Es ist nachzuweisen, dass wandartige Stützbauwerke, z. B. Spundwände, Pfahlwände und Schlitzwände sowie Bohlträger nicht infolge von wandparallelen, in der Regel senkrechten Beanspruchungen im Boden versinken. Eine ausreichende Sicherheit gegen Versinken ist nachgewiesen, wenn die Grenzzustandsbedingung

$$V_d = \sum V_{d,i} \leq R_d \quad \text{A (9.6)}$$

erfüllt ist.

Dabei ist

V_d der Bemessungswert der senkrechten Beanspruchungen am Wand- oder Bohlträgerfuß nach A 9.7.1.3 A (6);

R_d der Bemessungswert des Widerstands der Wand bzw. des Bohlträgers, z. B. der senkrechten Komponente der Fußauflagerkraft, des Fußwiderstands und gegebenenfalls des Mantelwiderstands.

A (7) Wird bei der Ermittlung des Erddrucks ein negativer Erddruckneigungswinkel nach DIN 4085:2007-10 zugrunde gelegt, dann darf die nach oben gerichtete Vertikalkomponente

$$E_{av,k} = E_{ah,k} \cdot \tan \delta_{a,k}$$

von den nach unten gerichteten charakteristischen Vertikalbeanspruchungen abgezogen werden. Der Betrag des negativen Erddruckneigungswinkels darf die in Tabelle A 9.1 angegebenen Werte nicht überschreiten.

A (8) Der charakteristische Widerstand von Bohlträgern, Bohrpfahlwänden, Schlitzwänden und Spundwänden gegen senkrechte Beanspruchungen ist in Anlehnung an 7.6 zu ermitteln. Hierbei ist zu beachten, dass auf Flächen, die durch einen von oben nach unten wirkenden Erddruck belastet sind, nicht gleichzeitig Kräfte in den Untergrund abgetragen werden können. Auf der Innenseite der Wand darf der Reibungswiderstand

$$R_{B,k} = B_{h,k} \cdot \tan \delta_{B,k} \quad \text{A (9.7a)}$$

angesetzt werden. Der Betrag des negativen Winkels $\delta_{B,k}$ darf die in Tabelle A 9.1 angegebenen Werte nicht überschreiten. Ersatzweise darf an Stelle des Reibungswiderstandes $R_{B,k}$ der Mantelwiderstand

$$R_{s,k} = A_s \cdot q_{s,k} \quad \text{A (9.7b)}$$

auf der Grundlage von Erfahrungswerten $q_{s,k}$ für die Mantelreibung angesetzt werden.

A ANMERKUNG 1 zu A (8) Die von A 9.7.8 abweichende Ermittlung des Reibungswiderstands $R_{B,k}$ ergibt sich aus den unterschiedlichen Bruchmodellen.

A ANMERKUNG 2 zu A (8) Zur Größe der Erfahrungswerte $q_{s,k}$ für die Mantelreibung siehe EA-Pfähle [6].

**Tabelle A 9.1 — Größe des negativen Erddruckneigungswinkels
beim Nachweis gegen Versinken**

Wandbeschaffenheit	$E_{av,k}$	$B_{v,k}$
Verzahnte Wand	$ \delta_{a,k} \leq \frac{2}{3} \cdot \phi'_k$	$ \delta_{B,k} \leq \phi'_k$
Raue Wand	$ \delta_{a,k} \leq \frac{2}{3} \cdot \phi'_k$	$ \delta_{B,k} \leq \phi'_k - 2,5^\circ$ und $ \delta_{B,k} \leq 27,5^\circ$
Weniger raue Wand	$ \delta_{a,k} \leq \frac{1}{2} \cdot \phi'_k$	$ \delta_{B,k} \leq \frac{1}{2} \cdot \phi'_k$
Glatte Wand	$ \delta_{a,k} = 0$	$ \delta_{B,k} = 0$

A (9) Bei der Umrechnung der charakteristischen Werte der Widerstände in Bemessungswerte ist für den Reibungswiderstand bzw. für den Mantelwiderstand der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{R,e}$ wie bei der Horizontal-komponente des Erdwiderstands nach Tabelle A 2.3 maßgebend. Beim Ansatz eines charakteristischen Fußwiderstandes $R_{b,k}$ ist der Teilsicherheitsbeiwert γ_b wie bei Pfählen zugrunde zu legen.

Zu „9.7.6 Innere Bemessung von Stützbauwerken“

A (5) Die maßgebenden Bemessungswerte E_d der Beanspruchungen in den Bemessungsquerschnitten ergeben sich nach A 9.7.1.3, soweit in den jeweiligen Bauartnormen nichts anderes vorgeschrieben ist.

A (6) Für die Ermittlung der Bemessungswerte $R_{M,d}$ der Bauteilwiderstände sind die in den jeweiligen Bauartnormen angegebenen Materialkenngrößen und Teilsicherheitsbeiwerte maßgebend. Für Verpressanker gilt 8.5.4. Die Korrosion von Bauteilen aus Stahl ist, soweit sie nicht durch bauliche und betriebliche Maßnahmen vermieden wird, durch Abminderung der Widerstände zu berücksichtigen.

A (7) Beim Nachweis der Standsicherheit erhärteter Ortbeton-Schlitzwände sind die Angaben in DIN 4126 zu beachten.

A (8) Bei aus einzelnen Blöcken oder Fertigelementen gestapelten Stützkonstruktionen ist der Nachweis der Gleitsicherheit in den waagerechten bzw. geneigten Kontaktflächen in Anlehnung an 6.5.3 zu führen.

A (9) In begründeten Fällen dürfen, im Einvernehmen mit der zuständigen Aufsichtsbehörde, geringere Sicherheiten festgelegt werden.

Zu „9.7.7 Versagen von Verankerungen“

A (5) Zu den drei im Bild 9.6 dargestellten Versagensmöglichkeiten gehören folgende Standsicherheits-nachweise:

- zu Bild 9.6 (a) der Nachweis der Sicherheit gegen Herausziehen von Verpressankern nach 8.5.1 (1)P bzw. von Zugpfählen nach 7.6.3;
- zu Bild 9.6 (b) der Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge nach A 9.7.9;
- zu Bild 9.6 (c) der Nachweis der Sicherheit gegen Herausziehen von Ankerplatten bzw. Ankerwänden nach 8.5.3 A (2).

DIN 1054:2010-12**A 9.7.8 Nachweis der Vertikalkomponente des mobilisierten Erdwiderstands**

A (1) Es ist nachzuweisen, dass entsprechend der Bedingung

$$V_k = \sum V_{k,i} \geq B_{v,k} \quad \text{A (9.8)}$$

der bei der Ermittlung des Erdwiderstands zugrunde gelegte negative Erddruckneigungswinkel $\delta_{p,k}$ mit der Gleichgewichtsbedingung $\sum V = 0$ im Einklang steht.

Dabei ist

V_k die Vertikalkomponente der beteiligten, von oben nach unten gerichteten charakteristischen Einwirkungen;

$B_{v,k}$ die nach oben gerichtete Vertikalkomponente der charakteristischen Auflagerkraft.

A 9.7.9 Versagen in der tiefen Gleitfuge

A (1) Bei verankerten Stützwänden ist für den Grenzzustand GEO-2 nachzuweisen, dass die Anker- bzw. Zugpfahllängen ausreichend gewählt worden sind. Dies ist der Fall, wenn der von der Verankerung erfasste Bodenkörper bei einer Drehung um einen tief gelegenen Punkt nicht auf einer tiefen Gleitfuge abrutschen kann.

A ANMERKUNG zu A (1) Zu Einzelheiten des Nachweisverfahrens siehe EAB [1] und EAU [2].

A (2) Sofern die in 9.7.2 A (3) genannten Gegebenheiten vorliegen, können sich aus dem Nachweis der Sicherheit gegen Geländebruch größere Anker- bzw. Zugpfahllängen ergeben als aus dem Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge.

A 9.7.10 Versagen von flüssigkeitsgestützten Schlitten

A (1) Damit die Standsicherheit von flüssigkeitsgestützten Schlitten sichergestellt ist, sind folgende Nachweise nach DIN 4126 zu führen:

- Sicherheit gegen den Zutritt von Grundwasser in den Schlitz und gegen Verdrängen der stützenden Flüssigkeit;
- Sicherheit gegen Abgleiten von Einzelkörnern oder Korngruppen;
- Sicherheit gegen Abgleiten von Erdkörpern.

Zu „9.8 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“**Zu „9.8.1 Allgemeines“**

A ANMERKUNG zu 9.8.1 DIN EN 1997-1:2009-09, 9.8.1 (1)P bis (5), sind nachfolgend in A 9.8.1.1 eingeordnet.

A 9.8.1.1 Rechnerische Nachweise

A (1a) Sofern im Einzelfall benachbarte Gebäude, Leitungen, andere bauliche Anlagen oder Verkehrsflächen gefährdet sein können, z. B.

- durch Setzung bzw. Verkantung einer Gewichtsstützwand,
- durch große Verschiebungen bei geringer Steifigkeit des stützenden Bodens vor einem wandartigen Stützbauwerk oder
- durch Verschiebung und Verkantung eines durch Anker oder Zugpfähle zusammengehaltenen Bodenblocks

und zumindest dann, wenn mit einem höheren als dem aktiven Erddruck gerechnet wird, sind gesonderte Gebrauchstauglichkeitsnachweise zu führen.

A ANMERKUNG zu A (1a) Zur Ermittlung der Verschiebung und Verkantung eines durch Anker oder Zugpfähle zusammengehaltenen Bodenblockes siehe EAB [1], EB 46, Absatz 1 und EB 83, Absatz 11 sowie die zugehörigen Literaturangaben.

A (1b) Maßgebend ist das gleiche statische System wie bei der Ermittlung der Schnittgrößen bzw. der Beanspruchungen im Grenzzustand GEO-2.

A (3) Veränderliche Einwirkungen sind nur insoweit zu berücksichtigen, wie sie irreversible Verschiebungen oder Verformungen erzeugen.

A 9.8.1.2 Nachweis auf der Grundlage von Erfahrungen

A (1) Bei mindestens mitteldicht gelagerten nichtbindigen Böden und bei mindestens steifen bindigen Böden kann bei Nachweis einer ausreichenden Sicherheit in den Grenzzuständen GEO-2 und GEO-3 nach 9.7 für die Bemessungssituation BS-P bei Dauerbauwerken davon ausgegangen werden, dass die zu erwartenden Verschiebungen und Verformungen vom Stützbauwerk und seiner Umgebung ohne schädliche Auswirkungen aufgenommen werden können. Es darf somit in der Regel auf einen gesonderten Nachweis der Gebrauchstauglichkeit verzichtet werden, sofern keine erhöhten Ansprüche an die Gebrauchstauglichkeit gestellt werden. Im Einzelnen kann von den nachfolgend genannten Erfahrungen ausgegangen werden. Inwieweit diese Angaben für vorübergehende Bauzustände der Bemessungssituation BS-T gelten, ist im Einzelfall zu prüfen.

A (2) Bei Stützbauwerken mit Flach- bzw. Flächengründung werden schädliche Verkantungen vermieden durch die Einhaltung der zulässigen Lage der Sohldruckresultierenden nach A 6.6.5. Unzuträgliche Verschiebungen in der Sohlfuge werden vermieden durch die Begrenzung der Bodenreaktion an der Stirnseite des Fundamentkörpers nach A 6.6.6 A (1), unzulässige Setzungen durch den vereinfachten Nachweis nach A 6.10

A (3) Bei Stützbauwerken mit einer Pfahlgründung sind unzuträgliche Setzungen und Verkantungen nach [6] nicht zu erwarten, wenn Pfahlsysteme verwendet werden, die im Gebrauchslastbereich nur geringe Setzungen aufweisen, z. B. einige Verdrängungspfahlsysteme nach DIN EN 12699 oder verpresste Mikropfähle nach DIN EN 14199. Dies gilt aber nicht, wenn eine Pfahlgruppenwirkung zu erwarten ist oder eine schwimmende Pfahlgründung in gering tragfähigen Böden ausgeführt wird.

A (4) Bei wandartigen Stützbauwerken mit Einbindung in den Untergrund ergibt sich durch den Nachweis nach 9.7.4 ein ausreichend großer Abstand zwischen dem mobilisierten und dem charakteristischen Erdwiderstand, so dass eine zusätzliche Abminderung des Bemessungswertes des Erdwiderstands zur Berücksichtigung der Abhängigkeit vom Bewegungsmaß in der Regel nicht erforderlich ist.

A (5) Nach 11.6 enthält der Nachweis der Sicherheit gegen Böschungsbruch und Geländebruch im Grenzzustand GEO-3 in der Regel auch eine ausreichende Sicherheit gegen den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

A (6) Für die Bemessungssituation BS-T bei Baugrubenkonstruktionen in mindestens mitteldicht gelagerten nichtbindigen Böden und bei mindestens steifen bindigen Böden darf in der Regel auf einen gesonderten Nachweis der Gebrauchstauglichkeit verzichtet werden, sofern die Regelungen der EAB [1] beachtet und keine erhöhten Ansprüche gestellt werden.

Zu „9.8.2 Verschiebungen“

A (2) Sofern die Fußverschiebungen einer Wand mit Rücksicht auf die Gebrauchstauglichkeit begrenzt werden müssen, z. B. bei Baugrubenwänden neben Gebäuden oder bei Stützung des Wandfußes in weichem bindigem Boden, wird empfohlen, den charakteristischen Erdwiderstand mit einem Anpassungsfaktor $\eta < 1$ abzumindern und den Nachweis der Sicherheit gegen Versagen des Erdwiderlagers mit dem abgeminderten Bemessungswert des Erdwiderstands zu führen:

$$E_{ph,d} = \eta \cdot E_{ph,k} / \gamma_{R,e} \quad \text{A (9.9)}$$

DIN 1054:2010-12

A (10) Insbesondere bei Stützbauwerken mit ausgeprägter Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk sowie bei Stützbauwerken in weichen Böden wird die Anwendung der Beobachtungsmethode nach 2.7 empfohlen.

Zu „10 Hydraulisch verursachtes Versagen“**Zu „10.1 Allgemeines“**

A ANMERKUNG zu A 10.1 DIN EN 1997-1:2009-09, 10.1 1(P) bis (6), sind in 10.1.1 eingeordnet.

A 10.1.1 Geltungsbereich und allgemeine Anforderungen

A (2) Bei von unten nach oben durchströmten homogenen bindigen Bodenschichten, bei denen ein Austrag von einzelnen Bodenpartikeln durch eine ausreichend große Kohäsion verhindert wird, ist nur ein Nachweis gegen Aufschwimmen erforderlich. Eine ausreichend große Kohäsion kann angenommen werden, wenn mindestens steifer toniger bindiger Boden ansteht.

A (7) Bei stabilisierenden ständigen Einwirkungen sind nach 2.4.5.2 (5) die beteiligten Wichten mit ihrem unteren charakteristischen Wert, z. B. bei unbewehrtem Beton mit $\gamma = 23,0 \text{ kN/m}^3$ und bei Stahlbeton mit $\gamma = 24,0 \text{ kN/m}^3$, zu berücksichtigen.

A (8) Die nachfolgenden Nachweise setzen ein ausreichend duktilen Verhalten von Baugrund und Bauwerk voraus; siehe Anmerkung zu 2.4.1 (11).

A (9) Zur Berücksichtigung einer Verminderung oder Begrenzung des Wasserdrucks durch bauliche Maßnahmen siehe 9.6 A (6).

A (10) Auch für den Fall einer Überwachung ist mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Bemessungssituation BS-A für mögliche Grenzzustände UPL, HYD, STR, GEO-2 und GEO-3 eine ausreichende Standsicherheit für den Fall nachzuweisen, dass die Entspannungseinrichtung versagt.

A ANMERKUNG zu A (10) Zum Nachweis von Baugruben siehe auch EB 58 bis EB 66 der EAB [1].

A 10.1.2 Einstufung in die Geotechnischen Kategorien

A (1) Bei der Einstufung von Baumaßnahmen, bei denen ein Aufschwimmen oder ein hydraulischer Grundbruch auftreten kann, sind zusätzlich zu den in A 2.1.2 genannten Kriterien die nachfolgend genannten Merkmale hinsichtlich des Schwierigkeitsgrades der Konstruktion heranzuziehen. Sie stellen keine vollständige Aufzählung dar.

A (2) Folgende Fälle sind in der Regel der Geotechnischen Kategorie GK 2 zuzuordnen:

- Bauvorhaben, bei denen ein Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen von nicht verankerten Konstruktionen erforderlich ist;
- Bauvorhaben, bei denen ein Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch erforderlich ist.

A (3) Folgende Merkmale erfordern in der Regel die Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK 3:

- Bauvorhaben, bei denen ein Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen von verankerten Konstruktionen erforderlich ist;
- Bauvorhaben, bei denen die Berücksichtigung der räumlichen Zuströmung beim Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch erforderlich ist.

Zu „10.2 Versagen durch Aufschwimmen“

A 10.2.1 Allgemeines

A 10.2.2 Nachweis bei Mitwirkung von Scherkräften

A (1) Wirken auf ein Bauwerk Scherkräfte ein, die der hydraulischen Auftriebskraft entgegen gerichtet sind, dann ist nachzuweisen, dass für den Grenzzustand UPL die Bedingung

$$G_{\text{dst},k} \cdot \gamma_{G,\text{dst}} + Q_{\text{dst,rep}} \cdot \gamma_{Q,\text{dst}} \leq G_{\text{stb},k} \cdot \gamma_{G,\text{stb}} + T_k \cdot \gamma_{G,\text{stb}} \quad \text{A (10.1)}$$

erfüllt ist.

Dabei ist

- $G_{\text{dst},k}$ der charakteristische Wert ständiger destabilisierender vertikaler Einwirkungen;
- $\gamma_{G,\text{dst}}$ der Teilsicherheitsbeiwert für ständige destabilisierende Einwirkungen im Grenzzustand UPL nach Tabelle A 2.1;
- $Q_{\text{dst,rep}}$ der charakteristische bzw. repräsentative Wert veränderlicher destabilisierender vertikaler Einwirkungen;
- $\gamma_{Q,\text{dst}}$ der Teilsicherheitsbeiwert für destabilisierende veränderliche Einwirkungen im Grenzzustand UPL nach Tabelle A 2.1;
- $G_{\text{stb},k}$ der untere charakteristische Wert stabilisierender ständiger, vertikaler Einwirkungen des Bauwerks;
- $\gamma_{G,\text{stb}}$ der Teilsicherheitsbeiwert für stabilisierende ständige Einwirkungen im Grenzzustand UPL nach Tabelle A 2.1;
- T_k die zusätzlich als stabilisierende Einwirkung angesetzte charakteristische Scherkraft.

A (2) Die zusätzlich als Einwirkung angesetzte Scherkraft kann z. B. sein:

- die Reibungskraft

$$T_k = \eta_z \cdot E_{\text{ah},k} \cdot \tan \delta_a \quad \text{A (10.2)}$$

unmittelbar an der Bauwerkswand;

- die Reibungskraft

$$T_k = \eta_z \cdot E_{\text{ah},k} \cdot \tan \varphi' \quad \text{A (10.3)}$$

in einer gedachten, vom Ende eines waagerechten Sporns ausgehenden lotrechten Bodenfuge. In beiden Fällen darf die Reibungskraft wie die Vertikalkomponente eines aktiven Erddruckes $\min E_a$ behandelt werden. Es ist jedoch zu beachten, dass es sich bei $\min E_{\text{ah},k}$ um den kleinsten zu erwartenden Erddruck nach 9.5.1 A (11) handelt. Der Anpassungsfaktor ist mit $\eta_z = 0,80$ in den Bemessungssituationen BS-P und BS-T bzw. $\eta_z = 0,90$ in der Bemessungssituation BS-A anzusetzen. Falls in begründeten Fällen eine Kohäsion angesetzt wird, ist auch die Kohäsionskraft mit diesem Anpassungsfaktor abzumindern.

A (3) Damit die Sicherheit gegen Aufschwimmen nicht maßgeblich von den Scherkräften abhängig ist, muss bei Dauerbauwerken zusätzlich nachgewiesen werden, dass die Grenzzustandsbedingung A (10.1) ohne Ansatz der Scherkräfte mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Bemessungssituation BS-A erfüllt ist.

DIN 1054:2010-12**A 10.2.3 Nachweis von verankerten Konstruktionen**

A (1) Für den Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen von Gründungskörpern oder Bauwerken, die mit Zuelementen im Baugrund verankert werden, ist 7.6.3 zu beachten.

A 10.2.4 Bemessung der Sohle

Es ist der Nachweis des Grenzzustandes STR in der Sohle des Bauwerkes oder der Baugrubenkonstruktion zu führen. Insbesondere ist eine ungleichmäßige Verteilung des Sohlwasserdrucks, z. B. infolge von Versprüngen in der Sohlfläche, und eine ungleichmäßige Verteilung der Eigengewichtslasten, z. B. bei Anordnung von Wänden, zu berücksichtigen. Auch der Ansatz von Scherkräften beeinflusst die Biegemomente.

Zu „10.3 Hydraulischer Grundbruch“

A (1a) Die Teilsicherheitsbeiwerte für die stabilisierende ständige Einwirkung und die Strömungskraft bei günstigem und ungünstigem Baugrund im Grenzzustand HYD sind der Tabelle A 2.1 zu entnehmen.

A (1b) Als günstiger Baugrund sind Kies, Kiessand und mindestens mitteldicht gelagerter Sand mit Korngrößen über 0,2 mm sowie mindestens steifer toniger bindiger Boden anzusehen, als ungünstiger Baugrund locker gelagerter Sand, Feinsand, Schluff und weicher bindiger Boden.

A (1c) Bei ungünstigem Baugrund dürfen die für günstigen Baugrund angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte verwendet werden, wenn eine filtergerechte Schutzschicht von mindestens 0,3 m Dicke aufgebracht wird.

A (1d) Wenn der Boden vor dem Fuß einer Stützwand von unten nach oben durchströmt wird, ist die Strömungskraft in einem Bodenkörper zu betrachten, dessen Breite in der Regel gleich der halben Einbindetiefe der Stützwand angenommen werden darf. Liegt vor der Stützwand ein Filter, so ist er bei der Ermittlung der Breite des zu untersuchenden Bodenkörpers nicht zu berücksichtigen.

A (1e) Die Strömungskraft S_k ist in der Regel aus der Potentialverteilung zu ermitteln. Die Annahme eines linearen Potentialabbaus ist nicht zulässig.

A (1f) Bei mindestens steifen bindigen Böden können günstige Effekte der Kohäsion oder der Zugfestigkeit beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch angesetzt werden. Hierbei ist besondere Sachkunde und Erfahrung erforderlich.

Zu „10.4 Innere Erosion“

A ANMERKUNG zu 10.4 Zum Nachweis gegen innere Erosion siehe auch das *Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen* [10]

Zu „10.5 Versagen durch Piping“

A ANMERKUNG zu 10.5 Zum Nachweis gegen Piping siehe auch das *Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen* [10] und EAU [2], E 116.

Zu „11 Gesamtstandsicherheit“

Zu „11.1 Allgemeines“

A Anmerkung zu 11.1 DIN EN 1997-1:2009-09, 11.1 (1)P und (2) sind nachfolgend in A 11.1 eingeordnet.

A 11.1.1 Anwendungsbereich und allgemeine Anforderungen

A (3) Dieser Abschnitt gilt für den Nachweis der Gesamtstandsicherheit zum Ausschluss von Böschungs- oder Geländebrüchen. Hierbei werden im Wesentlichen die nachfolgend genannten Konstruktionen erfasst.

- Hänge, Böschungen und Dämme, die nicht oder nur durch eine Oberflächenabdeckung gesichert sind.
- Nicht verankerte Stützbauwerke wie Gewichtsstützwände, Winkelstützwände, Raumgitterkonstruktionen, Stützkonstruktionen aus Gabionen, sowie nicht gestützte, im Boden eingespannte Wände, z. B. Spundwände, Bohrpahlwände, Schlitzwände, Trägerbohlwände.
- Einfach oder mehrfach durch Zugelemente verankerte Stützwände, z. B. Spundwände, Schlitzwände, Bohrpahlwände, Trägerbohlwände, die durch ihre Fußeinbindung waagerechte und senkrechte Kräfte in den Baugrund übertragen können.
- Konstruktive Böschungssicherungen, z. B. Hangverdübelung, Felsverankerung, Bodenvernagelung, Elementwand, geotextilbewehrte Böschungen und geotextilbewehrte Konstruktionen sowie Bewehrte-Erde-Bauwerke, die dadurch gekennzeichnet sind, dass die Außenhaut außer ihrem Eigengewicht keine weiteren waagerechten oder senkrechten Auflagerlasten direkt in den Baugrund eintragen kann.

A (4) Die für den Nachweis der Gesamtstandsicherheit erforderlichen Unterlagen sind in DIN 4084 aufgeführt.

A (5) Der Boden einer Böschung oder eines Hanges bzw. vor und hinter einem Stützbauwerk muss gegen Erosion gesichert sein (siehe 9.3.2.2 A (1a) u. (1b)). Freie Erdoberflächen von Böschungen sind rechtzeitig durch Begrünung oder sonstige Maßnahmen gegen Erosion durch Oberflächenwasser zu schützen.

A 11.1.2 Einstufung in die Geotechnischen Kategorien

A (1) Bei der Einstufung der in A (3) genannten Konstruktionen in die Geotechnischen Kategorien sind zusätzlich zu den in A (2.1.2) genannten Kriterien die nachfolgend genannten Merkmale hinsichtlich des Schwierigkeitsgrades der Konstruktion heranzuziehen. Sie stellen keine vollständige Aufzählung dar.

A (2) Geböschte Baugruben und nicht verbaute Gräben nach DIN 4124 ohne Einwirkung aus Grundwasser dürfen der Geotechnischen Kategorie GK 1 zugeordnet werden.

A (3) Zur Geotechnischen Kategorie GK 2 gehören in der Regel Böschungshöhen bis 10 m bei nichtbindigen Böden, bindigen Böden mit mindestens steifer Konsistenz oder Fels mit bekannten geotechnischen Eigenschaften.

A (4) Folgende Merkmale erfordern in der Regel die Einstufung von Hängen, Böschungen und Dämmen, nicht verankerten Stützbauwerken und Baugrubenwänden sowie konstruktiven Böschungssicherungen in die Geotechnische Kategorie GK 3:

- allgemein bei mehr als 10 m Höhe;
- ausgeprägte Kriechfähigkeit des Bodens;
- Gefahr von Setzungsfließen;
- Nichtausreichen ebener Betrachtungen von Bruchkörpern im Boden;
- bei Berücksichtigung von Erdbeben.

DIN 1054:2010-12

A (5) Die Einstufung in die Geotechnische Kategorie GK 3 ist in der Regel auch erforderlich beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit von einfach oder mehrfach verankerten Stützbauwerken und Baugrubenwänden mit dicht angrenzenden, verschiebungs- oder setzungsempfindlichen Bauwerken.

Zu „11.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen“

A (3) Zur Berücksichtigung einer Verminderung oder Begrenzung des Wasserdrucks durch bauliche Maßnahmen siehe 9.6 A (6).

Zu „11.4 Gesichtspunkte bei Berechnung und Ausführung“

A ANMERKUNG zu (10) Für Bodenvernagelungen und für Gabionen ist ein bauaufsichtlicher Verwendbarkeitsnachweis erforderlich, z. B. eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung.

Zu „11.5 Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit“

Zu „11.5.1 Nachweis der Gesamtstandsicherheit“

A (14) Stabilisierende Effekte aus Kapillarspannungen dürfen nur dann berücksichtigt werden, wenn deren Wirkung dauerhaft zu erwarten ist.

A (15) Bei Böden, die sich nach 2.4.1 A (11) nicht ausreichend duktil verhalten, ist zu prüfen, ob fortschreitendes Versagen (progressiver Bruch) als Versagensursache in Frage kommt, z. B. bei geschüttetem Boden auf strukturempfindlichem Untergrund.

A (16) Räumliche Bruchmechanismen dürfen durch ebene Bruchmechanismen ersetzt werden, wenn dadurch der Grenzzustand der Tragfähigkeit auf der sicheren Seite liegend erfasst wird.

A (17) Die Tragwirkung von Zuggliedern, Dübeln und Pfählen, die von der Gleitfuge geschnitten werden, ist nach DIN 4084 zu berücksichtigen.

A (18) Bei Eingriffen in Hängen muss eine mögliche Aktivierung geologisch vorgegebener Gleitflächen berücksichtigt werden.

Zu „11.5.2 Felsböschungen und Einschnitte“

A (5) Bei Fels ist je nach Gesteinsfestigkeit, Orientierung des Trennflächengefüges — einschließlich von Klüften — und Belastungsrichtung ein Versagen durch Bruch des Gesteins oder durch Verschiebung in Trennflächen und sonstigen potenziellen Gleitflächen zu untersuchen. Bei Steilböschungen in durch Trennflächen zerlegtem Fels muss zusätzlich nachgewiesen werden, dass kein Versagen durch Kippen eines Einzelblockes oder eines Mehrblocksystems eintreten kann.

Zu „11.5.3 Standsicherheit von Baugruben“

A (4) Weitere Hinweise zur Standsicherheit von Baugruben siehe EAB [1].

A 11.5.4 Konstruktive Böschungssicherungen

A 11.5.4.1 Einwirkungen und Beanspruchungen

A (1) Die Größe des Bemessungserddruckes (der Bemessungseinwirkung) auf die Oberflächensicherung der Stützkonstruktion ist wie folgt zu ermitteln:

- entweder nach A 2.4.6.1.1 durch Ermittlung des charakteristischen Erddruckes mit den charakteristischen Werten der Scherparameter ϕ'_k und c'_k und nachfolgender Umrechnung mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_G und γ_Q nach Tabelle A 2.1 für den Grenzzustand GEO-2;
- oder durch Ermittlung des Bemessungserddruckes mit den Bemessungswerten ϕ'_d und c'_d der Scherparameter, die sich ihrerseits durch die Abminderung der charakteristischen Werte der Scherparameter $\tan \phi'_k$ und c'_k mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_ϕ und γ_c nach Tabelle A 2.3 für den Grenzzustand GEO-3 ergeben.

Maßgebend sind im Einzelfall die Regelungen in den einschlägigen Empfehlungen oder allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen.

A (2) Bei der Ermittlung des Erddruckes ist das Folgende zu beachten.

- Die Neigung des auf die Elemente der Oberflächensicherung wirkenden Erddruckes ist parallel zur Neigung der stab- oder flächenförmigen Sicherungselemente anzusetzen, sofern sich nicht aus besonderen örtlichen Gegebenheiten etwas anderes ergibt.
- Sofern durch die Vorspannung der Anker die Wandbewegung stark behindert wird, ist ein erhöhter aktiver Erddruck nach 9.5.4 anzusetzen.
- Die Erddruckverteilung bei vernagelten und verankerten Stützkonstruktionen darf im Allgemeinen rechteckförmig, bei bewehrten, geschütteten Stützkonstruktionen geradlinig mit der Tiefe zunehmend angenommen werden.

Maßgebend sind im Einzelfall die Regelungen in den einschlägigen Empfehlungen oder allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen.

A (3) Die Bemessungsbeanspruchungen der Außenhaut sind unter Beachtung ihres statischen Systems und ihrer Auflagerung auf den Zuelementen als Bemessungswerte der Schnittgrößen aus den Bemessungseinwirkungen zu ermitteln. Die Bemessungseinwirkung darf abgemindert werden, soweit die einschlägigen Empfehlungen und allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen dies erlauben.

A (4) Die Bemessungsbeanspruchung der stab- oder flächenförmigen Sicherungselemente ist zu ermitteln

- aus der Bemessungseinwirkung und der dem jeweiligen Element zugeordneten Fläche der Oberflächensicherung;
- aus dem Defizit des Kräfte- bzw. Momentengleichgewichtes an Gleitkörpern, die von Bruchmechanismen mit geraden bzw. gekrümmten Gleitflächen begrenzt sind, nach DIN 4084 für den Grenzzustand GEO-3, wobei die zu variierenden Gleitflächen einen Teil der Sicherungselemente schneiden.

Der größere Wert der Bemessungsbeanspruchung ist maßgebend.

A (5) Ist für die Bemessungsbeanspruchung eines Sicherungselementes das Defizit des Kräftegleichgewichtes maßgebend, so ist die diesem Element zugeordnete Fläche der Oberflächensicherung mit einem entsprechend höheren Bemessungserddruck zu belasten.

DIN 1054:2010-12**A 11.5.4.2 Herauszieh Widerstände**

A (1) Die Ermittlung des charakteristischen Herauszieh Widerstandes von Ankerverpresskörpern richtet sich nach 8.4 (10)P und 8.7 A (5). Der charakteristische Herauszieh Widerstand von Boden- bzw. Felsnägeln, Bewehrungsbändern oder Geokunststoffen ist nach den einschlägigen Empfehlungen und Zulassungen zu ermitteln.

A (2) Die Bemessungswerte für Herauszieh Widerstände von Ankerverpresskörpern, Boden- bzw. Felsnägeln und flexiblen Bewehrungselementen ergeben sich aus den charakteristischen Werten, abgemindert mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle A 2.3, für den Grenzzustand GEO-3.

A 11.5.4.3 Nachweis der Tragfähigkeit

A (1) Bei Boden- und Felsvernagelungen sowie bei bewehrten Stützkonstruktionen nach 11.1.1 A (3) sind zum Nachweis der Tragfähigkeit die möglicherweise maßgebenden Bruchmechanismen bzw. deren Gleitflächen im Boden im Grenzzustand GEO-3 zu untersuchen. Hierbei sind insbesondere die jeweilige Bauweise, Geländeform, Grundwassersituation sowie Betrag und Stellung von äußeren Lasten zu berücksichtigen. Die Gleitflächen können sämtliche oder einen Teil der bewehrenden Elemente schneiden oder auch ganz umgehen.

A (2) Für konstruktive Böschungssicherungen nach A (1) ist eine rechnerische Rückwand durch das Ende der Nägel bzw. der bewehrenden Elemente anzunehmen. Für die geometrisch so definierte Gewichtsstützwand sind

- der Nachweis der Tragfähigkeit (Grundbruch, Gleiten) nach 6.5.2 und 6.5.3 zu erbringen und
- die Gesamtstandsicherheit im Grenzzustand GEO-3 nach 11.5.1 nachzuweisen,

sofern diese Nachweise nicht aufgrund von belegbaren Erfahrungen entbehrlich sind.

A (3) Es ist eine ausreichende Sicherheit gegen Materialversagen (STR) und Herausziehen eines Ankerverpresskörpers, eines Boden- bzw. Felsnagels oder eines Bewehrungselementes nachzuweisen.

Zu „11.6 Berechnung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“

A (4) Bei mindestens mitteldicht gelagerten nichtbindigen und bei mindestens steifen bindigen Böden beinhalten die Teilsicherheitsbeiwerte der Tabellen A 2.1 bis A 2.3 für die Bemessungssituation BS-P im Grenzzustand GEO-3 in der Regel auch eine ausreichende Sicherheit gegen den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

A (5) Bei Geländesprüngen neben Gebäuden oder Verkehrsflächen, die erhöhten Gebrauchstauglichkeitsanforderungen unterliegen, kann entweder in begründeten Einzelfällen der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit dadurch erbracht werden, dass der Grenzzustand GEO-3 mit durch Anpassungsfaktoren abgeminderten Bodenwiderständen nachgewiesen oder die Beobachtungsmethode nach 2.7 angewendet wird.

A (6) Wenn bei einer als Gewichtsstützwand modellierten Stützkonstruktion die Sohldruckresultierende im Kern liegt, kann davon ausgegangen werden, dass eine ausreichende Sicherheit gegen Kippen eingehalten wird.

A (7) Beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Stützkonstruktionen mit nicht vorgespannten Zuggliedern ist die Verträglichkeit der Verformungen des gesamten Systems mit den Dehnungen der Zugglieder zu prüfen.

Zu „12 Erddämme“

Zu „12.1 Allgemeines“

A Anmerkung zu 12.1 DIN EN 1997-1:2009-09, 12.1(1)P und (2) sind nachfolgend in A 12.1.1 eingeordnet

A 12.1.1 Geltungsbereich und allgemeine Anforderungen

A (3) Dieser Abschnitt gilt für Verkehrsdämme sowie für zeitweise oder ständig wasserbelastete geschüttete Dämme und Deiche mit einer Höhe des maßgebenden Stauwasserspiegels von < 15 m, gemessen über dem luftseitigen Böschungsfuß. Einzelheiten zum Nachweis der Gesamtstandsicherheit werden in Abschnitt 11 behandelt.

A 12.1.2 Einstufung in die Geotechnischen Kategorien

A (4) Bei der Einstufung von Dämmen in die Geotechnischen Kategorien sind zusätzlich zu den in A 2.1.2 genannten Kriterien die nachfolgend genannten Merkmale hinsichtlich des Schwierigkeitsgrades der Konstruktion heranzuziehen. Sie stellen keine vollständige Aufzählung dar.

A (5) Bei den folgenden Merkmalen dürfen Dämme in der Regel der Geotechnischen Kategorie GK 1 zugeordnet werden:

- Dämme auf tragfähigem Baugrund bis 3 m Höhe mit Verkehrsflächen auf der Dammkrone
- Ständig oder zeitweise wasserbelastete Dämme mit einer Höhe des maßgebenden Stauwasserspiegels von bis zu 2 m über dem luftseitig anschließenden Gelände auf tragfähigem Baugrund.

A (6) Zur Geotechnischen Kategorie GK 2 gehören in der Regel Dämme bis 20 m Höhe in ebenem oder flach geneigtem Gelände auf tragfähigem Untergrund, gegebenenfalls mit einer Höhe des maßgebenden Stauwasserspiegels bis höchstens 4 m über dem luftseitig anschließenden Gelände.

A (7) Folgende Merkmale erfordern in der Regel die Einstufung von Dämmen in die Geotechnische Kategorie GK 3:

- Dämme auf stark geneigtem Gelände;
- Dämme auf wenig tragfähigem Baugrund, die eine Prognose der zeitlichen Entwicklung der Verformungen erfordern;
- Dämme, die Setzungen an verformungsempfindlichen Bauwerken auslösen;
- Dämme, bei denen die Tragfähigkeit und/oder das Setzungsverhalten des Baugrunds durch Zusatzmaßnahmen verbessert wird;
- Dämme in Bergsenkungsgebieten und bei der Gefahr von Tagesbrüchen;
- Ständig oder zeitweise wasserbelastete Dämme mit einer Höhe des maßgebenden Stauwasserspiegels von mehr als 4 m über dem luftseitig anschließenden Gelände und/oder einem hohen Schadenspotential, z. B. bei einem Stauvolumen von mehr als 100 000 m³;
- bei Berücksichtigung von Erdbeben.

DIN 1054:2010-12

Zu „12.2 Grenzzustände“

A (3) Bei verfestigten oder bewehrten Dämmen auf weichem Boden, die den Baugrund monolithisch belasten, ist der zusätzlich zum Nachweis der Gesamtstandsicherheit auch der Nachweis des Grundbruches für den Anfangs-, Zwischen- und Endzustand zu führen, wobei eine Zunahme der Scherfestigkeit mit der Tiefe und der Überschüttung angesetzt werden kann.

Zu „12.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen“

A (4a) Bei wasserbelasteten Dämmen mit mineralischen Dichtungen müssen Veränderungen der Materialeigenschaften durch Feuchteschwankungen durch Quellen und Schrumpfen in Hinblick auf die Beständigkeit der Dichtung berücksichtigt werden.

A (4b) Bei wasserbelasteten Dämmen sind gegebenenfalls die Beanspruchungen des Dammkörpers und des Untergrundes infolge einer Durchströmung zu berücksichtigen.

A Anhang AA (informativ)

Merkmale und Beispiele zur Einstufung in die Geotechnischen Kategorien

Nach A 2.1.2.1 A (11) ist die Einstufung der bautechnischen Maßnahmen in die Geotechnischen Kategorien GK 1, GK 2 oder GK 3 vor Beginn der geotechnischen Erkundung vorzunehmen. Maßgebend für die Einstufung ist jenes Merkmal, das die höchste Geotechnische Kategorie ergibt. Die Einstufung und die daraus resultierenden Anforderungen sind im Zuge der Projektbearbeitung aufgrund der Ergebnisse geotechnischer Untersuchungen, Berechnungen und der Bauausführung zu überprüfen und gegebenenfalls anzupassen. Der A Anhang AA fasst die in DIN EN 1997-1 und in den einzelnen Abschnitten der DIN 1054 enthaltenen Regelungen in einer Übersicht zusammen (siehe Tabelle AA.1).

Tabelle AA.1 — Merkmale und Beispiele zur Einstufung in die Geotechnischen Kategorien

Situation	GK 1	GK 2	GK 3
1 Baugrund (Aus Abschnitt 2)	Baugrund in waagerechtem oder schwach geneigtem Gelände, der nach gesicherter örtlicher Erfahrung als tragfähig und setzungsarm bekannt ist	Durchschnittliche Baugrundverhältnisse, die nicht in GK 1 oder GK 3 fallen	Ungewöhnliche oder besonders schwierige Baugrundverhältnisse wie: — geologisch junge Ablagerungen mit regelloser Schichtung bzw. geologisch wechselhafte Formationen; — Böden, die zum Kriechen, Fließen, Quellen oder Schrumpfen neigen; — bindige Böden, bei denen die Restscherfestigkeit maßgebend sein kann; — bindige Böden ohne ausreichende Duktilität, z. B. strukturempfindliche Seetone; — weiche organische und organogene Böden größerer Mächtigkeit; — Fels, der zur Auflösung oder zu starkem Zerfall neigt, z. B. Salz, Gips und verschiedene veränderlich feste Gesteine; — Fels, der in Bezug auf das Bauvorhaben ungünstig verlaufende Störungszonen oder Trennflächen enthält — Bergsenkungsgebiete oder Gebiete mit Erdfällen oder Baugrund mit ungesicherten Hohlräumen — unkontrolliert geschüttete Auffüllungen.

Tabelle AA.1 (fortgesetzt)

Situation	GK 1	GK 2	GK 3
2 Grundwasser (Aus Abschnitt 2)	Grundwasser liegt unterhalb der Baugruben- bzw. Gründungssohle	Freie Grundwasser Oberfläche liegt höher als die Bauwerkssohle Grundwasserzutritte bzw. die Wasserhaltung sind mit üblichen Maßnahmen beherrschbar Durch diese Maßnahmen sind keine ungünstigen Einflüsse auf die Umgebung zu befürchten	Gespanntes Grundwasser kann durch Bodenaushub zu artesischem Grundwasser werden
3 Bauwerk allgemein (Aus Abschnitt 2)	Setzungsunempfindliche, flach gegründete Bauwerke mit Stützenlasten bis 250 kN und Streifenlasten bis 100 kN/m wie Einfamilien-häuser, eingeschossige Hallen, Garagen Bauwerke, bei denen nach DIN EN 1998-5/NA im Hinblick auf Erdbebenbelastung kein Nachweis der Standsicherheit erforderlich ist Benachbarte Gebäude, Verkehrswege, Leitungen usw. werden durch das Bauwerk selbst oder durch die für seine Errichtung notwendigen Bauarbeiten nicht in ihrer Standsicherheit gefährdet oder in ihrer Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigt	Übliche Hoch- und Ingenieurbauten auf Einzelfundamenten, Streifenfundamenten, Gründungsplatten oder Pfahlgründungen Leitungsgräben bis 5 m Tiefe Bauwerke der Bedeutungskategorien I und II nach DIN EN 1998-5/NA, bei denen im Hinblick auf Erdbebenbelastung ein Nachweis der Standsicherheit erforderlich ist Durch konstruktive Maßnahmen, z. B. dichte und steife Baugrubenumschließung, ist ein schädlicher Einfluss der Baumaßnahme auf Nachbarschaft und Umgebung nicht zu erwarten	Bauwerke mit hohem Sicherheitsanspruch oder hoher Verformungsempfindlichkeit Bauwerke mit ungewöhnlichen Lastkombinationen, die für die Gründung maßgebend werden Bauwerke, die durch Wasser mit einer Druckhöhe von mehr als 5 m belastet sind Einrichtungen und Baumaßnahmen, die den Grundwasserspiegel vorübergehend oder bleibend verändern, sofern damit ein Risiko für benachbarte Bauten entsteht Bauwerke der Bedeutungskategorie III und IV nach DIN EN 1998-5/NA, bei denen im Hinblick auf Erdbebenbelastung ein Nachweis der Standsicherheit erforderlich ist Bauwerke oder Baumaßnahmen, bei denen die Beobachtungsmethode zum Nachweis der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit angewendet wird

Tabelle AA.1 (fortgesetzt)

Situation	GK 1	GK 2	GK 3
4 Besondere Bauwerke (Aus Abschnitt 2)	GK 1 entfällt	Unterirdisch aufgefahrene Hohlrumbaute, Tunnel, Stollen und Schächte in festem, wenig geklüftetem Fels	Senkkastengründungen mit Druckluft Unterirdisch aufgefahrene Hohlrumbaute, Tunnel, Stollen und Schächte, in Lockergestein oder in geklüftetem Fels Kerntechnische Anlagen Offshore-Bauten Chemiewerke und Anlagen, in denen gefährliche Stoffe erzeugt, gelagert oder umgeschlagen werden
5 Sonstige Baumaßnahmen und Bauverfahren (Aus Abschnitt 2)	GK 1 entfällt	Boden- und Felsdeponien ohne Kontamination Übliche Horizontalbohrungen für den Leitungsbau	Deponien aller Art, ausgenommen nicht kontaminierte Böden und Felsaushübe Horizontalbohrungen mit hohen Spülungsdrücken z. B. im HDD-Verfahren (Horizontal Direction Drilling), Microtunneling. Verfahren des Spezialtiefbaus wie Schlitzwände, Einpressarbeiten und Düsenstrahlarbeiten
6 Flächen Gründungen (Aus Abschnitt 6)	Einzel- und Streifenfundamente von Bauwerken entsprechend A 2.1.2 A (16c), bei denen die Voraussetzungen für den vereinfachten Tragfähigkeitsnachweis nach A 6.10 A (1) a) bis c) erfüllt sind Gründungsplatten für maximal zweigeschossige, gut ausgesteifte Bauwerke.	Übliche Einzelfundamente, Streifenfundamente und Fundamentplatten, soweit sie nicht in die Geotechnische Kategorie GK 1 eingestuft werden dürfen.	Bauwerke mit besonders hohen Lasten Gründungen für Brücken mit großen Spannweiten, z. B. über 40 m, und mit statisch unbestimmt gelagerten Überbauten, die bei Setzungsunterschieden der Stützen und Widerlager maßgebende Zwangsbeanspruchungen erfahren; auch für integrale Brücken Maschinenfundamente mit hohen dynamischen Lasten Gründungen für hohe Türme wie Sendemasten, Industrieschornsteine Ausgedehnte Plattengründung auf Baugrund mit unterschiedlichen Steifigkeiten im Grundriss Gründungen neben bestehenden Gebäuden, wenn die in DIN 4123:2000-09, 7.1, 8.1 und 9.1 angegebenen Voraussetzungen nicht zutreffen Gründung eines Bauwerks bei teils hoch, teils tief liegender Gründungsebene oder mit unterschiedlichen Gründungselementen Kombinierte Pfahl-Plattengründungen

Tabelle AA.1 (fortgesetzt)

Situation	GK 1	GK 2	GK 3
7 Pfahlgründungen (Aus Abschnitt 7)	GK 1 entfällt	Ermittlung der Pfahlwiderstände auf Druck aus Erfahrungswerten nach DIN EN 1997-1:2009-09, 7.6.2.3 Übliche zyklische, dynamische oder stoßartige Einwirkungen nach 2.4.2.1 A (8a) Einwirkungen auf Pfähle quer zur Pfahlachse am Pfahlkopf Pfähle mit negativer Mantelreibung	Erhebliche zyklische, dynamische oder stoßartige Einwirkungen nach 2.4.2.1 A (8b) und 2.4.2.1 A (8c) Geneigte Zugpfähle mit einer Neigung flacher als 45° Ermittlung der Pfahlwiderstände auf Zug aus Erfahrungswerten nach DIN EN 1997-1:2009-09, 7.6.3.3 Beanspruchung quer zur Pfahlachse aus Seitendruck oder Setzungsbiegung Hoch ausgelastete Pfähle in Verbindung mit sehr geringen zulässigen Setzungen Pfähle mit einer Mantel- und/oder Fußverpressung Kombinierte Pfahl-Plattengründungen
8 Verankerungen (Aus Abschnitt 8)	GK 1 entfällt	Schwellbeanspruchungen und dynamische Beanspruchungen, sofern ausreichende Erfahrungen vorliegen Kurzzeitanker	Schwellbeanspruchungen und dynamische Beanspruchungen, sofern keine ausreichenden Erfahrungen vorliegen Daueranker
9 Stützbauwerke (Aus Abschnitt 9)	Stützbauwerke bis 2,0 m Höhe des Geländesprungs, wenn hinter den Wänden keine hohen Auflasten wirken Gräben für Leitungen oder Rohre bis 2 m Tiefe, die nicht in das Grundwasser einschneiden Stützung von Grabenwänden durch Grabenverbaugeräte nach DIN 4124:2002-10, Abschnitt 5 Normverbau nach DIN 4124:2002-10, 6.2 und 7.3	Stützbauwerke und Baugrubenwände bis 10 m Geländesprung	Stützbauwerke und Baugrubenwände von mehr als 10 m Tiefe Baugruben in weichen Böden Stützbauwerke neben dicht angrenzenden, verschiebungs- oder setzungsempfindlichen Bauwerken

Tabelle AA.1 (fortgesetzt)

Situation	GK 1	GK 2	GK 3
10 Hydraulisch verursachtes Versagen (Aus Abschnitt 10)	GK 1 entfällt	Bauvorhaben, bei denen ein Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen von nicht verankerten Konstruktionen erforderlich ist Bauvorhaben, bei denen ein Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch erforderlich ist	Bauvorhaben, bei denen ein Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen von verankerten Konstruktionen erforderlich ist Bauvorhaben, bei denen die Berücksichtigung der räumlicher Zuströmung beim Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch erforderlich ist
11 Gesamtsicherheitsstandardsicherheit (Aus Abschnitt 11)	Geböschte Baugruben und nicht verbaute Gräben nach DIN 4124 ohne Einwirkung aus Grundwasser	Böschungshöhen bis 10 m bei nichtbindigen Böden, bindigen Böden mit mindestens steifer Konsistenz oder Fels mit bekannten geotechnischen Eigenschaften	Hänge, Böschungen und Dämme, nicht verankerte Stützbauwerke und Baugrubenwände sowie konstruktive Böschungssicherungen in folgenden Fällen: — allgemein bei mehr als 10 m Höhe — bei ausgeprägter Kriechfähigkeit des Bodens — bei Gefahr von Setzungsfließen — bei Nichtausreichen ebener Betrachtungen von Bruchkörpern im Boden — bei maßgeblichem Einfluss von Erdbeben Gesamtstandsicherheit bei einfach oder mehrfach verankerten Stützbauwerken und Baugrubenwänden mit dicht angrenzenden, verschiebungs- oder setzungsempfindlichen Bauwerken

Tabelle AA.1 (fortgesetzt)

Situation	GK 1	GK 2	GK 3
12 Erddämme (Aus Abschnitt 12)	Dämme auf tragfähigem Baugrund bis 3 m Höhe, gegebenenfalls mit Verkehrsflächen auf der Dammkrone Ständig oder zeitweise wasserbelastete Dämme mit einer Höhe des maßgebenden Stauwasserspiegels von bis zu 2 m über dem luftseitig anschließenden Gelände auf tragfähigem Baugrund	Dämme bis 20 m Höhe in ebenem oder flach geneigtem Gelände auf tragfähigem Untergrund, gegebenenfalls mit einer Höhe des maßgebenden Stauwasserspiegels bis höchstens 4 m über dem luftseitig anschließenden Gelände	Dämme auf stark geneigtem Gelände Dämme auf wenig tragfähigem Baugrund, die eine Prognose der zeitlichen Entwicklung der Verformungen erfordern Dämme, die Setzungen an verformungsempfindlichen Bauwerken auslösen Dämme, bei denen die Tragfähigkeit und/oder das Setzungsverhalten des Baugrunds durch Zusatzmaßnahmen verbessert wird Dämme in Bergsenkungsgebieten und bei der Gefahr von Tagesbrüchen oder Erdfällen Ständig oder zeitweise wasserbelastete Dämme mit einer Höhe des maßgebenden Stauwasserspiegels von mehr als 4 m über dem luftseitig anschließenden Gelände und/oder einem hohen Schadenspotential, z. B. bei einem Stauvolumen von mehr als 100 000 m ³ Maßgeblicher Einfluss von Erdbeben

DIN EN 1536

ICS 93.020

Ersatz für
DIN EN 1536:1999-06**Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau –
Bohrpfähle;
Deutsche Fassung EN 1536:2010**Execution of special geotechnical work –
Bored piles;
German version EN 1536:2010Exécution des travaux géotechniques spéciaux –
Pieux forés;
Version allemande EN 1536:2010

Gesamtumfang 88 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN EN 1536:2010-12

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (EN 1536:2010) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 288 „Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom AFNOR (Frankreich) gehalten wird.

Das zuständige deutsche Gremium ist der Arbeitsausschuss NA 005-05-07 AA „Baugrund; Pfähle“ (Spiegelausschuss von CEN/TC 288/WG 3, -WG 5, -WG 8, CEN/TC 341/WG 4) im Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V.

Änderungen

Gegenüber DIN EN 1536:1999-06 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Aktualisierung der Normenverweise;
- b) Aktualisierung der Anforderungen an Baustoffe und Bauprodukte;
- c) Erweiterung der Entwurfs- und Bemessungshinweise (z. B. Bewehrung);
- d) Anpassung der Ausführungsanforderungen (Herstellungstoleranzen Geometrie, Bewehrung);
- e) Überarbeitung der Anforderungen zur Herstellungsüberwachung;
- f) Neuerstellung der tabellarischen Beispiele für die Einzelheiten und die Häufigkeit der Überwachung je Bohrfahltyp (Anhang B).

Frühere Ausgaben

DIN 4014: 1960-12, 1969-11, 1990-03
DIN 4014-1: 1975-08
DIN 4014-2: 1977-09
DIN EN 1536: 1999-06

EUROPÄISCHE NORM
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE

EN 1536

September 2010

ICS 93.020

Ersatz für EN 1536:1999

Deutsche Fassung

**Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau —
Bohrpfähle**

Execution of special geotechnical work —
Bored piles

Exécution des travaux géotechniques spéciaux —
Pieux forés

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 2. Juli 2010 angenommen.

Die CEN-Mitglieder sind gehalten, die CEN/CENELEC-Geschäftsordnung zu erfüllen, in der die Bedingungen festgelegt sind, unter denen dieser Europäischen Norm ohne jede Änderung der Status einer nationalen Norm zu geben ist. Auf dem letzten Stand befindliche Listen dieser nationalen Normen mit ihren bibliographischen Angaben sind beim Management-Zentrum des CEN oder bei jedem CEN-Mitglied auf Anfrage erhältlich.

Diese Europäische Norm besteht in drei offiziellen Fassungen (Deutsch, Englisch, Französisch). Eine Fassung in einer anderen Sprache, die von einem CEN-Mitglied in eigener Verantwortung durch Übersetzung in seine Landessprache gemacht und dem Management-Zentrum mitgeteilt worden ist, hat den gleichen Status wie die offiziellen Fassungen.

CEN-Mitglieder sind die nationalen Normungsinstitute von Belgien, Bulgarien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Kroatien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, den Niederlanden, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, der Schweiz, der Slowakei, Slowenien, Spanien, der Tschechischen Republik, Ungarn, dem Vereinigten Königreich und Zypern.



EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG
EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Management-Zentrum: Avenue Marnix 17, B-1000 Brüssel

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

Inhalt

Seite

Vorwort	4
1 Anwendungsbereich	5
2 Normative Verweisungen	10
3 Begriffe	11
4 Notwendige Informationen für die Ausführung	16
4.1 Allgemeines	16
4.2 Besondere Punkte	17
5 Baugrunduntersuchungen	18
5.1 Allgemeines	18
5.2 Besondere Anforderungen	18
6 Baustoffe und Bauprodukte	20
6.1 Ausgangsstoffe	20
6.1.1 Allgemeines	20
6.1.2 Bentonit	20
6.1.3 Polymere	20
6.1.4 Zement	20
6.1.5 Gesteinskörnungen	21
6.1.6 Zugabewasser	21
6.1.7 Zusatzstoffe	21
6.1.8 Zusatzmittel	21
6.2 Stützflüssigkeiten	22
6.2.1 Bentonitsuspensionen	22
6.2.2 Polymerlösungen	23
6.3 Beton	23
6.3.1 Allgemeines	23
6.3.2 Gesteinskörnungen	24
6.3.3 Zementgehalt	24
6.3.4 Wasserzementwert	24
6.3.5 Zusatzmittel	25
6.3.6 Frischbeton	25
6.3.7 Herstellung des Betons	26
6.3.8 Probenahme und Prüfung auf der Baustelle	26
6.4 Verpressmörtel	27
6.5 Bewehrung	28
6.6 Weitere Einbauteile	28
7 Hinweise zu Entwurf und Bemessung	28
7.1 Allgemeines	28
7.2 Bohrpfahlwände	29
7.3 Bodenaushub	29
7.4 Betonfertigteile	30
7.5 Bewehrung	30
7.5.1 Allgemeines	30
7.5.2 Längsbewehrung	31
7.5.3 Querbewehrung	31
7.6 Rohre und Stahlprofile als Bewehrung	32
7.7 Mindest- und Nennbetondeckung	32
8 Ausführung	33
8.1 Herstellungstoleranzen	33
8.1.1 Geometrische Toleranzen	33
8.1.2 Toleranzen für den Einbau von Bewehrungskörben	35
8.1.3 Toleranzen für das Kappen	35

	Seite
8.2 Aushub	35
8.2.1 Allgemeines	35
8.2.2 Bohrverfahren und Bohrwerkzeuge	37
8.2.3 Verrohrtes Bohren	37
8.2.4 Aushub unter Stützflüssigkeit	39
8.2.5 Bohren mit durchgehender Bohrschnecke	40
8.2.6 Ungestütztes Bohren	41
8.2.7 Querschnittsaufweitungen	41
8.3 Bewehrung	41
8.3.1 Allgemeines	41
8.3.2 Bewehrungsstöße	42
8.3.3 Biegen der Bewehrung	42
8.3.4 Herstellung der Bewehrungskörbe	42
8.3.5 Abstandhalter	43
8.3.6 Einbau der Bewehrung	43
8.4 Betonieren und Kappen	43
8.4.1 Allgemeines	43
8.4.2 Betonieren im Trockenen	45
8.4.3 Betonieren unter Wasser oder Suspension	45
8.4.4 Ziehen der Verrohrung	47
8.4.5 Bleibende Verrohrung oder Hülzen	47
8.4.6 Betonieren bei Pfahlherstellung mit durchgehender Bohrschnecke	47
8.4.7 Prepacked-Pfähle	48
8.4.8 Verlust der Eintauchtiefe des Kontraktorrohres oder der Verrohrung	49
8.4.9 Betonfertigteile und Stahlrohre oder Profile	49
8.4.10 Äußeres Verpressen von Bohrpfählen	49
8.4.11 Kappen	50
8.5 Bohrpfahlwände	51
9 Aufsicht, Prüfung und Überwachung	51
9.1 Kontrolle der Ausführung	51
9.2 Versuche an Bohrpfählen	52
9.2.1 Allgemeines	52
9.2.2 Probelastungen	53
9.2.3 Integritätsprüfungen	53
10 Aufzeichnungen	54
11 Besondere Anforderungen	57
Anhang A (informativ) Glossar	59
Anhang B (informativ) Beispiele für die Einzelheiten und die Häufigkeit der Überwachung und Prüfung	68
Anhang C (informativ) Mustervordrucke	73
Anhang D (informativ) Verbindlichkeit der Festlegungen	80
Literaturhinweise	86

DIN EN 1536:2010-12 **EN 1536:2010 (D)**

Vorwort

Dieses Dokument (EN 1536:2010) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 288 „Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat von AFNOR gehalten wird.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis spätestens März 2011, und entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2011 zurückgezogen werden.

Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Texte dieses Dokuments Patentrechte berühren können. CEN [und/oder CENELEC] sind nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

Dieses Dokument ersetzt EN 1536:1999.

Die Aufgabe von TC 288 ist, die Normung der Ausführungsverfahren des Spezialtiefbaus (einschließlich der Prüf- und Überwachungsmethoden) und der erforderlichen Materialeigenschaften. WG 15 wurde damit beauftragt, EN 1536:1999 zu überarbeiten, deren Gegenstand Bohrpfähle und Schlitzwandelemente (Barettes) sind, nicht jedoch „Mikropfähle“ mit Durchmessern unter 0,3 m.

Der Entwurf, die Planung und die Ausführung von Bohrpfählen verlangen Erfahrung und Kenntnis in diesem besonderen Aufgabengebiet. Die Ausführungsphase erfordert geschultes Fachpersonal. Diese Norm kann die Kenntnisse von Fachunternehmen nicht ersetzen.

Das vorliegende Dokument wurde zur Ergänzung von EN 1997-1: *Eurocode 7 — Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 1: Allgemeine Regeln* und EN 1997-2: *Eurocode 7 — Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds* ausgearbeitet. Abschnitt 7 „Hinweise zu Entwurf und Bemessung“ der vorliegenden Europäischen Norm befasst sich nur dort mit Fragen der Bemessung, wo es aus Sicht der Ausführung notwendig ist (z. B. Einzelheiten der Bewehrung), beinhaltet aber im vollen Umfang die Anforderungen für die Bauausführung und die Überwachung.

Diese Norm enthält zusätzliche Anforderungen an Beton, die die Festlegungen von EN 206-1 und EN 13670 ergänzen. Die Festlegungen der drei Normen wurden noch nicht vollständig aufeinander abgestimmt. Bei künftigen Überarbeitungen könnten einige Festlegungen, die zurzeit in EN 1536:2010 enthalten sind, z. B. in 6.1, 6.3, 8.3 und 8.4, nach EN 206-1 und EN 13670 übertragen werden.

Dieses Dokument wurde von einer Arbeitsgruppe mit Delegierten aus elf europäischen Ländern erarbeitet. Stellungnahmen wurden von zehn europäischen Ländern erhalten und berücksichtigt.

Entsprechend der CEN/CENELEC-Geschäftsordnung sind die nationalen Normungsinstitute der folgenden Länder gehalten, diese Europäische Norm zu übernehmen: Belgien, Bulgarien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Kroatien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, Niederlande, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, Schweiz, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

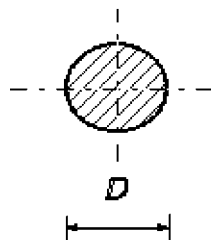
1 Anwendungsbereich

1.1 Diese Europäische Norm enthält die allgemeinen Grundlagen für die Ausführung von Bohrpfählen (siehe 3.2).

ANMERKUNG 1 Diese Norm gilt für Pfähle oder Barette, die durch Bodenaushub hergestellt werden, und die tragende Bauteile darstellen, um Einwirkungen zu übertragen und/oder Verformungen zu begrenzen.

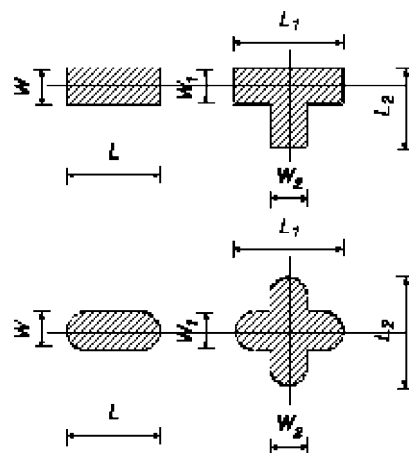
ANMERKUNG 2 Diese Norm gilt für Bohrpfähle mit kreisförmigem Querschnitt (siehe Bild 1 und Bild A.1a)) und für Bohrpfähle, die als Schlitzwandelemente ausgebildet sind (Barettes) (siehe 3.3), mit rechteckigem, T-förmigem oder L-förmigem Querschnitt oder mit einem ähnlichen Querschnitt (siehe Bild 2) unter der Voraussetzung, dass der Querschnitt in einem Arbeitsgang betoniert wird.

ANMERKUNG 3 In dieser Norm wird der Begriff „Pfahl“ für Pfähle mit kreisrundem Querschnitt und der Begriff „Schlitzwandelement“ (Barette) für Pfähle mit anderen Formen gebraucht. In beiden Fällen handelt es sich um Bohrpfähle.



Legende

D Schaftdurchmesser



Legende

L Wandlänge
 W Wanddicke
 A Querschnittsfläche des Schaftes

Bild 1 — Bohrpfahl mit kreisrundem Querschnitt

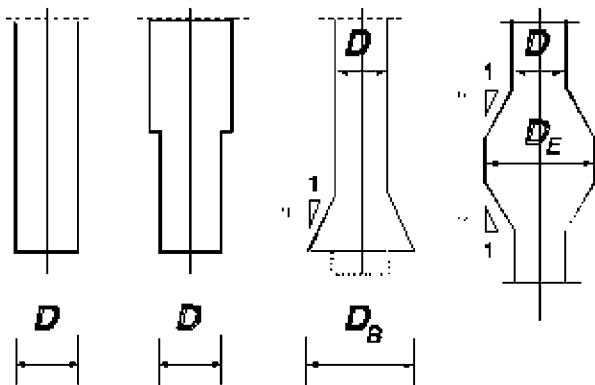
Bild 2 — Beispiele für Bohrpfähle mit nicht kreisförmigen Querschnitten (Schlitzwandelemente, Barette)

1.2 Diese Europäische Norm gilt für Bohrpfähle (siehe Bild 3) mit:

- konstantem Querschnitt (mit gleichbleibenden Schaftabmessungen);
- teleskopartig veränderlichen Schaftabmessungen;
- ausgehobener Fußaufweitung; oder
- ausgehobener Schaftaufweitung.

ANMERKUNG Die Gestalt des Pfahlfußes oder einer Aufweitung hängt von dem für den Aushub benutzten Werkzeug ab.

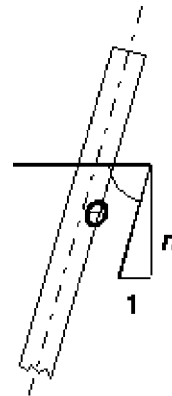
DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)



Legende

- D Schaftdurchmesser
- D_B Durchmesser der Fußaufweitung
- D_E Durchmesser der Schaftaufweitung

Bild 3 — Beispiele für Pfähle mit gleichbleibendem Schaft und Pfähle mit Schaft- und Fußaufweitung



Legende

- n Neigung

Bild 4 — Definition der Pfahlneigung

1.3 Diese Europäische Norm gilt für (siehe Anmerkung):

- Bohrpfähle mit einem Verhältnis Tiefe/Breite ≥ 5 ;
- Pfähle (siehe Bild 1 und Bild 3) mit einem Schaftdurchmesser $0,3 \text{ m} \leq D \leq 3,0 \text{ m}$;
- Schlitzwandelemente (Barettes) (siehe Bild 2) mit einer kleinsten Abmessung (Dicke) $W_i \geq 0,4 \text{ m}$, einem Verhältnis zwischen der größten und kleinsten Abmessung $L_i / W_i \leq 6$ und einer Querschnittsfläche $A \leq 15 \text{ m}^2$;
- Pfähle mit kreisrunden Stahlbeton-Fertigteilen, die als tragende Bauteile eingesetzt werden (siehe Bild 7), mit der kleinsten Abmessung $D_p \geq 0,3 \text{ m}$;
- Schlitzwandelemente mit rechteckigen Stahlbeton-Fertigteilen, die als tragende Bauteile eingesetzt werden und als kleinste Abmessung $W_p \geq 0,3 \text{ m}$ haben.

ANMERKUNG Diese Norm gilt für eine Vielzahl von unterschiedlichen Durchmessern. Für kleine Bohrpfähle mit einem Durchmesser $< 450 \text{ mm}$ können die allgemeinen Bestimmungen angepasst werden, um dem Platzmangel Rechnung zu tragen (z. B. Mindestanzahl der Bewehrungsstäbe und Abstand zwischen den Stäben).

1.4 Diese Europäische Norm gilt für Pfähle mit folgender Neigung (siehe Bild 4):

- $n \geq 4$ ($\theta \geq 76^\circ$);
- $n \geq 3$ ($\theta \geq 72^\circ$) bei Pfählen mit bleibender Verrohrung.

1.5 Diese Europäische Norm gilt für Bohrpfähle mit folgenden Abmessungen der Schaft- oder Fußaufweitungen (siehe Bild 3):

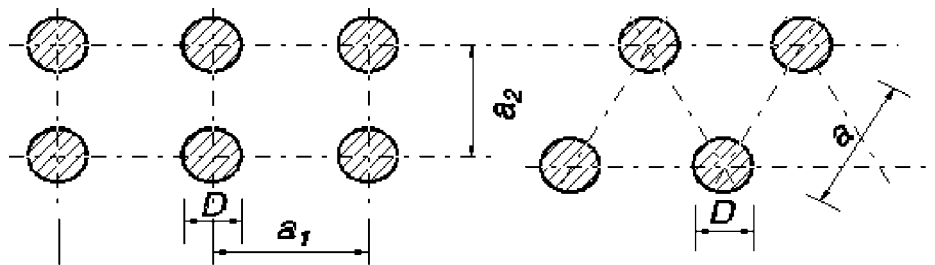
a) Fußaufweitungen:

- 1) in nichtbindigen Böden: $D_B / D \leq 2$;
- 2) in bindigen Böden: $D_B / D \leq 3$;

- b) Schaftaufweitungen in allen Böden: $D_E / D \leq 2$;
- c) Neigung der Aufweitung:
- 1) in nichtbindigen Böden: $m \geq 3$ und
 - 2) in bindigen Böden: $m \geq 1,5$;
- d) Fläche der Fußaufweitung eines Schlitzwandelementes: $A \leq 15 \text{ m}^2$;

1.6 Die Bestimmungen dieser Europäischen Norm gelten für:

- einzelne Bohrpfähle;
- Bohrpfahlgruppen (siehe Bild 5);
- Bohrpfahlwände (siehe Bild 6).

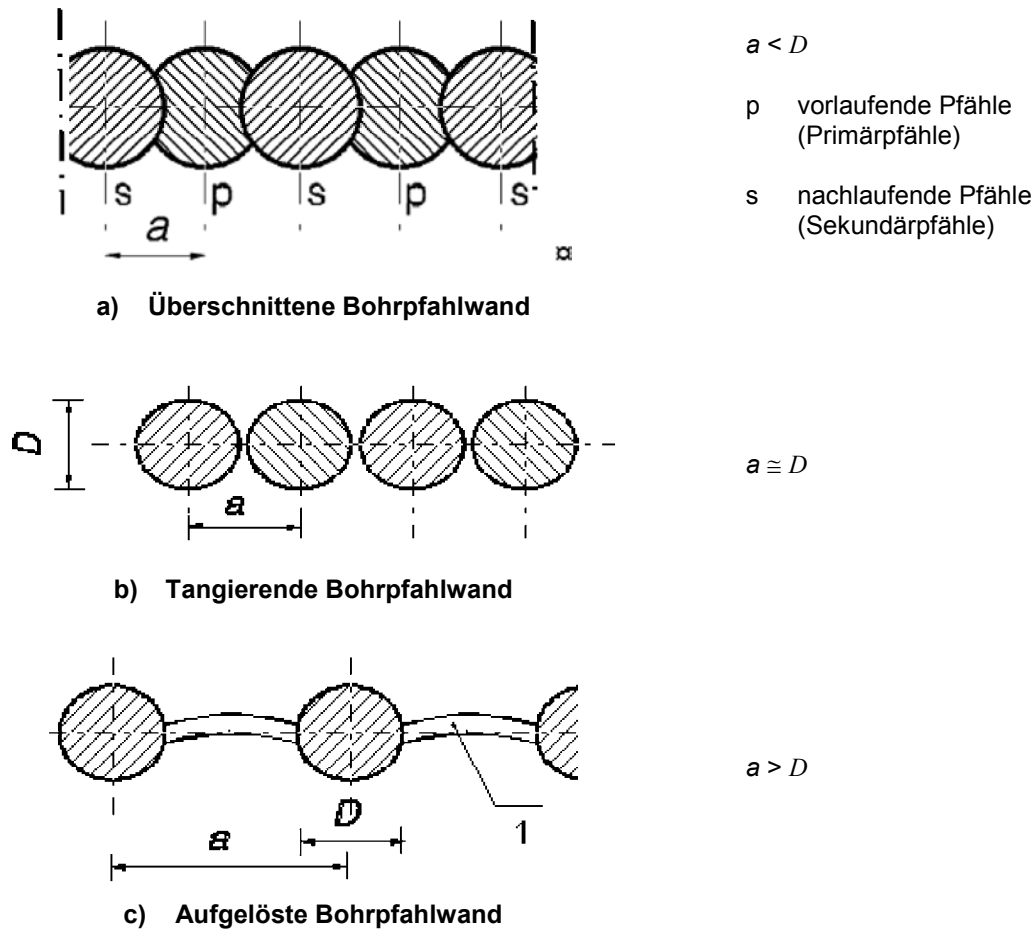


Legende

- D Schaftdurchmesser
 a_i Achsabstand der Pfähle

Bild 5 — Beispiele für Pfahlgruppen

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)



Legende

- a Achsabstand der Pfähle
- D Schaftdurchmesser
- 1 Ausfachung

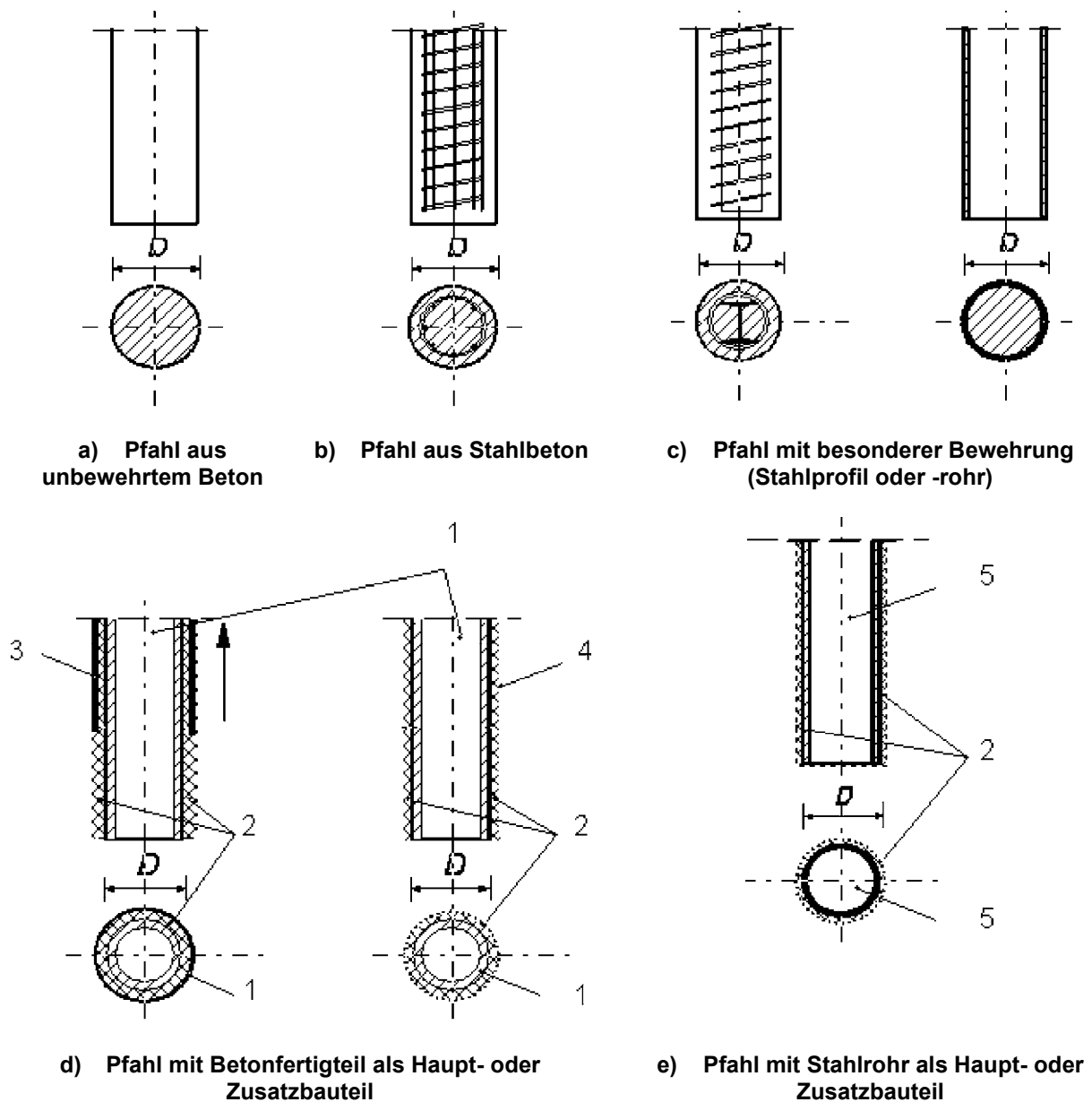
Bild 6 — Beispiele für Bohrpfahlwände

1.7 Diese Europäische Norm gilt für Bohrpfähle, die durch kontinuierliche oder diskontinuierliche Aushubverfahren hergestellt werden, wobei die Bohrlochwände, soweit nötig, gestützt sind.

1.8 Diese Europäische Norm gilt nur für Herstellungsverfahren, die erlauben, die in der Bemessung vorgesehenen Querschnittsformen auszuführen.

1.9 Die Bestimmungen gelten für Bohrpfähle (siehe Bild 7):

- aus unbewehrtem Beton;
- aus Stahlbeton;
- aus Beton mit besonderer Bewehrung, wie Stahlrohren, Stahlprofilen oder Stahlfasern;
- aus Betonfertigteilen (auch aus Spannbeton) oder Stahlrohren, bei denen der Ringspalt zwischen dem Fertigteile oder dem Rohr und dem Baugrund mit Beton, Zement oder Zement-Bentonit-Mörtel ausgefüllt wird.

**Legende**

- 1 Betonfertigteile
- 2 Verpressmörtel
- 3 vorübergehende Verrohrung (gezogen)
- 4 unverrohrte Bohrung
- 5 unbewehrter oder bewehrter Beton oder Verpressmörtel
- D Schaftdurchmesser

Bild 7 — Beispiele für Pfähle mit Kreisquerschnitt

1.10 Mikropfähle, Erdbetonsäulen, Hochdruck-Bodenvermörtelungen, Bodenverbesserungen für Pfahlgründungen, Pfahlfüße aus Erdbeton und Schlitzwände sind nicht Gegenstand dieser Europäischen Norm.

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

2 Normative Verweisungen

Die folgenden zitierten Dokumente sind für die Anwendung dieses Dokuments erforderlich. Bei datierten Verweisungen gilt nur die in Bezug genommene Ausgabe. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe des in Bezug genommenen Dokuments (einschließlich aller Änderungen).

EN 197-1:2000, *Zement — Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement*

EN 206-1:2000, *Beton — Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*

EN 791, *Bohrgeräte — Sicherheit*

EN 934-2, *Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel — Teil 2: Betonzusatzmittel — Definitionen, Anforderungen, Konformität, Kennzeichnung und Beschriftung*

EN 996, *Rammausrüstung — Sicherheitsanforderungen*

EN 1008, *Zugabewasser für Beton — Festlegungen für die Probenahme, Prüfung und Beurteilung der Eignung von Wasser, einschließlich bei der Betonherstellung anfallendem Wasser, als Zugabewasser für Beton*

EN 1990, *Eurocode — Grundlagen der Tragwerksplanung*

EN 1991 (alle Teile), *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke*

EN 1992 (alle Teile), *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*

EN 1993 (alle Teile), *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten*

EN 1994 (alle Teile), *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton*

EN 1997-1, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 1: Allgemeine Regeln*

EN 1997-2, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds*

EN 1998 (alle Teile), *Eurocode 8 — Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*

EN 10025-2, *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen — Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Baustähle*

EN 10080, *Stahl für die Bewehrung von Beton — Schweißgeeigneter Betonstahl — Allgemeines*

EN 10210 (alle Teile), *Warmgefertigte Hohlprofile für den Stahlbau aus unlegierten Baustählen und aus Feinkornbaustählen*

EN 10219 (alle Teile), *Kaltgefertigte geschweißte Hohlprofile für den Stahlbau aus unlegierten Baustählen und aus Feinkornbaustählen*

EN 10248 (alle Teile), *Warmgewalzte Spundbohlen aus unlegierten Stählen*

EN 10249 (alle Teile), *Kaltgeformte Spundbohlen aus unlegierten Stählen*

EN 12620, *Gesteinskörnungen für Beton*

EN 12794, *Betonfertigteile — Gründungspfähle*

EN 13670, *Ausführung von Tragwerken aus Beton*

ISO/DIS 22477-1, *Geotechnical investigation and testing — Testing of geotechnical structures — Part 1: Pile load test by static axially loaded compression*

3 Begriffe

Für die Anwendung dieses Dokuments gelten die folgenden Begriffe.

ANMERKUNG 1 Die folgenden Begriffe gelten für die Ausführung von Bohrpfählen nach dieser Europäischen Norm. Ergänzende Erläuterungen von Begriffen zur Ausführung von Bohrpfählen sind in Anhang A aufgeführt.

ANMERKUNG 2 In diesen Begriffsbestimmungen wird der Begriff „Pfahl“ für Pfähle mit kreisrundem Querschnitt und der Begriff „Schlitzwandelement“ für Pfähle mit anderen Formen gebraucht. In beiden Fällen handelt es sich um Bohrpfähle.

3.1

Pfahl

fr pieu

en pile

schlankes Bauelement im Baugrund zum Übertragen von Einwirkungen

3.2

Bohrpfahl

fr pieu foré

en bored pile

Pfahl oder Schlitzwandelement (Barette), der/das im Baugrund mit oder ohne Verrohrung durch Bohren bzw. Aushub und Verfüllen des geschaffenen Hohlraumes mit Beton oder Stahlbeton hergestellt wird

3.3

Schlitzwandelement (Barette)

fr barrette

en barrette

Abschnitt einer Schlitzwand oder eine Anzahl sich überschneidender, gleichzeitig betonierter Schlitzwandlamellen (z. B. in L-, T- oder Kreuzform) zur Aufnahme von Vertikal- und/oder Horizontallasten

3.4

Schneckenbohrpfahl

fr pieu à la tarière continue creuse (CFA)

en continuous flight auger pile (CFA-pile)

Bohrpfahl, der mittels einer durchgehenden Bohrschnecke mit Seelenrohr hergestellt wird, wobei beim Ziehen der Schnecke Beton oder Mörtel durch das Seelenrohr gepumpt wird

ANMERKUNG Siehe Bild A.4.

3.5

Prepacked-Pfahl

fr pieu ballasté injecté

en prepacked pile

Pfahl, bei dem das gesamte Bohrloch mit groben Gesteinskörnungen verfüllt und anschließend mit Verpressmörtel vom Pfahlfuß her verpresst wird

3.6

Spitzendruckpfahl

fr pieu travaillant en pointe

en end-bearing pile

Pfahl, der die Einwirkungen hauptsächlich über den Pfahlfuß in den Baugrund leitet

3.7

Reibungspfahl

fr pieu flottant

en friction pile

Pfahl, der Einwirkungen vor allem über Mantelreibung und Adhäsion in den angrenzenden Baugrund überträgt

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

3.8

Pfahlfußverpressung

fr injection sous la base

en pile base grouting

Einpressen von Verpressgut unter die Pfahlsohle eines fertiggestellten Pfahles, um das Verhalten unter Last zu verbessern

3.9

Pfahlmantelverpressung

fr injection au niveau du fût

en pile shaft grouting

Einpressen von Verpressgut nach der Pfahlbetonierung zur Erhöhung der Mantelreibung; hierzu werden Verpressrohre verwendet, die üblicherweise zusammen mit der Bewehrung eingebracht werden

3.10

Bauwerkspfahl

fr pieu de fondation

en working pile

Pfahl für die Gründung eines Bauwerkes oder als Teil einer Bohrpfahlwand

3.11

Schrägpfahl

fr pieu incliné

en raking pile

Pfahl mit einer Neigung gegenüber der Horizontalen

ANMERKUNG Siehe Bild 4.

3.12

Pfahlschaftdurchmesser

fr diamètre du fût

en shaft diameter

Durchmesser des Pfahles im Bereich zwischen Pfahlkopf und Pfahlsohle:

— bei verrohrt hergestellten Bohrpfählen der äußere Durchmesser der Verrohrung;

— bei unverrohrt hergestellten Bohrpfählen gleich dem größten Durchmesser des Bohrwerkzeuges

3.13

Fußaufweitung

fr base élargie

en enlarged base

Fuß eines Bohrpfahles, der so ausgebildet ist, dass seine Fläche größer als die Querschnittsfläche des Schaftes ist

ANMERKUNG Bei Bohrpfählen wird eine Fußaufweitung üblicherweise mit besonderem Räum- oder Schneidwerkzeug hergestellt (siehe Bild 3).

3.14

Betonierhöhe

fr niveau de bétonnage

en casting level

endgültige Höhe, bis zu der ein Bohrloch mit Beton gefüllt wird

ANMERKUNG Diese ist ein vom Herstellungsverfahren abhängiges Maß oberhalb der Kapphöhe.

3.15

planmäßige Pfahlkopfhöhe; Kapphöhe

fr niveau d'arase (recépage)

en cut-off level (trimming)

vorgeschriebene Höhe, bis zu der ein Bohrpfahl gekappt wird, bevor er mit dem Überbau verbunden wird

3.16

Leerbohrung

fr forage vide

en empty bore

Bohrstrecke von der Arbeitsebene bis zur planmäßigen Pfahlkopfhöhe

3.17

vorübergehende Verrohrung

fr tubage

en temporary casing

Stahlrohr zum Stützen eines Bohrloches (z. B. bei instabilen Bodenverhältnissen), das während oder nach der Einbringung des Betons gezogen wird

3.18

bleibende Verrohrung; dauerhafte Verrohrung

fr tubage permanent

en permanent casing

Stahlrohr zur Stützung eines Bohrloches (z. B. bei instabilen Bodenverhältnissen), das nicht gezogen wird, sondern als dauernde, vollständige Umhüllung eines Ortbetonbohrpfahles dient

ANMERKUNG Die bleibende Verrohrung wird Teil des Bohrpfahles und kann auch als schützendes oder last-abtragendes Element dienen.

3.19

Führungsrohr

Leitrohr

fr virole

en lead-in tube

kurze vorübergehende Verrohrung zur Stützung der Bohrlochwandung, um Nachbrechen des oberen Teils der Bohrung dicht unter der Arbeitsebene zu verhindern

3.20

Hülse

Hülsenrohr

fr gaine, chemise

en liner, lining

Rohr, meist aus dünnem Stahlblech, das einen Teil des Pfahlschaftes bildet (z. B. zum Schutz des Pfahlschaftes in weichem Baugrund oder um negative Mantelreibung zu verringern)

3.21

Stützflüssigkeit

fr fluide stabilisateur

en support fluid

Flüssigkeit, die während der Bohrung zur Stützung der Bohrlochwände und zum Spülen verwendet wird

ANMERKUNG In der Regel ist sie eine Bentonitsuspension oder eine Polymerlösung.

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

3.22

Betonierrohr

Schüttrohr

fr colonne de bétonnage

en concreting pipe

aus mehreren Teilen (Schüssen) zusammengesetztes Metallrohr, das oben mit einem Fülltrichter oder einer Schüttrinne ausgestattet ist und der Betoneinbringung unter trockenen Bedingungen dient

3.23

Kontraktorrohr

fr tube plongeur

en tremie pipe

Betonierrohr mit wasserdichten Kupplungen, um Beton unter Wasser einbringen zu können

3.24

Integritätsprüfung

fr essai d'intégrité

en integrity test

Versuch, der an einem fertiggestellten Bohrpfahl zum Nachweis der Mängelfreiheit des eingebrachten Materials und der Geometrie des Pfahles durchgeführt wird

3.25

Ultraschallversuch

fr essai d'auscultation sonique

en sonic test

Integritätsprüfung, bei der eine Serie von Schallwellen von einem Sender durch den Pfahlbeton zu einem Empfänger geschickt wird und dabei die Charakteristika der empfangenen Wellen gemessen und dazu benutzt werden, auf die Kontinuität des Pfahlschaftes und auf Querschnittsänderungen zu schließen

ANMERKUNG Es gibt verschiedene Arten von Ultraschallversuchen, mit denen die Geschwindigkeit von Schallwellen entweder entlang der Länge des Pfahles oder zwischen einem Sender und einem in der gleichen Höhe im Pfahlschaft angebrachten Empfänger ermittelt wird.

3.26

Prüfung mittels Kernbohrung

fr essai d'auscultation sonique par transparence

en coring test

Integritätsprüfung, die an einer Kernbohrung in einem Bohrpfahlschaft ausgeführt wird

3.27

Probepfahl (zur Ermittlung der Tragfähigkeit, Probebelastungspfahl)

fr pieu d'essai

en test pile

Bohrpfahl, auf den Lasten aufgebracht werden, um das Widerstands-Verformungs-Verhalten des Bohrpfahles und des umgebenden Baugrundes zu ermitteln

ANMERKUNG Abhängig von der Versuchsart kann der Probepfahl ein Bauwerkspfahl oder ein reiner Versuchspfahl sein.

3.28

Probepfahl (zur Prüfung der Ausführbarkeit, Eignungspfahl)

fr pieu de faisabilité

en trial pile

Bohrpfahl, der hergestellt wird, um die Durchführbarkeit und die Eignung des Herstellungsverfahrens für eine bestimmte Anwendung zu untersuchen

ANMERKUNG Ein Eignungspfahl kann auch als Probebelastungspfahl dienen.

3.29**statische Probebelastung****fr** essai de chargement statique de pieu**en** static pile test

Belastungsversuch, bei dem ein Pfahl zur Ermittlung seiner Tragfähigkeit am Pfahlkopf angreifenden, vorher bestimmten axialen und/oder seitlichen Kräften unterworfen wird

3.30**lastgesteuerte Probebelastung****fr** essai de chargement de pieu par palier**en** maintained load test; ML test

statische Probebelastung, bei der ein Probepfahl in steigenden Laststufen beansprucht wird, die entweder eine bestimmte Zeit oder so lange konstant gehalten werden, bis die Pfahlbewegung nahezu beendet ist oder auf ein vorgegebenes Maß abgeklungen ist

3.31**weggesteuerte Probebelastung****fr** essai de chargement de pieu à vitesse d'enfoncement constante**en** constant rate of penetration pile load test; CRP-test

statische Probebelastung, bei der ein Probepfahl mit konstanter Eindringgeschwindigkeit in den Boden gedrückt und die hierfür nötige Kraft gemessen wird

3.32**dynamischer Pfahlversuch****fr** essai de chargement dynamique de pieu**en** dynamic pile load test

Belastungsversuch, bei dem ein Bohrpfahl zur Abschätzung seiner Tragfähigkeit am Kopf dynamisch beansprucht wird

3.33**Bohrkrone****Schneidring****fr** trousse coupante**en** cutting ring

unterer Rand der Verrohrung, meist verstärkt und mit Zähnen bestückt, um das Eindringen in den Baugrund zu erleichtern

3.34**Mörtel****Verpressgut****fr** coulis**en** grout

flüssige Mischung aus Zement und Wasser, die Gesteinskörnungen und Zusätze enthalten kann

3.35**Hindernis****Bohrhindernis****fr** obstacle**en** obstruction

natürliche(r) (oder künstliche(r)) harte(r) Bodenschicht, Block oder dergleichen, die/der besondere Werkzeuge oder Verfahren zum Bohren erfordert

3.36**Mantelreibung****fr** frottement latéral**en** skin (shaft) friction

Reibungs- und/oder Adhäsionswiderstand an einem Pfahl

DIN EN 1536:2010-12 **EN 1536:2010 (D)**

3.37

negative Mantelreibung

fr frottement négatif

en negative skin friction; downdrag

Reibungs- und/oder Adhäsionskraft, die der umgebende Boden oder eine Auffüllung auf einen Pfahl als abwärtsgerichtete Last überträgt, wenn der Boden oder die Auffüllung sich gegenüber dem Pfahlschaft setzt

3.38

Felseinbindung

Pfahlfußeinbindung

fr ancrage

en socket

Fußbereich eines Bohrpfahles in hartem Untergrund (meist Fels)

3.39

Betondeckung

fr enrobage

en cover

Abstand zwischen der Oberfläche des Bewehrungskorbes und der nächstgelegenen Betonoberfläche

ANMERKUNG Die nächstgelegene Betonoberfläche ist die nächstgelegene, vom Aushubwerkzeug geformte Wandung des Aushubs.

3.40

bautechnische Unterlagen

fr spécifications d'exécution

en execution specification

Gesamtheit aller Zeichnungen, technischen Daten und Anforderungen, die für die Ausführung eines bestimmten Projekts erforderlich sind

ANMERKUNG Die bautechnischen Unterlagen sind kein einzelnes Dokument, sondern enthalten sämtliche Unterlagen, die zum Zweck der Durchführung der Bauarbeiten vom Planer an den Bauausführenden übergeben werden. Sie schließen die Projektspezifikation mit ein, die zur Ergänzung und näheren Bestimmung der Anforderungen dieser Europäischen Norm erarbeitet wurde, und enthalten Verweise auf nationale Regelungen, die am Ort der Verwendung maßgebend sind.

3.41

Projektspezifikation

fr spécifications de l'ouvrage

en project specification

Zusammenstellung der Anforderungen, die für ein bestimmtes Projekt gelten

4 Notwendige Informationen für die Ausführung

4.1 Allgemeines

4.1.1 Vor der Ausführung sind alle wichtigen Informationen zur Verfügung zu stellen.

4.1.2 Diese Informationen sollten umfassen:

- alle rechtlichen oder gesetzlichen Einschränkungen;
- Angabe der Bau-Hauptachsen zur Absteckung;
- der Zustand von benachbarten Bauten, Straßen, Ver- und Entsorgungsleitungen usw. einschließlich der notwendigen Beweissicherung;
- ein geeignetes Qualitätsmanagementsystem einschließlich Überprüfung, Überwachung und Prüfungen.

4.1.3 Sofern maßgebend, müssen die Informationen zu den Baustellenverhältnissen folgende Punkte umfassen:

- die Geometrie der Baustelle (z. B. Randbedingungen, Topographie, Zugang, Geländeneigung, Höhenbeschränkungen usw.);
- bestehende unterirdische Bauten und Fundamente, Ver- und Entsorgungsleitungen, bekannte Kontaminationen des Baugrundes, archäologische Beschränkungen;
- Einschränkungen aus Umweltschutzgründen, z. B. hinsichtlich Lärm, Erschütterungen oder Verschmutzungen;
- künftige oder gleichzeitige Arbeiten, z. B. Grundwasserhaltungen, Tunnelbau, tiefe Baugruben.

4.2 Besondere Punkte

4.2.1 Sofern maßgebend, müssen folgende besondere Punkte enthalten sein:

- die bautechnische Unterlagen (siehe 3.40);
- die frühere Nutzung des Grundstückes;
- benachbarte Gründungen (Art, Lasten und Geometrie);
- geotechnische Informationen und Daten, wie in Abschnitt 5 festgelegt;
- Vorkommen von Hindernissen im Baugrund (Mauerwerkreste, Verankerungen usw.);
- vorhandene Höhenbeschränkungen;
- Vorhandensein von historischen Bauwerksresten;
- Vorhandensein von natürlichen und/oder künstlichen Hohlräumen (Bergwerke usw.);
- Vorhandensein von Altlasten im Baugrund;
- alle besonderen Anforderungen an die Pfahlausführung, insbesondere Anforderungen bezüglich der Toleranzen und Materialgüte;
- sofern vorhanden, frühere Erfahrungen mit Bohrpfählen oder anderen Gründungsarten oder geotechnischen Arbeiten auf dem betreffenden Grundstück oder auf den benachbarten Grundstücken;
- geplante Vorarbeiten in unmittelbarer Umgebung, z. B. Unterfangungen, Bodenverbesserung, Grundwasserhaltung;
- technische Anforderungen an die Wasserdichtigkeit der Fugen von Bohrpfahlwänden;
- technische Anforderungen an das Material zwischen den Bohrpfählen im Fall von Bohrpfahlwänden mit einem Abstand größer als der Pfahldurchmesser D (siehe Bild 6).

4.2.2 Notwendigkeit, Umfang, Durchführung und Inhalt der Beweissicherung des Zustandes von benachbarten Bauten, Straßen, Ver- und Entsorgungsleitungen usw. sind festzulegen.

4.2.3 Die Beweissicherung muss vor Beginn der Bauarbeiten durchgeführt sein und vorliegen. Schlussfolgerungen aus der Beweissicherung sind zur Festlegung der Grenzwerte für Bewegungen festzulegen, die durch die Bauarbeiten ausgelöst werden und die benachbarten Bauwerke beeinflussen können.

DIN EN 1536:2010-12 **EN 1536:2010 (D)**

4.2.4 Alle zusätzlichen oder abweichenden Anforderungen, die in dieser Europäischen Norm erlaubt sind, sind festzulegen und vor Beginn der Bauarbeiten zu vereinbaren, und das System zur Qualitätskontrolle ist entsprechend anzupassen.

ANMERKUNG Solche zusätzlichen Anforderungen können sein:

- reduzierte oder vergrößerte geometrische Herstellungstoleranzen;
- Verwendung anderer oder veränderter Baustoffe;
- Verwendung von Betonfertigteilen;
- besondere Verankerung oder Verdübelung von Bohrpfählen in Fels;
- besondere Bewehrung, wie Stahlrohre, Stahlprofile oder Stahlfasern;
- Mantel- oder Fußverpressungen;
- Kappen der Pfahlköpfe mit schwerem Gerät;
- umfangreicher Handaushub.

5 Baugrunduntersuchungen

5.1 Allgemeines

5.1.1 Die Baugrunduntersuchungen müssen die in EN 1997 (alle Teile) festgelegten Anforderungen erfüllen.

ANMERKUNG 1 Die Tiefe und der Umfang der Baugrunduntersuchungen sollten ausreichend sein, um alle Baugrundformationen und Schichten, die sich auf das Bauwerk auswirken, festzustellen, die maßgeblichen Eigenschaften des Baugrundes zu bestimmen und die Baugrundbedingungen zu erkennen (z. B. wenn die Tragfähigkeit auf Spitzenwiderstand beruht, sollte nachgewiesen werden, dass eine tragfähige Schicht nicht direkt von einer weicheeren Schicht unterlagert wird, wenn die Möglichkeit des Durchstanzens oder von übermäßigen Bewegungen besteht).

ANMERKUNG 2 Bei der Festlegung des Umfanges der Baugrunderkundung sollten relevante Erfahrungen bei der Ausführung von vergleichbaren Gründungsarbeiten unter ähnlichen Verhältnissen und/oder in der Umgebung der Baustelle berücksichtigt werden. (Die Übertragung einschlägiger Erfahrungen ist gestattet, wenn geeignete Mittel zur Bestätigung angewendet werden, z. B. Sondierungen, Pressiometer- oder andere Versuche).

ANMERKUNG 3 EN 1997-2 enthält Angaben über die Tiefe und den Umfang der Untersuchungen.

5.1.2 Der geotechnische Untersuchungsbericht (Baugrundgutachten) muss rechtzeitig vorliegen, um eine zuverlässige Bemessung und Ausführung der Bohrpfähle (z. B. Wahl des Ausführungsverfahrens) zu ermöglichen.

5.1.3 Die Baugrunduntersuchungen sind zu prüfen, um festzustellen, ob sie für die Bemessung und Ausführung der Bohrpfähle ausreichend sind.

5.1.4 Sind die Baugrunduntersuchungen nicht ausreichend, ist eine zusätzliche Untersuchung durchzuführen.

5.2 Besondere Anforderungen

5.2.1 Besondere Aufmerksamkeit ist auf folgende Gesichtspunkte zu richten, die für die Ausführung von Bohrpfählen relevant sind:

- die Geländehöhe bezogen auf die anerkannte nationale Bezugshöhe oder einen festgelegten Bezugspunkt an allen Stellen, an denen Baugrunduntersuchungen oder Feldversuche durchgeführt wurden;

- Wasserdruckhöhen aller Grundwasserstockwerke und Durchlässigkeit der Böden;
- Vorkommen von grobkörnigen, stark durchlässigen Böden oder von Hohlräumen (natürlich oder künstlich), die einen plötzlichen Verlust der Stützflüssigkeit und eine Destabilisierung des Bohrloches während des Aushubs oder ein plötzliches Absacken des Betons während des Einbringens verursachen können, und daher besondere Maßnahmen erfordern können;
- Vorkommen, Festigkeit und Verformungswerte weicher Böden, wie Ton und Torf von breiiger Konsistenz, die Schwierigkeiten beim Aushub oder beim Betonieren verursachen können (Verformung, Einsturz);
- Vorkommen von Blöcken oder Hindernissen, die beim Aushub Schwierigkeiten bereiten können und eine Beurteilung ihrer Größe und Häufigkeit, sofern zutreffend;
- Vorkommen, Lage und Festigkeit von hartem Fels oder anderer harter Stoffe, die beim Aushub Schwierigkeiten bereiten und den Einsatz von speziellem Werkzeug erfordern können;
- Vorkommen, Ausdehnung und Mächtigkeit aller Schichten, die empfindlich auf Wasser oder Beanspruchung durch Bohrwerkzeuge (z. B. Stoß, Erschütterung oder Schwingungen) reagieren können;
- Baugrundsichten, in denen eine hohe Grundwassergeschwindigkeit herrscht;
- schädliche chemische Bestandteile im Grundwasser, Boden und Fels sowie die Wassertemperaturen sofern gefordert;
- schädliche chemische Bestandteile von Auffüllungen;
- Vorhandensein von vorbehandelten Böden, die sich während des Aushubs ungünstig auswirken können;
- Bergbau unter der Baustelle; und
- Standsicherheitsprobleme im Bereich der Baustelle (z. B. Standsicherheit von Böschungen).

5.2.2 Die Wasserdruckhöhen der verschiedenen Grundwasserstockwerke im Bereich der Baustelle sind gesondert und über einen ausreichenden Zeitraum zu überwachen, um die höchsten Wasserstände einzuschätzen, die während der Herstellung der Pfähle auftreten können.

5.2.3 Besondere Aufmerksamkeit ist auf artesische Bedingungen zu richten.

5.2.4 Die Festigkeit von Boden und Fels ist durch Labor- und/oder durch Feldversuche über die ganze Länge der Bohrpfähle und bis zu einer bestimmten Tiefe unterhalb des Bohrpfahlfußes zu ermitteln.

ANMERKUNG Die Erkundungstiefe richtet sich nach der Art des Baugrundes und der Funktion der Bohrpfähle (ob für Gründungen oder Stützbauwerke).

5.2.5 Wenn gefordert wird, dass Bohrpfähle auf Fels abgesetzt werden oder in ihn einbinden, ist die Höhe der Felsoberfläche zu bestimmen.

ANMERKUNG Die zu untersuchende Fläche hängt von der Funktion der Bohrpfähle ab (ob für Gründungen oder Stützbauwerke).

5.2.6 Wenn gefordert wird, dass Bohrpfahlwände auf Fels abgesetzt werden oder in ihn einbinden, sind die Eigenschaften des Fels einschließlich des Verwitterungsgrades sowie Umfang und Richtung der Klüftung abzuschätzen.

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

6 Baustoffe und Bauprodukte

6.1 Ausgangsstoffe

6.1.1 Allgemeines

6.1.1.1 Die Baustoffe müssen den Anforderungen der betreffenden Europäischen Normen, den am Ort der Verwendung geltenden Bestimmungen und den Vorgaben der Projektspezifikation entsprechen.

6.1.1.2 Die Bezugsquellen der Baustoffe sind zu dokumentieren und dürfen nicht ohne vorherige Benachrichtigung gewechselt werden.

6.1.2 Bentonit

6.1.2.1 Es sollte zwischen Calciumbentonit, natürlichem Natriumbentonit und aktiviertem Bentonit unterschieden werden. Letzterer ist ein Natriumbentonit, der durch Ionenaustausch aus natürlichem Calciumbentonit gewonnen wird.

ANMERKUNG 1 Bentonit ist ein Ton, der hauptsächlich aus dem Mineral Montmorillonit besteht.

ANMERKUNG 2 Bentonit wird in Stützflüssigkeiten entweder in Form einer reinen Bentonitsuspension oder zusätzlich zu Polymerlösungen verwendet. Er wird auch als Bestandteil von selbsterhärtenden Suspensionen und von Tonbeton eingesetzt.

6.1.2.2 Der in Bentonitsuspensionen verwendete Bentonit darf keine schädlichen Bestandteile in solchen Mengen enthalten, die die Bewehrung oder den Beton beeinträchtigen können.

6.1.2.3 Die chemische und mineralogische Zusammensetzung des Bentonits muss bekannt sein.

6.1.3 Polymere

Polymere können in Stützflüssigkeiten als einzige Ausgangsstoffe oder als Zusätze zur Verbesserung der rheologischen Eigenschaften verwendet werden.

ANMERKUNG 1 Polymere sind Stoffe aus Kettenmolekülen, die ihrerseits aus Monomeren bestehen.

ANMERKUNG 2 Es gibt verschiedene Arten von Polymeren, von natürlichen Gummiharzen bis zu speziell angefertigten Mischungen von synthetischen Produkten.

6.1.4 Zement

6.1.4.1 Zemente für Bohrpfähle müssen zu folgenden Typen nach EN 197-1:2000 gehören:

— Portlandzement	CEM I;
— Portlandhüttenzement	CEM II/A-S und II/B-S;
— Portlandsilicastaubzement	CEM II/A-D;
— Portlandpuzzolanzement	CEM II/A-P und II/B-P;
— Portlandflugaschezement	CEM II/A-V und II/B-V;
— Portlandschieferzement	CEM II/A-T und II/B-T;
— Portlandkalksteinzement	CEM II/A-LL;
— Portlandkompositzement	CEM II/A-M (S-V) und CEM II/B-M (S-V);
— Portlandkompositzemente	CEM II/A-M (S-LL, V-LL) und CEM II/B-M (S-LL, V-LL);
— Hochofenzement	CEM III/A, III/B und III/C.

6.1.4.2 Andere Zementarten dürfen verwendet werden, wenn sie in den bautechnischen Unterlagen gefordert werden und ihre Leistungsfähigkeit für die betreffenden Verhältnisse nach EN 206-1 erwiesen ist.

6.1.4.3 Die Verwendung von Zement mit hohem Sulfatwiderstand (d. h. frei von C_3A -Tricalciumaluminat) muss den Bestimmungen am Ort der Verwendung entsprechen.

ANMERKUNG 1 Zemente mit hohem Sulfatwiderstand werden zum Beispiel in kühlen und nassen Umgebungen bei Vorhandensein von Sulfat verwendet (z. B. in Bauwerken, die Meereswasser ausgesetzt sind).

ANMERKUNG 2 Sofern keine Europäische Norm und keine örtlichen Vorschriften vorliegen, sind vergleichbare Erfahrungen und/oder besondere Untersuchungen erforderlich.

6.1.4.4 Tonerdeschmelzzement darf nicht verwendet werden.

6.1.4.5 Die Verwendung von Zement CEM II oder CEM III bzw. der teilweise Ersatz von Zement CEM I durch Zusatzstoffe vom Typ II wird empfohlen, da sich diese vorteilhaft auf den Beton auswirken, z. B. durch

- verbesserte Verarbeitbarkeit,
- verminderte Wärmeentwicklung während des Erstarrens;
- verbesserte Dauerhaftigkeit und
- geringere Wasserabgabe.

ANMERKUNG 1 Die Verwendung von Zement CEM III oder der Ersatz von Zement CEM I durch Hüttensand kann zu einer verringerten Wasserdurchlässigkeit führen.

ANMERKUNG 2 Bei Zementen mit einer Mahlfeinheit nach Blaine von $\geq 3\,800\text{ cm}^2/\text{g}$ ist die Wasserabsonderung in der Regel weniger ausgeprägt.

6.1.4.6 Zusatzstoffe vom Typ II einschließlich Flugasche, Silicastaub (wie in EN 206-1:2000 festgelegt) und Hüttensand (granulierte Hochofenschlacke) dürfen auf den Zementgehalt angerechnet werden.

6.1.4.7 Die äquivalenten Wasserzementwerte der Zusatzstoffe sind mit dem k -Wert-Ansatz nach EN 206-1:2000 festzustellen. Alternativ dürfen Hüttensand und andere Zusatzstoffe nach dem Konzept der gleichwertigen Betonleistungsfähigkeit verwendet werden.

6.1.5 Gesteinskörnungen

Gesteinskörnungen müssen EN 12620 und EN 206-1 entsprechen.

6.1.6 Zugabewasser

Zugabewasser muss EN 1008 und EN 206-1 entsprechen.

6.1.7 Zusatzstoffe

Die Verwendung von Zusatzstoffen muss EN 206-1 entsprechen.

6.1.8 Zusatzmittel

6.1.8.1 Zusatzmittel müssen EN 934-2 entsprechen.

6.1.8.2 Sofern keine entsprechenden Europäischen Normen vorliegen, muss die Anwendung von Zusatzmitteln den nationalen Normen und/oder den Bestimmungen, die am Ort der Verwendung des Betons gelten, entsprechen.

6.1.8.3 Zusatzmittel sind nach der Projektspezifikation und den Herstellerangaben zu verwenden.

DIN EN 1536:2010-12

EN 1536:2010 (D)

6.2 Stützflüssigkeiten

6.2.1 Bentonitsuspensionen

6.2.1.1 Bentonitsuspensionen sind entweder mit natürlichem oder mit aktiviertem Natriumbentonit herzustellen.

6.2.1.2 In bestimmten Fällen, z. B. wenn die Dichte der Suspension erhöht werden muss, dürfen geeignete inerte Stoffe zugegeben werden.

6.2.1.3 Sofern keine besonderen Umstände (siehe Anmerkung 1) vorliegen, müssen Bentonitsuspensionen im frischen Zustand die Bedingungen der Tabelle 1 und Bentonitsuspensionen vor der Wiederverwendung bzw. vor dem Betonieren die Bedingungen der Tabelle 2 erfüllen.

ANMERKUNG 1 Besondere Umstände sind z. B.:

- Böden oder Fels mit hoher Durchlässigkeit oder mit Hohlräumen, die zu Suspensionsverlusten führen können;
- hohe Grundwasserdrücke (gespannte oder artesische Bedingungen);
- lockerer Sand oder weiche Böden (typischerweise mit $q_c < 300$ kPa oder $c_u < 15$ kPa);
- Vorhandensein von Salzwasser.

ANMERKUNG 2 Eine Bentonitsuspension mit ausreichender Fließgrenze kann erforderlich sein, z. B. um die Eindringung in den Boden einzuschränken.

6.2.1.4 Für den Zustand vor dem Betonieren ist in besonderen Fällen, wie z. B. bei Salzwasser oder bei sehr weichen Böden, ein Wert bis zu $1,20 \text{ g/cm}^3$ für die Dichte erlaubt.

6.2.1.5 Im Zustand vor dem Betonieren sind in besonderen Fällen 6 % Massenanteile an Sand erlaubt, z. B. für Reibungspfähle oder unbewehrte Pfähle.

6.2.1.6 Wenn die Bentonitsuspension auch als Transportmittel für das ausgehobene Material dient (Dickspülung), sind für die wiederverwendete Suspension höhere Dichten während des Aushubvorganges erlaubt.

Tabelle 1 — Eigenschaften von Bentonitsuspensionen im frischen Zustand

Eigenschaft^a	Werte
Dichte, in g/cm^3	< 1,10
Marsh-Zeit, in s	32 bis 50
Filtratwasserabgabe, in cm^3	< 30
pH-Wert	7 bis 11
Filterkuchendicke, in mm	< 3
^a Für die Prüfverfahren siehe Tabelle 2, Anmerkungen a bis c.	

Tabelle 2 — Eigenschaften von Bentonitsuspensionen

Eigenschaft ^a	Zustand	
	zur Wiederverwendung	vor dem Betonieren
Dichte, in g/cm ³	nicht anzuwenden	< 1,15
Marsh-Zeit ^b , in s	32 bis 60	32 bis 50
Filtratwasserabgabe ^c , in cm ³	< 50	nicht anzuwenden
pH-Wert ^d	7 bis 12	nicht anzuwenden
Sandgehalt, in Volumen-%	nicht anzuwenden	< 4
Filterkuchendicke, in mm	< 6	nicht anzuwenden
^a Die Marsh-Zeit, die Filtratwasserabgabe, der Sandgehalt und der Filterkuchen können z. B. mit den Prüfungen nach EN ISO 13500 ermittelt werden. ^b Die Marsh-Zeit ist die Zeit, die ein Volumen von 946 ml der Betonitsuspension benötigt, um aus dem Marsh-Trichter auszulaufen. Ein Volumen von 1 000 ml darf verwendet werden; in diesem Fall müssen die in den Tabellen 1 und 2 angegebenen Marsh-Zeiten entsprechend angepasst werden. ^c Die Dauer der Prüfung der Filtratwasserabgabe darf für Regelkontrollprüfungen auf 7,5 min reduziert werden. In diesem Fall müssen die Werte für die Filtratwasserabgabe und für den Filterkuchen entsprechend angepasst werden. Die Filtratwasserabgabe für die Prüfung mit einer Dauer von 7,5 min beträgt etwa die Hälfte vom Wert, der nach 30 min erreicht wird. ^d Anhaltswerte.		

6.2.2 Polymerlösungen

6.2.2.1 Polymere können in Verbindung mit Bentonit oder allein für die Herstellung einer Stützflüssigkeit verwendet werden.

6.2.2.2 Die Verwendung von Polymerlösungen muss auf der Grundlage von Versuchsbohrungen im Originalmaßstab auf der Baustelle oder vergleichbarer Erfahrung unter ähnlichen oder ungünstigeren geotechnischen Bedingungen erfolgen.

ANMERKUNG In EN 1997-1 wird vergleichbare Erfahrung als Erfahrung definiert, die mit ähnlichen Bauwerken unter ähnlichen Bedingungen gewonnen wurde sowie ausführlich dokumentiert oder auf andere Weise eindeutig belegt ist.

6.2.2.3 Sofern keine entsprechenden Europäischen Normen vorliegen, sind für die Zubereitung, Aufbereitung und Kontrolle der Suspensionen die jeweiligen nationalen Normen oder Anforderungen oder, wo diese nicht zutreffen, die Herstellerangaben anzuwenden.

6.3 Beton

6.3.1 Allgemeines

6.3.1.1 Sofern nicht anders festgelegt, muss Beton, der für Bohrpfähle aus Ortbeton verwendet wird, den Anforderungen nach EN 206-1 entsprechen.

6.3.1.2 Ortbeton muss so zusammengesetzt sein, dass er sich beim Einbringen nur minimal entmischt, leicht um die Bewehrung fließt und, nach dem Erstarren, ein dichtes Material geringer Wasserdurchlässigkeit bildet.

6.3.1.3 Der Beton muss im erhärteten Zustand den Anforderungen an die Festigkeit und Dauerhaftigkeit und im frischen Zustand den Anforderungen an die Konsistenz entsprechen.

DIN EN 1536:2010-12

EN 1536:2010 (D)

ANMERKUNG 1 Die Druckfestigkeitsklassen für erhärteten Beton sind in EN 206-1:2000 angegeben. Der Bereich, der in der Regel für Bohrpfähle verwendet wird, liegt zwischen C20/25 und C45/55.

ANMERKUNG 2 Für die Primärpfähle für Pfahlwände wird üblicherweise Beton oder Mörtel einer niedrigeren Festigkeitsklasse verwendet (siehe Bild 6).

ANMERKUNG 3 Beton mit einer höheren Festigkeit darf verwendet werden.

6.3.2 Gesteinskörnungen

6.3.2.1 Um die Entmischung zu minimieren, dürfen Gesteinskörnungen keine Ausfallkörnung aufweisen; runde Gesteinskörnungen werden bevorzugt.

6.3.2.2 Das Größtkorn der Gesteinskörnung darf 32 mm oder $\frac{1}{4}$ des lichten Abstandes der Längsbewehrungsstäbe nicht überschreiten. Der kleinere Wert ist maßgebend.

6.3.2.3 Der Feinkornanteil muss der Tabelle 3 entsprechen.

6.3.2.4 Gefrorene Gesteinskörnungen sind so zu erwärmen, dass kein anhängendes Eis oder Reif in die Mischung gelangt.

6.3.3 Zementgehalt

6.3.3.1 Der Zementgehalt von Beton für Bohrpfähle muss der Tabelle 3 entsprechen.

6.3.3.2 Bei Gesteinskörnungen kleiner als 4 mm sollte der Zementgehalt erhöht werden.

Tabelle 3 — Mindestzementgehalt und Feinkornanteil von Beton

Zementgehalt:	
Einbringen im Trockenen	$\geq 325 \text{ kg/m}^3$
Einbringen unter Wasser	$\geq 375 \text{ kg/m}^3$
Feinkornanteil^a	
Größtkorn $d > 8 \text{ mm}$	$\geq 400 \text{ kg/m}^3$
Größtkorn $d \leq 8 \text{ mm}$	$\geq 450 \text{ kg/m}^3$
^a Feinanteil: $d < 0,125 \text{ mm}$ (einschließlich Zusatzstoffen und Zement).	

6.3.4 Wasserzementwert

6.3.4.1 Der Wasserzementwert muss EN 206-1 entsprechen.

6.3.4.2 Der Wasserzementwert darf 0,60 nicht überschreiten.

6.3.4.3 Um den Frischbeton bei hohen Umgebungstemperaturen zu kühlen, darf das Wasser gekühlt werden oder es darf bis zu 50 % seiner Masse durch Eisgrus ersetzt werden.

6.3.5 Zusatzmittel

6.3.5.1 Die verwendeten Zusatzmittel müssen EN 206-1 entsprechen.

ANMERKUNG 1 Übliche Betonzusatzmittel sind:

- Betonverflüssiger;
- Fließmittel und
- Erstarrungsverzögerer.

ANMERKUNG 2 Zusatzmittel werden verwendet:

- um eine Betonmischung mit hoher Plastizität zu erreichen;
- um die Fließfähigkeit des Betons zu verbessern;
- um die Wasserabgabe auf ein Mindestmaß zu reduzieren und um Nesterbildungen oder Entmischen zu vermeiden, die Folge eines hohen Wassergehaltes sein können;
- um die Zeit der Verarbeitbarkeit so zu verlängern, wie es für das Betonieren erforderlich ist, und als Vorsorge für etwaige Unterbrechungen des Betoniervorganges.

ANMERKUNG 3 Eine unsachgemäße Anwendung von Zusatzmitteln kann Schäden verursachen.

6.3.5.2 Beton mit einer Konsistenzklasse F5 oder höher (bzw. S4 oder höher) darf ohne Fließmittel hergestellt werden.

6.3.5.3 Wenn Bohrpfähle in kaltem Klima hergestellt werden und der umgebende Boden im oberen Pfahlbereich nach dem Betonieren ausgehoben werden muss, dürfen Luftporenbildner für den Beton in dem Pfahlbereich verwendet werden, welcher der Frosteinwirkung ausgesetzt sein wird.

6.3.6 Frischbeton

6.3.6.1 Der Beton für Bohrpfähle muss haben:

- einen hohen Widerstand gegen Entmischung;
- eine hohe Plastizität und einen guten Zusammenhalt;
- eine gute Fließfähigkeit;
- die Fähigkeit, sich selbst ausreichend zu verdichten; und
- eine ausreichende Verarbeitbarkeit für die Dauer des Betonierens und das Ziehen einer vorübergehenden Verrohrung.

6.3.6.2 Zur Bewertung der Konsistenz des Frischbetons kann die Prüfung zur Bestimmung des Setzmaßes oder der Ausbreitversuch angewendet werden. Es gilt das in EN 206-1:2000 festgelegte Konzept der Zielwerte.

6.3.6.3 Die Zielwerte und Toleranzen für die Konsistenz von Frischbeton vor dem Einbringen müssen für unterschiedliche Einbaubedingungen Tabelle 4 entsprechen.

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

Tabelle 4 — Zielwerte und Toleranzen für die Konsistenz von Frischbeton für unterschiedliche Einbaubedingungen

Ausbreitmaß Ø (mm)	Setzmaß H (mm)	Typische Anwendungsbedingungen (Beispiele)
500 +/–30	150 +/–30	— Betonieren im Trockenen
560 +/–30	180 +/–30	— Pumpbeton oder — mit Kontraktorrohren eingebrachter Unterwasserbeton
600 +/–30	200 +/–30	— im Kontraktorverfahren unter Stützflüssigkeit eingebrachter Beton
ANMERKUNG Das gemessene Setzmaß (H) oder Ausbreitmaß (Ø) sollte auf 10 mm gerundet werden.		

6.3.6.4 Sofern erforderlich, sollte die zeitliche Veränderung der Konsistenz des Betons überwacht werden.

ANMERKUNG Bei längeren Betonvorgängen ist ein Mindestsetzmaß von 100 mm 4 Stunden nach dem Mischen üblich.

6.3.6.5 In Fällen, in denen die Betonzusammensetzung und die Zielwerte nach Tabellen 3 und 4 keine Mischung hoher Dichte ermöglichen, dürfen Zementgehalt und Konsistenz angepasst werden.

6.3.6.6 Beton, der als Pumpbeton oder Unterwasserbeton (Konsistenz $\text{Ø} \geq 560$ mm oder $H \geq 180$ mm) eingebracht wird, darf ohne Anwendung eines Fließmittels hergestellt werden.

6.3.7 Herstellung des Betons

6.3.7.1 Die Herstellung des Betons sowie die Konformität und die Produktionskontrolle müssen mit EN 206-1 übereinstimmen.

ANMERKUNG Es darf sowohl Transportbeton als auch Baustellenbeton verwendet werden.

6.3.7.2 Eine nachträgliche Wasserzugabe ist nicht zulässig, es sei denn, sie ist für das korrekte Einmischen von Zusatzstoffen und Zusatzmitteln unmittelbar vor dem Einbringen des Betons erforderlich. Hierbei ist der vorgeschriebene Wasserzementwert einzuhalten.

6.3.8 Probenahme und Prüfung auf der Baustelle

6.3.8.1 Alle Probenahmen und Prüfungen des Frischbetons auf der Baustelle müssen mit EN 13670 und den bautechnischen Unterlagen übereinstimmen.

ANMERKUNG 1 Die Konformitätskontrolle zur Bestätigung, dass die Eigenschaften des Betons mit der Projektspezifikation übereinstimmen, gehört zu den Aufgaben des Herstellers (siehe EN 206-1).

ANMERKUNG 2 In besonderen Fällen können zusätzliche Probenahmen am Ort der Betonannahme auf der Baustelle unmittelbar vor dem Einbringen zur Prüfung der Betoneigenschaften erforderlich sein (z. B. für Spitzendruckpfähle auf Fels, Einzelbohrpfähle, hohe Biegebeanspruchungen oder wenn der Beton nicht nach einem zertifizierten Qualitätssicherungssystem hergestellt wird).

6.3.8.2 Die Mindestanzahl der Probezylinder oder Probewürfel für eine Probe beträgt drei.

6.3.8.3 Wird der Beton nicht nach einem zertifizierten Qualitätssicherungssystem hergestellt, ist die Betonprobenahme wie folgt auszuführen:

- je eine Probe von den ersten drei Bohrpfählen der Baustelle;
- je eine Probe für jeweils fünf folgende Bohrpfähle (bzw. für jeweils 15 Bohrpfähle, wenn die Betonmenge je Pfahl 4 m³ oder geringer ist);
- zwei zusätzliche Proben nach Arbeitsunterbrechungen länger als sieben Tage;
- mindestens eine Probe für je 75 m³ Beton, die an einem Tag eingebracht werden; und
- mindestens eine Probe für jeden Bohrpfahl, für den wegen der Betonspannungen eine Festigkeitsklasse C35/45 und höher erreicht werden muss.

6.3.8.4 Wenn der Beton nicht nach einem zertifizierten Qualitätssicherungssystem hergestellt wird, ist die charakteristische Druckfestigkeit für jede Probe an mindestens einem Probekörper im Alter von sieben Tagen und an mindestens einem Probekörper im Alter von 28 Tagen zu bestimmen (siehe Anmerkung).

ANMERKUNG Für jede Probe ist mindestens ein Probekörper aufzuheben, bis die Übereinstimmung der Betondruckfestigkeit mit den Anforderungen an Probekörpern, die im Alter von 28 Tagen zu prüfen sind, beurteilt wurde.

6.3.8.5 Wenn der Beton nach einem durchgängigen, zertifizierten Qualitätssicherungssystem hergestellt wird, dürfen abweichende Prüfanforderungen für die Baustelle festgelegt werden.

6.3.8.6 Die Anzahl der Prüfungen der Konsistenz, der Betontemperatur und der Verarbeitbarkeitszeit muss den bautechnischen Unterlagen entsprechen.

ANMERKUNG Hinweise hierzu sind in Anhang B, Tabellen B.1 bis B.4 angegeben.

6.3.8.7 Die Aufzeichnungen aller Betonprüfungen sind aufzubewahren. Die Ergebnisse sind im Betonierprotokoll zu vermerken.

6.4 Verpressmörtel

6.4.1 Sofern keine entsprechenden Europäischen Normen vorliegen, sind Zement-Bentonit-Mörtel oder andere Verpressmörtel in Übereinstimmung mit den entsprechenden nationalen Normen und/oder den am Ort der Verwendung geltenden Bestimmungen herzustellen, nachzubehandeln und zu kontrollieren.

ANMERKUNG Die Anforderungen der drei Europäischen Normen für Einpressmörtel für Spannglieder, d. h. EN 445, EN 446 und EN 447, sind nicht auf diese Norm anwendbar.

6.4.2 Die Zusammensetzung des Verpressmörtels, die Verpresstechnik und die Verfahrensweise sind entsprechend dem Zweck (z. B. äußere Verpressung von Betonfertigteilen, Sohl- oder Mantelverpressung) und den Baugrundverhältnissen zu planen, durchzuführen und zu dokumentieren.

6.4.3 Bei der Wahl des Zements für eine Verpressung gegen den Baugrund ist bekannten oder möglicherweise vorhandenen aggressiven Stoffen Rechnung zu tragen.

6.4.4 Der Wasserzementwert sollte den tatsächlichen Baugrundverhältnissen angepasst werden.

ANMERKUNG Die Wasserzementwerte liegen gewöhnlich zwischen 0,40 und 0,55 oder auch darüber, wenn dies als erforderlich erachtet wird.

6.4.5 Für die Herstellung pumpbarer Verpressmischungen mit geringer Wasserabgabe dürfen Zusatzmittel verwendet werden.

DIN EN 1536:2010-12 **EN 1536:2010 (D)**

6.5 Bewehrung

6.5.1 Die in Bohrpfählen verwendete Bewehrung muss den maßgebenden Europäischen Normen, dieser Norm und den bautechnischen Unterlagen entsprechen.

6.5.2 Die in Bohrpfählen verwendeten Bewehrungskörbe müssen EN 10080 entsprechen.

6.5.3 Die in Bohrpfählen verwendeten Stahleinbauteile müssen EN 10025-2, EN 10210 (alle Teile), EN 10219 (alle Teile), EN 10248 (alle Teile), EN 10249 (alle Teile) und EN 13670, soweit zutreffend, entsprechen.

ANMERKUNG Es dürfen verschiedene Arten von Stahleinbauteilen verwendet werden, z. B. kaltgeformte oder warmgewalzte Spundwandprofile oder tragende Stahlhohlprofile usw..

6.5.4 Andere Materialien als Stahl, z. B. Glasfasern, dürfen als Bewehrung verwendet werden, sofern ihre Eignung nachgewiesen wurde und sie den Anforderungen der bautechnischen Unterlagen entsprechen.

6.5.5 In Bohrpfählen dürfen Metalleinbauteile, z. B. Rohre für Prüfzwecke, aus galvanisiertem Stahl oder solchen Metallen, bei denen die Gefahr von elektrostatischen Wirkungen und einer damit verbundenen elektrochemischen Korrosion der Bewehrung besteht, nicht verwendet werden, sofern nicht besondere Schutzvorkehrungen getroffen werden.

ANMERKUNG Elektrostatische Wirkungen können auch Stützflüssigkeiten nachteilig beeinflussen, z. B. durch Bildung einer Bentonitschicht in Bentonitsuspensionen oder von spinnennetzförmigen Strukturen in Polymerlösungen, die ein erfolgreiches Betonieren verhindern können.

6.6 Weitere Einbauteile

6.6.1 Einbauteile (z. B. Rohre, Instrumentierungen) müssen den maßgebenden Europäischen Normen entsprechen.

6.6.2 Sofern keine maßgebenden Europäischen Normen zur Verfügung stehen, müssen die Einbauteile nationalen Normen und/oder den Vorgaben des Herstellers entsprechen.

7 Hinweise zu Entwurf und Bemessung

7.1 Allgemeines

7.1.1 Die dem Entwurf und der Bemessung von Bohrpfählen zu Grunde zu legenden Europäischen Normen sind EN 1990, EN 1991 (alle Teile), EN 1992 (alle Teile), EN 1993 (alle Teile), EN 1994 (alle Teile), EN 1997 (alle Teile) und EN 1998 (alle Teile). Abschnitt 7 betrifft Sachverhalte, welche sich aus der Herstellung von Bohrpfählen ergeben und auf deren Entwurf und Bemessung auswirken können.

7.1.2 Bei dem Entwurf und der Bemessung von Bohrpfählen sind die in 8.1 angegebenen Herstellungstoleranzen sowie die in Abschnitt 8 festgelegten Ausführungsbedingungen zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Zum Beispiel ist die Exzentrizität der auf den Pfahlkopf aufgebrachten Kräfte als die Summe der horizontalen und vertikalen Toleranzen zwischen der Arbeitsebene und der Kapphöhe zu bestimmen.

7.1.3 In aggressiven Böden und/oder aggressivem Grundwasser ist ausreichender Schutz z. B. durch die Betonrezeptur oder eine bleibende Hülse vorzusehen.

ANMERKUNG 1 Bei kontaminierten Böden und Wässern sind zusätzliche Risiken möglich (z. B. Schwermetalle, die verzögern oder die Porenstruktur im Betongefüge verändern).

ANMERKUNG 2 Bei besonders stark angreifendem Grundwasser oder Boden ist es möglich, dass durch die Betonrezeptur allein kein ausreichender Schutz erzielt wird.

ANMERKUNG 3 Ein zuverlässiger Schutz des Frischbetons gegen Grundwasserströmung, die zu Auswaschungen führen kann, kann durch eine bleibende Verrohrung oder Hülse erreicht werden.

7.1.4 Die Auswirkung des Einbaus einer bleibenden Verrohrung auf das Ziehen der vorübergehenden Verrohrung und/oder auf die Mantelreibung sollte bei der Bemessung berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Durch die Verwendung von Hülsen kann die Mantelreibung beeinflusst werden und deren Wert daher als unsicher gelten.

7.1.5 Ein Bohrpfahl darf als unbewehrtes Betonelement entworfen und bemessen werden, wenn

- der Bohrpfahl in Übereinstimmung mit 7.1.6 und 7.1.8 eine Pfahlkopfbewehrung erhält, und
- die Bemessungswerte der Einwirkungen und/oder die Einwirkungen aus Baubetrieb und/oder die Einwirkungen aus dem Untergrund nur Druckspannungen im Bohrpfahl erzeugen.

7.1.6 Zur Aufnahme unplanmäßiger Lasten (z. B. solcher aus dem gesamten Baubetrieb) müssen unbewehrte Pfähle eine Pfahlkopfbewehrung erhalten.

ANMERKUNG Fußaufweitungen erhalten üblicherweise keine zusätzliche Bewehrung, die stärker dimensioniert ist als dies für den Schaft erforderlich ist.

7.1.7 In weichen oder lockeren Böden sollten Bohrpfähle über die entsprechende Länge bewehrt werden.

ANMERKUNG Beispiele für die Eigenschaften von weichem oder lockerem Boden (z. B. Kohäsion von weichem Ton, Lagerungsdichte und Spitzenwiderstand von lockerem Sand) sind EN 1997-2 zu entnehmen.

7.1.8 Wenn aufgrund der Bemessung keine Bewehrung erforderlich ist, sollten Anschlusseisen oder ein anderes Mittel im Pfahlkopf angeordnet werden, um die Mitte des Pfahles zu kennzeichnen.

ANMERKUNG 1 Bohrpfähle mit Kopferweiterung werden in der Regel mit Anschlusseisen im Pfahlkopf hergestellt.

ANMERKUNG 2 Wenn die Betonierhöhe zu tief liegt und/oder nach dem Kappen sind Anschlusseisen nicht zur Kennzeichnung der Bohrpfahlmitte geeignet.

7.1.9 Sofern in den bautechnischen Unterlagen erlaubt, dürfen Bewehrungskörbe nach dem Betonieren eingebracht werden.

ANMERKUNG Eine besonders robuste und steife Ausbildung der Bewehrungskörbe kann erforderlich sein.

7.2 Bohrpfahlwände

7.2.1 Bei der Bemessung von Bohrpfahlwänden sollten nur die bewehrten Pfähle berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Bei überschrittenen Bohrpfahlwänden sind in der Regel die vorlaufenden Pfähle (Primärpfähle) über ihre gesamte Länge unbewehrt; die nachlaufenden Pfähle (Sekundärpfähle) sind bewehrt und werden nach den angrenzenden vorlaufenden unbewehrten Pfählen hergestellt.

7.2.2 An die geometrischen Herstellungstoleranzen bei Pfahlwänden können höhere Anforderungen gestellt werden, als in 8.2 angegeben ist, insbesondere wenn Dichtigkeit gegen Wasser oder Boden erforderlich ist.

7.2.3 Die Neigung, der Abstand, die maximalen geometrischen Herstellungstoleranzen, die Überschneidung und die Anforderungen an die Wasserundurchlässigkeit der Fugen sind in den bautechnischen Unterlagen festzulegen.

7.3 Bodenaushub

7.3.1 Wenn Bohrpfähle in eine tragende Schicht oder in Fels einzubinden sind, sind in der Bemessung die Form, die Mindesteinbindetiefe und die geforderten Baugrundeigenschaften im Einbindebereich anzugeben.

7.3.2 Wenn die Baugrundverhältnisse von den bautechnischen Unterlagen abweichen, ist der Entwurfsverfasser zu benachrichtigen und es sind angemessene Maßnahmen zu treffen.

DIN EN 1536:2010-12

EN 1536:2010 (D)

7.3.3 Auf Druck beanspruchte Bohrpfähle dürfen nicht auf Hindernissen gegründet werden, es sei denn,

- eine ausreichende Tragfähigkeit ist nachgewiesen, sowie
- ein vollflächiger Sitz und
- ein ähnliches Verformungsverhalten wie das der Nachbarpfähle können erreicht werden.

7.3.4 Wenn Bohrpfähle vor dem Erreichen der planmäßigen Gründungstiefe auf ein undurchdringbares Hindernis treffen, ist der Entwurf auf verfügbare Kenntnisse über das Hindernis hin zu überarbeiten.

ANMERKUNG In solchen Fällen können zusätzliche Bohrpfähle oder Ersatzbohrpfähle mit einem gleichwertigen Tragverhalten erforderlich sein.

7.3.5 Fuß- oder Schaftaufweitungen sind nur zu planen, wenn die vorgesehene geometrische Form in kontrollierbarer Weise ausgeführt und mit geeigneten Mitteln überprüft werden kann.

7.3.6 Fußaufweitungen dürfen nicht in instabilen Böden vorgeschrieben werden, wie:

- lockeren Sanden;
- gleichförmigen Sanden im Grundwasser oder
- weichen oder empfindlichen Tonen.

7.3.7 Schaftaufweitungen sind nur bei vertikalen Pfählen in standfestem Baugrund erlaubt.

7.4 Betonfertigteile

7.4.1 Entwurf, Bemessung, Ausführung und Überwachung von Betonfertigteilen müssen mit EN 1992 (alle Teile) und EN 12794 übereinstimmen.

7.4.2 Die Bemessung muss die Handhabung, den Transport und den Einbau berücksichtigen; jegliche Einschränkungen sind auf den Fertigteilen zu vermerken.

7.4.3 Die Betondeckung muss den Anforderungen für die jeweilige Expositionsklasse entsprechen.

7.4.4 Die Haftspannung zwischen dem äußeren Verpressgut und dem Betonfertigteil ist nachzuweisen.

7.5 Bewehrung

7.5.1 Allgemeines

7.5.1.1 Die Bemessung der Anschlusseisen oder Dübel zur Verbindung mit dem aufgehenden Bauwerk muss EN 1992 (alle Teile) entsprechen.

7.5.1.2 Ein Abrostungszuschlag ist beim Entwurf vorzusehen, wenn ein Stahlrohr oder eine bleibende Verrohrung als Konstruktionsteil verwendet wird, es sei denn, ein Korrosionsschutz ist bereits natürlich vorhanden oder die ganze Oberfläche wird durch eine ausreichende Überdeckung aus Beton oder Verpressmörtel oder durch andere Maßnahmen vor Korrosion geschützt.

7.5.1.3 Alle Maßnahmen zur Aussteifung der Bewehrungskörbe sollten in den Ausführungszeichnungen dargestellt werden.

7.5.1.4 Die Übergreifungsstöße der Bewehrungsstäbe sollten nicht in der Nähe des Bereiches der maximalen Biegebeanspruchung liegen.

7.5.2 Längsbewehrung

7.5.2.1 Wenn eine Bentonit-, Ton- oder Polymersuspension als Stützflüssigkeit verwendet wird, darf als Längsbewehrung nur Rippenstahl eingesetzt werden.

7.5.2.2 Bei bewehrten Pfählen muss die Längsbewehrung den Mindestwerten der Tabelle 5 entsprechen, sofern durch die Bemessung nichts anderes festgelegt ist.

Tabelle 5 — Mindestlängsbewehrung

Nennquerschnitt des Bohrpfahles A_C	Querschnittsfläche der Längsbewehrung A_S
$A_C \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_S \geq 0,5 \% A_C$
$0,5 \text{ m}^2 < A_C \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_S \geq 0,0025 \text{ m}^2$
$A_C > 1,0 \text{ m}^2$	$A_S \geq 0,25 \% A_C$

7.5.2.3 Als Längsbewehrung für bewehrte Bohrpfähle sind mindestens vier Stäbe mit 12 mm Durchmesser anzusetzen.

7.5.2.4 Für Schlitzwandelemente muss der Minstdurchmesser der Stäbe 12 mm betragen, und es sind mindestens drei Stäbe je Meter an jeder Längsseite des Bewehrungskorbes zu verwenden.

7.5.2.5 Der Abstand zwischen den Längsstäben sollte stets möglichst groß gewählt werden, um ein einwandfreies Fließen des Betons zu ermöglichen, sollte jedoch 400 mm nicht überschreiten.

7.5.2.6 Der lichte horizontale Abstand zwischen den Längsstäben oder Stabbündeln einer Lage darf 100 mm nicht unterschreiten.

7.5.2.7 Vorausgesetzt, dass das Größtkorn der Gesteinskörnungen 20 mm nicht übersteigt, darf der lichte horizontale Abstand zwischen den Längsstäben oder Bündeln einer Lage im Bereich der Stöße auf 80 mm verringert werden.

7.5.2.8 Mehrlagige Längsbewehrungen sollten so weit wie möglich vermieden werden.

7.5.2.9 Bei mehrlagiger Längsbewehrung

- müssen die Stäbe der Lagen radial hintereinander liegen und
- muss der kleinste lichte Abstand zwischen den Stäben verschiedener Lagen größer als der 2fache Stabdurchmesser oder das 1,5fache des Größtkorns der Gesteinskörnungen sein, wobei der größere Wert maßgebend ist.

7.5.2.10 Bei Bohrpfählen mit Kreisquerschnitt sollten unsymmetrische Bewehrungskörbe vermieden werden.

ANMERKUNG Wenn Längsbewehrungstäbe nicht gleiche Abstände haben, sind zur Lagesicherung des Bewehrungskorbes beim Einbau und während des Betonierens besondere Maßnahmen erforderlich.

7.5.3 Querbewehrung

7.5.3.1 Die Durchmesser der Querbewehrung sollten Tabelle 6 entsprechen.

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

Tabelle 6 — Empfohlene Durchmesser der Querbewehrung

Querbewehrung	Durchmesser der Querbewehrung
Rechteckige und runde Bügel oder Wendelbewehrung	$\geq 6 \text{ mm}$ und $\geq \text{ein Viertel des Größtdurchmessers der Längsbewehrung}$
Stäbe von Baustahlmatten als Querbewehrung	$\geq 5 \text{ mm}$
ANMERKUNG Werden Flachstäbe als Querbewehrung verwendet, ist eine Mindestdicke von 3 mm üblich.	

7.5.3.2 Der lichte Abstand der Querbewehrung darf nicht kleiner sein, als in 7.5.2 für die Längsbewehrung gefordert.

7.5.3.3 Längsstäbe oder Längsstabbündel, die in Ecken eines Bewehrungskorbes angeordnet sind, sollten durch Querbewehrung gehalten werden.

7.5.3.4 Aussteifungsringe oder andere Versteifungen des Bewehrungskorbes dürfen nur dann als Querbewehrung angesehen werden, wenn sie ausreichend mit den Längsstäben verbunden sind.

7.6 Rohre und Stahlprofile als Bewehrung

7.6.1 Die Bemessung von Rohren oder Stahlprofilen als Spezialbewehrung muss mit EN 1992 (alle Teile), EN 1993 (alle Teile) oder EN 1994 (alle Teile), soweit zutreffend, übereinstimmen.

7.6.2 Um die Lage der Spezialbewehrung zur Bohrpfahlachse und die richtige Betondeckung auf ganzer Länge einzuhalten, ist eine Einbauanweisung aufzustellen.

7.6.3 Die Haftspannung zwischen dem äußeren Verpressgut und dem Stahlprofil oder dem Rohr ist nachzuweisen.

7.7 Mindest- und Nennbetondeckung

7.7.1 Die Mindestbetondeckung muss hinsichtlich der Expositionsklassen und des Verbundes EN 1992 (alle Teile) entsprechen.

7.7.2 Die Mindestbetondeckung hinsichtlich der Ausführung darf nicht kleiner sein als

- 75 mm bei Schlitzwandelementen,
- 60 mm bei Pfählen mit $D > 0,6 \text{ m}$ oder
- 50 mm bei Pfählen mit $D \leq 0,6 \text{ m}$.

ANMERKUNG Die Mindestbetondeckung ist für die Ausführung mit Bezug auf Zielwerte festgelegt, nicht mit Bezug auf die Ausführungstoleranzen (um sicherzustellen, dass der Beton unbehindert fließt). Daher entspricht die Nennbetondeckung entweder der Mindestbetondeckung hinsichtlich der Expositionsklasse und des Verbundes oder der Mindestbetondeckung hinsichtlich der Ausführung, wobei der größere Wert maßgebend ist.

7.7.3 Die Mindestbetondeckung hinsichtlich der Ausführung sollte auf 75 mm vergrößert werden:

- bei unverrohrten Pfählen in weichem Baugrund;
- bei Unterwasserbeton mit 32 mm Größtkorn der Gesteinskörnung;

- bei Verwendung von Silikastaub als Zementersatz;
- wenn die Bewehrung nachträglich in den frischen Beton eingebracht wird; oder
- bei unebener Oberfläche der Bohrlochwände.

7.7.4 Die Mindestbetondeckung hinsichtlich der Ausführung darf bei bleibender Verrohrung oder Hülse auf 40 mm in Bezug auf deren äußere Oberfläche verringert werden.

7.7.5 Abstandhalter sind zu verwenden, um das unbehinderte Fließen des Betons, die mittige Lage des Bewehrungskorbes und die erforderliche Betondeckung einzuhalten, es sei denn die Lage und die Betondeckung werden auf andere Weise sicher gestellt.

ANMERKUNG Abstandhalter können vertikale Rohre oder einzelne (flächige, rollenförmige usw.) Bauteile sein.

7.7.6 Abstandhalter sind aus dauerhaftem Material auszubilden, welches weder

- die Korrosion der Bewehrung fördert noch
- zum Abplatzen der Betondeckung führt.

7.7.7 Flächige metallische Abstandhalter sind erlaubt.

ANMERKUNG Üblich sind Abstandhalter aus Beton oder Kunststoff.

7.7.8 Bei unverrohrten Bohrungen muss die Größe der einzelnen Abstandhalter den Baugrundbedingungen angepasst sein, so dass beim Einführen der Bewehrung in die Bohrung kein Nachbruch aus der Bohrlochwand verursacht wird.

8 Ausführung

8.1 Herstellungstoleranzen

8.1.1 Geometrische Toleranzen

8.1.1.1 Sofern in den bautechnischen Unterlagen nicht anders festgelegt, sind Bohrpfähle innerhalb folgender geometrischer Toleranzen herzustellen:

a) Lageabweichungen des Ansatzpunktes von vertikalen und geneigten Pfählen in Höhe der Arbeitsebene:

- 1) $e \leq e_{\max} = 0,10 \text{ m}$ für Bohrpfähle mit D oder $W \leq 1,0 \text{ m}$;
- 2) $e \leq e_{\max} = 0,1 \times D$ für Bohrpfähle mit $1,0 \text{ m} < D$ oder $W \leq 1,5 \text{ m}$;
- 3) $e \leq e_{\max} = 0,15 \text{ m}$ für Bohrpfähle mit D oder $W > 1,5 \text{ m}$;

b) Neigungsabweichung vertikaler Pfähle oder Pfähle mit einer Neigung $n \geq 15$ ($\theta \geq 86^\circ$):

- 1) $i \leq i_{\max} = 0,02$ ($\cong 0,02 \text{ m/m}$);

c) Neigungsabweichung schräger Pfähle mit einer Neigung $4 \leq n < 15$ ($76^\circ \leq \theta < 86^\circ$):

- 1) $i \leq i_{\max} = 0,04$ ($\cong 0,04 \text{ m/m}$);

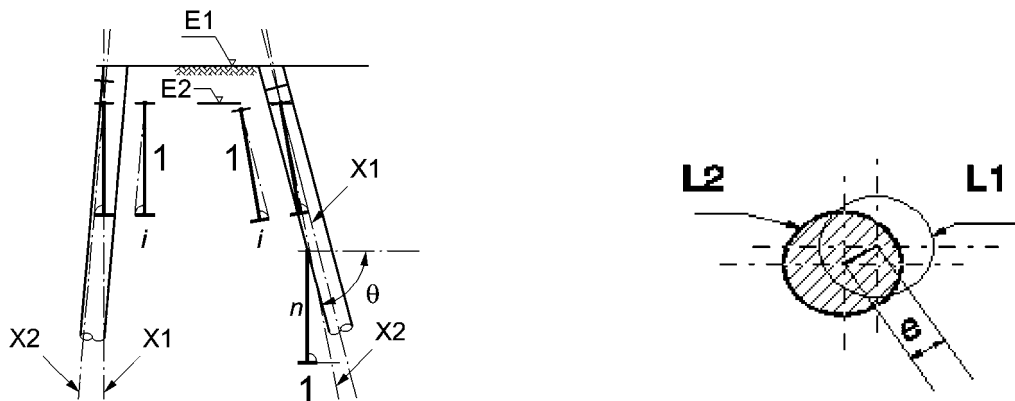
DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

d) Abweichung der Mitte von Aufweitungen zur Pfahlachse:

$$1) \quad e \leq e_{\max} = 0,1 \times D \text{ (oder } W).$$

(siehe Bild 8).

ANMERKUNG Zur Bestimmung der Herstellungsabweichungen wird als Pfahlmitte am Pfahlkopf der Schwerpunkt der Längsbewehrung betrachtet.



a) Vertikaler Pfahl

b) Geneigter Pfahl

c) Abweichung im Grundriss

Legende

- E1 Arbeitsebene
- E2 Kapphöhe
- X1 planmäßige Pfahlachse
- X2 hergestellte Pfahlachse
- i Tangens des Winkels der Neigungsabweichung (zwischen der planmäßigen und der hergestellten Pfahlachse)
- n Neigung der planmäßigen Pfahlachse gegen die Horizontale
- θ Neigungswinkel der planmäßigen Pfahlachse gegen die Horizontale
- L1 planmäßige Lage
- L2 hergestellte Lage
- e Lageabweichung in der Höhe der Arbeitsebene

Bild 8 — Bezeichnungen der geometrischen Herstellungsabweichungen

8.1.1.2 Wenn andere Herstellungstoleranzen als die angegebenen auf Grund

- konstruktiver Anforderungen,
- der Baugrundverhältnisse,
- des verfügbaren Pfahlbohrgerätes oder
- einer sehr tief liegenden Kappebene

gefordert oder erlaubt sind, sind sie vor Beginn der Bauarbeiten zu vereinbaren.

8.1.2 Toleranzen für den Einbau von Bewehrungskörben

Sofern nicht anders festgelegt, muss die Höhe des oberen Endes des Bewehrungskorbes nach dem Betonieren eine maximale Abweichung von $\pm 0,15$ m zum planmäßigen Wert einhalten.

8.1.3 Toleranzen für das Kappen

Sofern nicht anders festgelegt, sind die Bohrpfähle so abzuspitzen bzw. zu kappen, dass eine Arbeitsfuge mit maximalen Abweichungen $+ 0,04$ m / $- 0,07$ m zur vorgesehenen Kapphöhe gebildet wird.

8.2 Aushub

8.2.1 Allgemeines

8.2.1.1 Bei der Herstellung von Bohrpfählen ist dafür zu sorgen, dass Wasser und/oder Boden nicht unkontrolliert in das Bohrloch eindringt.

ANMERKUNG 1 Ein Eindringen von Wasser und/oder Boden könnte z. B. folgendes verursachen:

- eine Störung oder Auflockerung der tragfähigen Schicht oder des angrenzenden Baugrundes;
- den Verlust der Stützung benachbarter Gründungen durch Bodenentzug;
- instabile Hohlräume neben dem Bohrpfahl;
- Schäden am Frischbeton im Bohrpfahl oder an kürzlich hergestellten, benachbarten Bohrpfählen;
- Hohlräume im Schaft während des Betonierens;
- Auswaschen von Zement.

ANMERKUNG 2 Diese Risiken bestehen besonders in:

- lockeren rolligen Böden;
- weichen bindigen Böden oder
- wechselhaftem Baugrund und;
- artesischem Grundwasser.

8.2.1.2 In Böden, die zum Fließen neigen, oder deren Struktur zusammenbrechen könnte, ist eine Stützung vorzusehen, um die Standfestigkeit des Bohrloches aufrechtzuerhalten und unkontrolliertes Eindringen von Boden und Wasser in das Bohrloch zu verhindern.

ANMERKUNG Gebräuchliche Verfahren zur Stützung des Bohrloches sind:

- Verrohrung,
- Stützflüssigkeit,
- bodengefüllte Gänge bei durchgehenden Bohrschnecken.

8.2.1.3 Die Pfähle sind so tief abzuteufen, bis sie

- die als tragend eingestufte Schicht oder
- die vorgesehene Gründungstiefe

erreichen, und sie sind so tief einzubinden, wie es in der Bemessung gefordert ist.

DIN EN 1536:2010-12

EN 1536:2010 (D)

8.2.1.4 In Fällen von

- ungünstiger Schichtung der tragenden Bodenschichten,
- Gründung auf Fels oder
- geneigter Oberfläche der tragfähigen Schicht

ist die Bohrung bis zum vollflächigen Aufsitzen des Fußes auf der vorgesehenen tragenden Schicht auszuführen.

8.2.1.5 Im Falle einer geneigten Felsoberfläche sollte die Pfahlsohle so weit waagrecht ausgeglichen werden, dass der Bohrpfahlfuß ausreichend gehalten ist und nicht abrutschen kann.

ANMERKUNG 1 Bei steiler Felsoberfläche oder ungünstiger Schichtung kann es nötig sein, tiefer auszuheben oder den Pfahlfuß mit Dübeln anzuschließen.

ANMERKUNG 2 Es kann erforderlich sein, eine Verrohrung bis zu vollem Kontakt und dichtem Anschluss an den Fels niederzubringen.

8.2.1.6 Wenn die Baugrundverhältnisse von den vorausgesetzten abweichen, sind die Festlegungen des Entwurfs und der Bemessung zu überprüfen.

ANMERKUNG Vor der Fortsetzung der Arbeiten können zusätzliche Maßnahmen erforderlich sein.

8.2.1.7 Fertiggestellte Bohrlöcher dürfen nur so lange offen bleiben wie es für

- die Reinigung und/oder Entsandung,
- die verschiedenen Überprüfungen und, falls erforderlich,
- den Einbau der Bewehrung nötig ist.

8.2.1.8 Wenn Pfähle in einem Baugrund hergestellt werden, dessen Zustand sich zeitabhängig verschlechtern kann, und es nicht möglich ist, den Bohrpfahl bis zum Ende des Arbeitstages fertigzustellen, darf eine Resttiefe von

- mindestens dem zweifachen Schaftdurchmesser aber
- nicht weniger als 1,5 m

erst am folgenden Arbeitstag unmittelbar vor dem Betonieren ausgehoben werden.

8.2.1.9 Wenn eine Bohrung vor Erreichen der planmäßigen Gründungstiefe auf ein unüberwindliches Hindernis stößt, ist die Festlegung der Bemessung zu überprüfen.

ANMERKUNG Vor der Fortsetzung der Arbeiten können zusätzliche Maßnahmen erforderlich sein (siehe 7.3.3 und 7.3.4).

8.2.1.10 Sprengungen:

- zur Beseitigung von Hindernissen oder
- zum Einbinden von Pfählen in Fels

sind nur erlaubt, wenn benachbarte Bohrpfähle oder Gebäude dadurch nicht beschädigt werden.

8.2.1.11 Die Reihenfolge der Bohrpfahlerstellung ist so zu wählen, dass Schäden an benachbarten Bohrpfählen vermieden werden.

8.2.1.12 Der Achsabstand von Bohrpfählen, die innerhalb von vier Stunden hergestellt werden, sollte mindestens den 4fachen Wert für D oder W , mindestens jedoch 2 m, betragen.

8.2.1.13 Gestörter Boden, Bohrschmant oder anderes Material, das das Tragverhalten des Pfahles beeinträchtigen könnte, ist vor dem Betonieren von der Sohle zu entfernen (Reinigen der Sohle).

8.2.2 Bohrverfahren und Bohrwerkzeuge

8.2.2.1 Bohrpfähle können in einem diskontinuierlichen oder kontinuierlichen Verfahren ausgehoben werden.

ANMERKUNG 1 Bohrwerkzeuge für diskontinuierliche Verfahren sind z. B. Greifer, Schappen, Schnecken, Bohreimer, Kernbohrer und Meißel (siehe Bilder A.1 c) bis f));

ANMERKUNG 2 Werkzeuge für kontinuierliche Verfahren sind z. B. Bohrschnecken, sowie drehend oder schlagend arbeitende Bohrwerkzeuge in Verbindung mit Schneckenförderung oder Spülverfahren zur Bodenförderung (siehe Bilder A.2 bis A.4).

8.2.2.2 Es kann erforderlich sein, die Bohrlochwand zu stützen durch:

- eine vorübergehende oder bleibende Verrohrung;
- Stützflüssigkeit; oder
- die bodengefüllten Gänge einer durchgehenden Bohrschnecke.

8.2.2.3 Die Art des Bohrwerkzeugs muss:

- den jeweiligen Boden- und Gesteinsarten, den Grundwasser- und den Umgebungsbedingungen angepasst sein;
- so ausgewählt werden, dass Auflockerungen um den Pfahl herum und unter der Pfahlsohle vermieden werden; sowie
- einen schnellen Bohrfortschritt ermöglichen.

8.2.2.4 Wenn Wasser oder Stützflüssigkeit im Bohrloch steht, darf die Auswahl und die Handhabung der Bohrwerkzeuge die Standfestigkeit des Bohrloches nicht gefährden.

8.2.2.5 Die Ziehgeschwindigkeit und der Durchmesser der Bohrwerkzeuge sind dem Bohrloch und dem Durchmesser der Verrohrung anzupassen.

ANMERKUNG Tritt zum Beispiel eine Kolbenwirkung mit negativem Einfluss auf die Standfestigkeit der Bohrlochwände auf, ist die Ziehgeschwindigkeit des Bohrwerkzeuges entsprechend anzupassen.

8.2.2.6 Es kann nötig sein, das Bohrverfahren oder das eingesetzte Bohrwerkzeug zu wechseln, um den Anforderungen zu genügen.

8.2.2.7 Für das Reinigen der Sohle dürfen andere Bohrwerkzeuge und/oder andere Bohrverfahren als für den Aushub verwendet werden.

8.2.3 Verrohrtes Bohren

8.2.3.1 Schrägpfähle mit einer Neigung $n \leq 15$ ($\vartheta \leq 86^\circ$) sind über ihre ganze Länge zu verrohren, es sei denn, es kann nachgewiesen werden, dass unverrohrte Bohrlöcher standfest sind (siehe Bild 4).

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

8.2.3.2 Verrohrungen dürfen während des Aushubs eingebracht werden mit Hilfe von

- oszillierend oder
- drehend arbeitenden Geräten

oder vor dem Aushub

- durch Rammen oder
- durch Rüttler oder ähnliche Geräte.

8.2.3.3 Einbauverfahren mit Verrohrungen müssen das einwandfreie Niederbringen und, wenn die Verrohrung nicht im Boden verbleibt, das anschließende Ziehen während oder nach dem Betonieren erlauben.

8.2.3.4 Hierzu müssen

- Verrohrungen kreisrund und ohne nennenswerte Verformungen in Längs- oder Querrichtung sein,
- Verrohrungen auf den Außendruck und die Kräfte beim Einbringen und Ziehen bemessen sein,
- temporäre Verrohrungen innen frei von signifikanten Vorsprüngen oder anhaftendem Beton sein,
- müssen Rohrverbindungen die Längskräfte und die Torsionsmomente ohne wesentliches Spiel übertragen können.

8.2.3.5 Wenn ein Schneidring am Fußende der Verrohrung nach außen übersteht, sollte der Überstand so klein wie möglich gehalten werden, aber ausreichend groß sein, um die Verrohrung einwandfrei niederbringen und wieder ziehen zu können (siehe Bild A.1 b)).

8.2.3.6 Wenn ein Bohrpfahl

- in durchlässigem Baugrund unterhalb des Grundwasserspiegels oder
- bei Untergrundverhältnissen mit artesisch gespanntem Grundwasser

gebohrt wird, ist innerhalb der Verrohrung ein Überdruck durch Wasser oder eine andere geeignete Flüssigkeit mit mindestens 1,0 m Spiegeldifferenz zum höchsten Grundwasserstand zu erzeugen und so lange aufrecht zu halten, bis der Bohrpfahl betoniert ist.

8.2.3.7 Der Überdruck darf

- bei ausreichendem Voreilmaß der Verrohrung oder
- während des Betonierens bei ausreichend hoher Frischbetonsäule im Rohr

reduziert werden.

8.2.3.8 Vorausgesetzt, dass eine wasserführende Bodenschicht in Boden mit geringer Durchlässigkeit oder in geschichtetem Boden mit dünnen durchlässigen Schichten sicher durch Voreilen der Verrohrung abgesperrt werden kann, darf der Aushub unterhalb des Grundwasserspiegels unter trockenen Bedingungen durchgeführt werden.

8.2.3.9 Während des trockenen Aushubs in solchen Böden sind zusätzliche Überprüfungen vorzunehmen und im Falle des Eindringens von Wasser ist der Aushub unter Wasserüberdruck durchzuführen.

8.2.3.10 Bei nicht standfesten Bohrlöchern muss die Verrohrung dem Aushub voreilen.

8.2.3.11 Das Voreilmaß gegenüber dem Aushub ist den Boden- und Grundwasserverhältnissen anzupassen.

ANMERKUNG Das Voreilen der Verrohrung kann erforderlich sein, um das Eindringen von Boden und Störungen unter dem Pfahlfuß, die das Tragverhalten beeinträchtigen können, zu vermeiden („Nachbrechen der Bohrlochwand“, „Bodeneintrieb“).

8.2.3.12 Das Voreilmaß oder der innere Überdruck ist zu vergrößern, wenn Sohleinbruch zu befürchten ist.

8.2.3.13 Vorübergehende Verrohrungen dürfen nur in vorher ausgehobene und mittels Flüssigkeit gestützte Bohrlöcher eingebracht werden, wenn besondere Vorkehrungen getroffen wurden, um die Verunreinigung des Betons durch die Stützflüssigkeit zu verhindern.

ANMERKUNG Anderenfalls könnten sich außerhalb der Verrohrung „Taschen“ mit eingeschlossener Stützflüssigkeit bilden, die während des Einbringens den Beton verunreinigen könnten.

8.2.3.14 Sofern erforderlich, sollte sichergestellt werden, dass während des Aushubs keine Hohlräume außerhalb der Verrohrung auftreten.

ANMERKUNG 1 Wenn zum Beispiel instabile Schichten unter Wasser unterhalb einer geringdurchlässigen Bodenschicht vorhanden sind, kann es erforderlich sein, vor dem Betonieren kleinkalibrige Bohrungen längs neben der Verrohrung zu bohren, um zu prüfen, ob Hohlräume außerhalb der Verrohrung vorhanden sind.

ANMERKUNG 2 Hohlräume außerhalb der Verrohrung können die Unversehrtheit des betonierten Pfahles beim Ziehen der Verrohrung gefährden („Einschnürung“). Auflockerungszonen können sich auch nach oben fortpflanzen und ein Absacken der Geländeoberfläche verursachen.

8.2.4 Aushub unter Stützflüssigkeit

8.2.4.1 Die Eigenschaften der Stützflüssigkeit müssen 6.2 entsprechen.

8.2.4.2 Die Stützflüssigkeit muss ganz oder teilweise ausgetauscht werden, wenn eine der Eigenschaften der Stützflüssigkeit von denen der Tabelle 2 abweicht.

8.2.4.3 Stützflüssigkeit, die beim Ausheben oder beim Betonieren wiedergewonnen wurde, darf nach geeigneter Aufbereitung erneut verwendet werden.

8.2.4.4 Der obere Abschnitt des Bohrloches bzw. des Schlitzes ist durch ein Leitrohr bzw. eine Leitwand zu schützen:

- um die Bohrwerkzeuge zu führen;
- um ein Nachbrechen des oberen lockeren Bodens zu vermeiden sowie
- aus Gründen der Arbeitssicherheit.

8.2.4.5 Der Spiegel der Stützflüssigkeit muss so hoch liegen, dass jederzeit ausreichender Überdruck vorhanden ist, um die Standfestigkeit der Bohrlochwand aufrechtzuerhalten und um ein Eindringen von Bodenteilchen in das Bohrloch zu verhindern.

8.2.4.6 Während des Aushubs und des Betonierens ist der Spiegel der Stützflüssigkeit zu jeder Zeit

- innerhalb des Leitrohres oder der Leitwände und
- mindestens 1,5 m über dem Grundwasserspiegel zu halten.

ANMERKUNG Unter besonderen Umständen (z. B. bei lockeren Sanden oder weichen Böden, siehe 6.2.1.3) kann es erforderlich sein, den Spiegel der Stützflüssigkeit zu erhöhen.

8.2.4.7 Die Höhe des Spiegels der Stützflüssigkeit darf verringert werden, wenn hierfür Erfahrungen oder Berechnungen vorliegen.

DIN EN 1536:2010-12

EN 1536:2010 (D)

8.2.4.8 Ein angemessener Vorrat an Stützflüssigkeit ist ständig vorzuhalten, der für den normalen Verbrauch sowie zum Ausgleich möglicher Verluste im Baugrund reichen muss.

ANMERKUNG Bei plötzlichem Verlust von Stützflüssigkeit kann es nötig werden, das Bohrloch zu verfüllen.

8.2.4.9 Die Arbeitsgeschwindigkeit des Bohrwerkzeuges ist zu kontrollieren und, wenn nötig, anzupassen, um eine Kolbenwirkung zu vermeiden, welche die Standfestigkeit beim Aushub beeinträchtigen kann.

8.2.4.10 Bohrlochstützung mittels Stützflüssigkeit sollte nicht für Schrägpfähle mit einer Neigung von $n \leq 15$ ($\theta \leq 86^\circ$) verwendet werden, außer, es werden besondere Vorkehrungen zum Einbringen der Bewehrung und des Betons getroffen.

8.2.5 Bohren mit durchgehender Bohrschnecke

8.2.5.1 Pfähle dürfen ohne andere Stützung der Bohrlochwände hergestellt werden, wenn eine durchgehende Bohrschnecke so verwendet wird, dass die Standfestigkeit des Bohrloches durch das Material auf den Schneckengängen erhalten bleibt.

8.2.5.2 Bohrpfähle mit durchgehender Bohrschnecke dürfen nicht mit einer Neigung von $n \leq 10$ ($\theta \leq 84^\circ$) hergestellt werden, außer es werden besondere Vorkehrungen getroffen, um die Richtung der Bohrung und die richtige Lage der Bewehrung einzuhalten.

8.2.5.3 Bohrungen mit durchgehenden Bohrschnecken sind in einem möglichst kurzen Zeitraum und mit der geringstmöglichen Anzahl an Umdrehungen der Schnecke abzuteufen, um die Auswirkungen auf den umgebenden Boden zu minimieren.

8.2.5.4 Wenn instabile Bodenschichten mit einer Mächtigkeit von mehr als dem Pfahldurchmesser angetroffen werden, ist die Machbarkeit des Herstellungsverfahrens vor Beginn der Bauausführung durch Probepfähle oder örtliche Erfahrungen nachzuweisen.

ANMERKUNG 1 Als instabil sind anzusehen:

- gleichförmige, nichtbindige Böden ($D_{60}/D_{10} < 1,5$) unter dem Grundwasserspiegel;
- lockere nichtbindige Böden mit einer Lagerungsdichte $I_D < 0,3$ oder mit entsprechend niedrigen Ergebnissen aus Pressiometersondierungen;
- Tone hoher Empfindlichkeit;
- weiche bindige Böden mit einer typischen undrännierten Scherfestigkeit $c_u < 15$ kPa.

ANMERKUNG 2 Gleichförmige, nichtbindige Böden mit $1,5 < D_{60}/D_{10} < 3,0$ unter dem Grundwasserspiegel können empfindlich sein.

ANMERKUNG 3 Bei der Korngröße D_n sind n % (Massenanteil) der Körner kleiner als die jeweilige Korngröße, z. B. D_{10} , D_{60} .

8.2.5.5 Während des Bohrens sind Vorschub und Drehgeschwindigkeit der Bohrschnecke den Bodenverhältnissen anzupassen und die Bodenförderung ist so einzuschränken, dass

- die seitliche Standfestigkeit der Bohrlochwand erhalten und
- ein Mehraushub minimiert wird.

8.2.5.6 Hierzu muss das Pfahlbohrgerät über ein ausreichendes Drehmoment und über ausreichende Zug- und Einbringkraft verfügen.

8.2.5.7 Die Ganghöhe der Bohrschnecke muss über ihre ganze Länge konstant sein.

8.2.5.8 Das Seelenrohr der durchgehenden Bohrschnecke muss verschlossen werden können, um während des Bohrens Eindringen von Boden und Einfließen von Wasser zu verhindern.

8.2.5.9 Nach Erreichen der erforderlichen Tiefe darf die Bohrschnecke nur aus dem Bohrloch gezogen werden, wenn

- der aufsteigende Beton den umgebenden Baugrund stabilisiert oder
- der umgebende Baugrund dabei standfest bleibt.

8.2.5.10 Wenn ein Pfahl nicht fertiggestellt werden kann und die Bohrschnecke herausgezogen werden muss, so ist sie beim Ziehen rückwärts zu drehen und das Bohrloch ist mit Boden oder Stützflüssigkeit zu verfüllen.

8.2.6 Ungestütztes Bohren

8.2.6.1 Aushub ohne Stützung der Bohrlochwand ist bei Baugrundverhältnissen erlaubt, die beim Bohren standfest bleiben und kein Einbrechen von Bodenmaterial erwarten lassen.

8.2.6.2 Vor Beginn der Arbeiten ist die Standsicherheit von ungestützten Bohrungen durch Probepfähle oder vergleichbare Erfahrung nachzuweisen.

8.2.6.3 Der obere Bereich des Bohrloches ist durch ein Leitrohr zu schützen, es sei denn

- der Aushub wird in standfestem Boden ausgeführt und
- der Durchmesser D ist kleiner als 0,6 m.

8.2.6.4 Pfähle mit einer Neigung von $n \leq 15$ ($\theta \leq 86^\circ$) dürfen nicht ohne Stützung des Bohrloches hergestellt werden, sondern sind über die ganze Länge zu verrohren, außer es kann nachgewiesen werden, dass das Bohrloch standfest bleibt, beispielsweise in steifplastischen oder halbfesten bindigen Böden oder in Fels.

8.2.6.5 Wenn ungestützte Bohrungen nichtstandfeste Bodenschichten durchfahren, ist dieser Abschnitt der Aushubstrecke zu stützen.

8.2.7 Querschnittsaufweitungen

8.2.7.1 Die richtige Herstellung einer Aufweitung erfordert

- eine standfeste Bohrung (sofern erforderlich, unter Verwendung einer Stützflüssigkeit) und
- eine vollständige Auffüllung mit einwandfreiem Beton.

8.2.7.2 Aufweitungen sollten mit mechanischen Bohrwerkzeugen hergestellt werden, die eine Kontrolle ihrer Arbeitsweise von der Oberfläche aus erlauben.

8.3 Bewehrung

8.3.1 Allgemeines

8.3.1.1 Bewehrungsstahl muss vor Verschmutzung geschützt gelagert werden und beim Einbau und Betonieren

- sauber und
 - frei von losem Rost und loser Walzhaut
- sein.

DIN EN 1536:2010-12

EN 1536:2010 (D)

8.3.1.2 Bewehrungskörbe sind so aufzuhängen oder aufzustellen und auszusteifen, dass ihre richtige Lage während des Betonierens erhalten bleibt.

8.3.1.3 Wenn Schrägpfähle unverroht hergestellt werden, sind geeignete Verfahrensweisen für den Einbau und die Lagekontrolle der Bewehrung anzuwenden.

8.3.2 Bewehrungsstöße

8.3.2.1 Stöße von Bewehrungsstäben müssen

- eine vollständige Kraftübertragung im Stoß eines jeden Stabes ermöglichen und
- so ausgebildet werden, dass keine nachteilige Verformung der Bewehrung während der Herstellung des Bohrpfahles auftritt.

8.3.2.2 Verbindungen zwischen Abschnitten von Bewehrungskörben können zusätzliche Befestigungsmittel erfordern (z. B. Klemmen oder Heftschweißung).

8.3.2.3 Bewehrungsstäbe dürfen nicht in oder in der Nähe von Biegungen geschweißt werden.

8.3.2.4 Punktschweißung ist im Rahmen der Bestimmungen für den verwendeten Stahl erlaubt.

8.3.3 Biegen der Bewehrung

8.3.3.1 Wenn die Anschlussbewehrung am Pfahlkopf gebogen werden muss, darf der innere Biegeradius nicht kleiner sein als in EN 1992 (alle Teile) festgelegt.

8.3.3.2 Die Bewehrung darf bei Temperaturen unter 5 °C nur nach vorheriger Genehmigung gebogen werden.

8.3.3.3 Vor dem Biegen darf die Bewehrung auf eine Temperatur nicht über 100 °C erwärmt werden.

8.3.4 Herstellung der Bewehrungskörbe

8.3.4.1 Die Bewehrungskörbe und die Verbindungen der Stäbe untereinander sind so auszuführen, dass

- die Körbe ohne bleibende Verformungen angehoben und eingebaut werden können und
- alle Bewehrungsstäbe in der richtigen Lage verbleiben.

8.3.4.2 Die Querbewehrung muss

- die Längsstäbe eng umschließen und
- an diese angebunden oder
- auf andere Weise an diesen befestigt sein.

8.3.4.3 Wo Verbindungen erforderlich sind, sind sie auszuführen mit

- Bindendraht;
- Klammern oder durch
- Schweißung.

8.3.4.4 Zusätzliche Verstärkungen können erforderlich sein, wie

- Aussteifungsringe und/oder
- Laschen und/oder
- Diagonalaussteifungen.

8.3.5 Abstandhalter

8.3.5.1 Abstandhalter sind symmetrisch am Korb anzuordnen mit

- mindestens drei Stück je Querschnitt,
- Längsabständen von höchstens 3,0 m und
- ausreichendem Spiel zur inneren Wand der Verrohrung oder zum Bohrloch, um sicheres Einbringen zu ermöglichen und Beschädigung der Bohrlochwand zu vermeiden.

ANMERKUNG Bei Schlitzwandelementen ist es üblich, mindestens zwei Abstandhalter je Querschnitt an jeder Längsseite des Bewehrungskorbes anzuordnen.

8.3.5.2 Die Anzahl der Abstandhalter sollte erhöht werden

- für Pfähle mit einem Durchmesser $D \geq 1,2$ m und
- für Schrägpfähle.

8.3.6 Einbau der Bewehrung

8.3.6.1 Die Bewehrung ist möglichst bald nach dem Reinigen des Bohrloches einzubauen.

8.3.6.2 Beim Einbau der Bewehrung ist dafür zu sorgen, dass sie die richtige Lage zur Pfahlachse und über ihre ganze Länge die richtige Betondeckung erhält.

8.3.6.3 Während des Betonierens ist die Bewehrung in richtiger Höhenlage zu halten, um die geplante Anschlusslänge über der Kapphöhe zu erreichen.

8.3.6.4 Die Bewehrung darf nach dem Betonieren eingebracht werden, wenn das Verfahren unter den gleichen Baugrundverhältnissen erprobt ist.

8.3.6.5 Das nachträgliche Einbringen der Bewehrung muss unverzüglich nach dem Betonieren ausgeführt werden.

8.3.6.6 Wenn Bewehrungskörbe nach dem Betonieren eingebracht werden, kann es nötig sein, sie mit geeigneten Mitteln in ihrer Lage zu halten.

8.3.6.7 Das nachträgliche Einbringen darf durch leichtes Rütteln unterstützt werden, auch darf die Bewehrung eingezogen werden.

8.4 Betonieren und Kappen

8.4.1 Allgemeines

8.4.1.1 Der verwendete Beton muss den Anforderungen dieser Norm entsprechen (siehe 6.3).

8.4.1.2 Die Pause zwischen der Fertigstellung des Bohrloches und dem Beginn des Betonierens ist so kurz wie möglich zu halten.

8.4.1.3 Vor dem Betonieren ist die Sauberkeit des Bohrloches zu prüfen.

8.4.1.4 Wenn das Bohrloch eine Stützflüssigkeit enthält, sind deren Eigenschaften vor dem Betonieren zu überprüfen (siehe 6.2).

DIN EN 1536:2010-12

EN 1536:2010 (D)

ANMERKUNG 1 Im Bohrloch stehendes Wasser kann eine nennenswerte Menge Feinsand oder Schluff in Schwebelagen halten, die sich in der Pause vor dem Betonieren auf der Bohrlochsohle absetzen kann. Reinigen oder Austauschen des Wassers kann nötig sein.

ANMERKUNG 2 Bei Pfählen mit Fußaufweitungen besteht verstärkt die Möglichkeit, dass Stützflüssigkeit eingeschlossen wird oder sich der Beton entmischt.

8.4.1.5 Das Reinigen von Fußaufweitungen muss besonders sorgfältig ausgeführt werden.

8.4.1.6 Fußaufweitungen sind in einem Zug ohne Unterbrechung zu betonieren.

8.4.1.7 Das Bohrloch ist teilweise oder vollständig so mit Beton zu füllen, dass ein durchgehend monolithischer Betonschaft ohne Fehlstellen mit dem vollen Querschnitt auf ganzer Länge entsteht.

8.4.1.8 Um die Beschaffenheit des Bohrpfahles nicht zu beeinträchtigen, darf weder Boden noch Flüssigkeit oder anderes Fremdmaterial den Beton verunreinigen.

8.4.1.9 Während des gesamten Betoniervorganges muss eine ausreichende Betonzufuhr sichergestellt sein, um einen kontrollierten, durchgängigen Einbau zu ermöglichen.

8.4.1.10 Beim Festlegen der Verarbeitbarkeitszeit des Betons sollte Vorsorge für mögliche Unterbrechungen bei der Anlieferung und für die für die zum Einbringen benötigte Zeit getroffen werden.

8.4.1.11 Innenrüttelung zur Verdichtung des eingebrachten Betons ist nicht zulässig.

ANMERKUNG Unter trockenen Bedingungen sind bestimmte Werte des Ausbreitmaßes erforderlich (siehe Tabelle 4).

8.4.1.12 Es sind Vorkehrungen dagegen zu treffen, dass die Feinteile des Betons von fließendem Grundwasser aus der Pfahlmantelfläche ausgewaschen werden.

8.4.1.13 Der Beton ist so einzubringen, dass ein Entmischen vermieden wird.

8.4.1.14 In instabilen Böden (siehe 8.2.5.4) kann es nötig sein, den frischen Beton in einem Teilbereich oder auf ganzer Pfahllänge durch verlorene Hüllen oder verbleibende Verrohrungen einzufassen.

8.4.1.15 Während des Betonierens sind das eingebrachte Volumen und die Höhe des Betonspiegels im Bohrloch zu messen und aufzuzeichnen.

8.4.1.16 Verfahren und Häufigkeit der Messungen und des Aufzeichnens sind auf die Abmessungen und den Typ des Bohrpfahles abzustimmen und vor Beginn der Bauarbeiten zu vereinbaren.

8.4.1.17 Die Höhe des Betonspiegels ist mindestens einmal

- nach jeder Betoncharge oder
 - vor oder nach dem Ziehen einer vorübergehenden Verrohrung
- zu überprüfen.

8.4.1.18 Für Pfähle mit einem Durchmesser $< 0,6$ m kann es ausreichen, das Betonieren der ersten zehn Pfähle einer Baustelle und danach nur noch eines bestimmten Prozentsatzes der übrigen Pfähle aufzuzeichnen.

8.4.1.19 Die Höhe der Frischbetonsäule über der Kapphöhe sollte vergrößert werden, wenn

- die Kapphöhe tief unter der Arbeitsebene liegt,
- der Beton unter Wasser eingebracht wird oder
- eine vorübergehende Verrohrung wieder gezogen wird.

8.4.1.20 Bei einer Umgebungstemperatur unter 3 °C mit fallender Tendenz sind die Köpfe frisch betonierter Bohrpfähle gegen Frost zu schützen.

8.4.1.21 Wenn die endgültige Betonierhöhe unter der Arbeitsebene liegt, sollte der Frischbeton gegen Verunreinigung durch Nachfall von oben durch

- Betonieren über die Kapphöhe hinaus,
- Verfüllen des leeren Bohrloches mit geeignetem Material oder
- Belassen von Stützflüssigkeit im offenen Bohrloch bis zum Erstarren des Betons geschützt werden.

8.4.2 Betonieren im Trockenem

8.4.2.1 Betonieren im Trockenem darf nicht durchgeführt werden, wenn auf der Bohrlochsohle Wasser steht.

8.4.2.2 Unmittelbar vor dem Einbringen ist dies zu überprüfen.

8.4.2.3 Der Beton ist mit Hilfe eines Trichters und eines Schüttrohres vertikal in der Mitte des Bohrloches so einzubringen, dass er weder

- gegen die Bewehrung bzw. gegen die Bohrlochwand prallt noch
- frei in das Bohrloch fällt, sich entmischt oder verunreinigt wird.

ANMERKUNG Der größte Außendurchmesser des Schüttrohres einschließlich seiner Kupplungen entspricht in der Regel maximal dem 0,6fachen der inneren Breite des Bewehrungskorbes.

8.4.2.4 Die Innenfläche des Schüttrohres muss glatt sein, um einen freien Fluss des Betons zu ermöglichen. Der Innendurchmesser des Schüttrohres darf nicht kleiner als das Achtfache des Größtkorns der Gesteinskörnung sein.

8.4.2.5 Vor dem Gebrauch ist das Schüttrohr von verkrustetem Beton oder Mörtelresten zu säubern.

8.4.3 Betonieren unter Wasser oder Suspension

8.4.3.1 Es darf nur betoniert werden, wenn die Eigenschaften der Suspension ausreichend sind (siehe Tabelle 2).

ANMERKUNG Sonst ist die Suspension zusätzlich aufzubereiten oder auszutauschen.

8.4.3.2 Um die Vermischung von Beton und Bentonit zu verhindern, sollte die Steiggeschwindigkeit des Betons mindestens 3 m/h betragen.

ANMERKUNG Die Differenz der Fließwiderstände von Beton und Bentonitsuspensionen steigt mit zunehmendem Geschwindigkeitsgradienten.

8.4.3.3 Wenn Beton unter Wasser oder einer Stützflüssigkeit einzubringen ist, ist die Konsistenz nach Tabelle 4 zu wählen und ein Kontraktorrohr ist zu verwenden.

ANMERKUNG 1 Das Kontraktorrohr dient vor allem dazu, während des Einbringens des Betons dessen Entmischung oder Verunreinigung durch die Flüssigkeit im Bohrloch zu verhindern.

ANMERKUNG 2 Die Betoneinbringung mit dem Kontraktorrohr ist das allgemein übliche Verfahren. Andere Verfahren sind auch akzeptabel, wenn sie geprüft und Referenzen vorhanden sind.

ANMERKUNG 3 Das Kontraktorrohr kann eine Betonpumpleitung sein.

DIN EN 1536:2010-12

EN 1536:2010 (D)

8.4.3.4 Das Kontraktorrohr muss einschließlich der Kupplungen wasserdicht sein.

8.4.3.5 Es muss am oberen Ende mit einem Einfülltrichter versehen sein, der den Frischbeton aufnimmt und das Verschütten von Beton verhindert, der sonst frei in das Bohrloch fallen, sich entmischen oder verunreinigt werden könnte.

8.4.3.6 Das Kontraktorrohr muss für den ungehinderten Fluss des Betons glatt sein und einen gleichbleibenden Innendurchmesser haben, der mindestens

- dem Sechsfachen des Größtkorns der Gesteinskörnung entspricht oder
- 150 mm beträgt,

wobei der größere Wert maßgebend ist.

8.4.3.7 Die äußere Form und die Abmessungen des Kontraktorrohres müssen auch an den Kupplungen dessen freie Bewegung im Bewehrungskorb erlauben.

8.4.3.8 Der größte Außendurchmesser des Kontraktorrohres sollte auch im Bereich der Kupplungen nicht größer sein als

- das 0,35fache des Pfahldurchmessers D oder des Innendurchmessers der Verrohrung;
- das 0,6fache des Innendurchmessers des Bewehrungskorbes für Pfähle und
- das 0,8fache des Innendurchmessers des Bewehrungskorbes für Schlitzwandelemente.

8.4.3.9 Vor dem Gebrauch ist das Kontraktorrohr von verkrustetem Beton oder Mörtelresten zu säubern.

8.4.3.10 Das Kontraktorrohr hat beim Beginn des Betonierens bis zur Bohrlochsohle zu reichen.

8.4.3.11 Vor Betonierbeginn ist ein Stopfen aus geeignetem Material in das Kontraktorrohr einzubringen, um eine Vermischung des Betons mit Flüssigkeit im Kontraktorrohr zu verhindern.

8.4.3.12 Als erste Charge darf eine Mischung mit erhöhtem Zementgehalt oder eine Füllung Zementmörtel verwendet werden, um das Kontraktorrohr gleitfähig zu machen.

8.4.3.13 Um den ersten Beton austreten zu lassen, ist das Kontraktorrohr leicht, jedoch nicht mehr als seinem Innendurchmesser entsprechend, anzuheben. Der ganze Pfahlfuß ist darauf zügig auszufüllen, damit kein Beton eingeschlossen wird, der sich bei Beginn des Austretens entmischt haben könnte.

8.4.3.14 Beim weiteren Betonieren ist das Kontraktorrohr entsprechend dem Ansteigen der Betonsäule zu ziehen.

8.4.3.15 Das Kontraktorrohr muss ständig in zuvor eingebrachten, nicht abgebundenen und verarbeitbaren Beton eintauchen und darf vor dem Ende des Betonierens nicht aus dem Beton herausgezogen werden.

8.4.3.16 Das Kontraktorrohr sollte mindestens 1,5 m in den Beton eintauchen, besonders wenn Rohrschüsse abgetrennt und Abschnitte der Verrohrung gezogen und abgebaut werden.

8.4.3.17 Bei Bohrpfählen mit einem Durchmesser $D \geq 1,2$ m sollte die Eintauchtiefe mindestens 2,5 m und bei Schlitzwandelementen mindestens 3,0 m sein, besonders dann, wenn zwei oder mehr Kontraktorrohre gleichzeitig eingesetzt werden.

8.4.3.18 Nach Beendigung des Betonierens sollte das Kontraktorrohr nicht zu schnell gezogen werden, da die Sogwirkung zu Mängeln des Bohrpfahles führen kann.

8.4.3.19 Wenn Beton in eine Stützflüssigkeit eingebracht wird, sind unmittelbar vor Betonierbeginn

- eine Probe der Flüssigkeit von der Bohrlochsohle zu nehmen und
- größere Filterkuchenbildungen oder Bohrklein von der Bohrlochsohle zu entfernen.

8.4.3.20 Die Einbringung ist fortzusetzen, bis jeglicher verunreinigte Beton im oberen Teil der Betonsäule über die Kapphöhe aufgestiegen ist.

8.4.3.21 In Fällen, in denen die Kapphöhe unterhalb des Grundwasserspiegels liegt, ist ein Druck auf den frischen Beton aufrechtzuerhalten, der mindestens dem äußeren Grundwasserdruck entspricht.

8.4.4 Ziehen der Verrohrung

8.4.4.1 Das Ziehen einer vorübergehenden Verrohrung darf erst beginnen, wenn die Betonsäule in der Verrohrung ausreichend hoch ist und genügend Überdruck vorhanden ist,

- um das Eindringen von Wasser oder Boden am unteren Ende der Verrohrung zu verhindern und
- um ein Anheben des Bewehrungskorbes zu verhindern.

8.4.4.2 Die Verrohrung ist zu ziehen, solange der Beton noch die erforderliche Verarbeitbarkeit hat.

8.4.4.3 Während des Ziehens muss innerhalb der Verrohrung eine ausreichende Menge und Höhe von Beton verbleiben, um das Gleichgewicht mit dem Außendruck zu halten und um zu erreichen, dass der Ring-spalt unter der gezogenen Verrohrung mit Beton gefüllt wird.

8.4.4.4

- Die Betonzufuhr und
- die Geschwindigkeit, mit der die Verrohrung gezogen wird,

sind so abzustimmen, dass kein Boden oder Wasser in den frisch eingebrachten Beton eindringt, selbst dann nicht, wenn durch das Freilegen eines außenliegenden Hohlraumes der Beton plötzlich absackt.

ANMERKUNG Dies ist besonders in lockerem oder weichem Baugrund oder in der Nähe des Pfahlkopfes wichtig.

8.4.4.5 Zusätzlich zu den allgemeinen Anforderungen sind auch die Tiefen der Verrohrung und des Kontraktorrohres aufzuzeichnen.

8.4.5 Bleibende Verrohrung oder Hülse

8.4.5.1 Die Verwendung einer bleibenden Verrohrung oder von Hülse kann erforderlich sein, um den Frischbeton im Bohrloch zu halten.

ANMERKUNG Wenn eine verlorene Hülse in eine vorübergehende Verrohrung oder unverrohrte Bohrung eingesetzt wird oder wenn Pfähle mit bleibender Verrohrung hergestellt werden, können außerhalb des Schaftes Hohlräume im Baugrund verbleiben.

8.4.5.2 Wenn Hohlräume im Baugrund, die zu Setzungen benachbarter Bauwerke führen können, bekannt sind oder vermutet werden, sind Maßnahmen zu deren Verfüllung zu treffen.

8.4.6 Betonieren bei Pfahlherstellung mit durchgehender Bohrschnecke

8.4.6.1 Bei Pfählen, die mit einer durchgehenden Bohrschnecke hergestellt werden, darf der Beton direkt durch das Seelenrohr der Bohrschnecke eingebracht werden, wenn dieses am Ende bis zum Beginn des Betonierens verschlossen ist, so dass kein Wasser oder Boden eintreten kann.

8.4.6.2 Wenn die Bohrung die endgültige Tiefe erreicht hat, ist der Beton durch das Seelenrohr einzubringen, um den beim Ziehen der Bohrschnecke entstehenden Hohlraum zu füllen.

8.4.6.3 Wenn der Betonfluss nicht eingeleitet werden kann, ist die Bohrschnecke vollständig aus dem Boden herauszudrehen. Dabei ist das Bohrloch so zu verfüllen, dass keine Hohlräume verbleiben und ein Nachbrechen verhindert wird.

DIN EN 1536:2010-12

EN 1536:2010 (D)

8.4.6.4 Der Pfahl darf anschließend an gleicher Stelle noch einmal gebohrt werden, jedoch mindestens bis zu der vorherigen Tiefe.

8.4.6.5 Während des Betonierens und Herausziehens darf die Bohrschnecke nicht in die entgegengesetzte Richtung wie beim Vortrieb gedreht werden.

ANMERKUNG Die Bohrschnecke darf manchmal mit geringer Geschwindigkeit in die gleiche Richtung wie beim Vortrieb gedreht werden.

8.4.6.6 Während des Betonierens muss der Beton am Fuß der Bohrschnecke unter einem im Vergleich zum äußeren Druck größeren Druck stehen, damit der beim Herausziehen der Bohrschnecke frei werdende Hohlraum sofort und vollständig ausgefüllt wird.

8.4.6.7 Zur Kontrolle der Pfahlkontinuität muss die Überwachung der Pfahlherstellung Folgendes umfassen:

- die Kontrolle der Betonzufuhr und
- des Betondruckes;
- die Ziehgeschwindigkeit und
- die Rotation der Schnecke.

ANMERKUNG Wenn eines der oben genannten Überwachungssysteme während des Betonierens der Pfähle versagt, kann alternativ eine manuelle Kontrolle erforderlich sein.

8.4.6.8 Mit Ausnahme von besonderen Bedingungen ist für ausreichenden Betonnachschub zu sorgen, um den Pfahlquerschnitt zu füllen, bis das untere Ende der Bohrschnecke die Arbeitsebene erreicht hat.

ANMERKUNG Im Allgemeinen ist es nötig, bis zur Arbeitsebene hochzubetonieren, um einen Bewehrungskorb einbringen zu können.

8.4.7 Prepacked-Pfähle

8.4.7.1 Solange keine Europäischen Normen für Prepacked-Pfähle verfügbar sind, sind diese nach dieser Norm und den jeweiligen nationalen Normen und/oder den am Ort der Verwendung geltenden Bestimmungen herzustellen.

8.4.7.2 Vor der Herstellung von Prepacked-Pfählen sind Versuche durchzuführen, um

- die Zusammensetzung, die Fließeigenschaften und die Abbindezeit des Mörtels,
 - dessen Ausbreitung im vorher eingebrachten Grobkorngerüst und
 - die erforderliche Anzahl und Anordnung der Vermörtelungsrohre
- zu bestimmen.

8.4.7.3 Das fertige und gereinigte Bohrloch ist mit sauberem Grobkorn von mindestens 25 mm Korngröße mit offener Struktur und ausreichendem Porenanteil zu füllen, damit eine vollständige Durchdringung mit Mörtel erreicht wird.

8.4.7.4 Die Vermörtelung ist mit Verpressrohren durchzuführen, die anfangs bis zur Pfahlsohle reichen.

8.4.7.5 Druck und Fortschritt der Vermörtelung sind so einzustellen, dass die Hohlräume im Korngerüst vollständig mit Vermörtelungsgut verfüllt werden.

8.4.7.6 Wenn die Verpressrohre gleichzeitig mit dem Verpressfortschritt gezogen werden, muss eine ausreichende Eintauchtiefe verbleiben, um eine gleichmäßige Verteilung des Mörtels über den ganzen Querschnitt des Pfahles zu erreichen.

8.4.8 Verlust der Eintauchtiefe des Kontraktorrohres oder der Verrohrung

8.4.8.1 Wenn während des Betonierens das Kontraktorrohr versehentlich aus dem Beton herausgezogen wird, darf nicht weiter betoniert werden, es sei denn,

- der zuvor eingebrachte Beton, in den der frische Beton zugegeben werden muss, hat seine Verarbeitbarkeit behalten;
- das Kontraktorrohr wird wieder ausreichend tief in den zuvor eingebrachten Beton eingetaucht;
- weder Wasser noch Verunreinigungen gelangen in den Beton, der unterhalb der Kapphöhe verbleiben wird.

8.4.8.2 Wenn das Betonieren unter Wasser oder Suspension erfolgt und das Kontraktorrohr aus dem Bohrloch gezogen werden muss, ist sein Ausgang mit einer Dichtung zu versehen, damit sich der Beton nicht mit Bentonitsuspension, Bohrklein oder Wasser vermischt.

8.4.8.3 Andernfalls ist das Betonieren abubrechen, das Kontraktorrohr zu ziehen und es sind Ersatzmaßnahmen zu treffen, um einen einwandfreien Bohrpfahl herzustellen.

8.4.8.4 Wenn die Verrohrung aus dem Beton gezogen wurde und/oder die Wahrscheinlichkeit besteht, dass Fremdmaterial in den frisch betonierten Pfahlabschnitt eingedrungen ist, ist das Betonieren abubrechen.

8.4.8.5 Wenn die Bewehrung rechtzeitig geborgen und der Beton ausgebohrt werden kann, darf der Bohrpfahl an der ursprünglichen Stelle wieder hergestellt werden.

8.4.8.6 Die Pfahlausführung darf nach Herstellung einer Arbeitsfuge fortgesetzt werden. Hierzu ist aller Beton von unzureichender Qualität zu entfernen und gesunder Beton über den ganzen Pfahlquerschnitt für eine einwandfreie Anschlussfläche freizulegen.

8.4.8.7 Wenn keine Arbeitsfuge hergestellt werden kann, muss der Bohrpfahl aufgegeben, und das leere Bohrloch oberhalb des Betons mit geeignetem Material verfüllt werden.

8.4.8.8 Wenn das Kontraktorrohr in den Beton neu eingeführt oder wenn eine Arbeitsfuge hergestellt wurde, sollte die Pfahlbeschaffenheit durch eine Integritätsprüfung nachgewiesen werden (siehe auch 9.2.3).

ANMERKUNG Bei Verlust der Eintauchtiefe des Kontraktorrohres ist eine Überprüfung der Mängelfreiheit des Betons erforderlich.

8.4.9 Betonfertigteile und Stahlrohre oder Profile

8.4.9.1 Betonfertigteile oder Stahlrohre und Profile sind im Bohrloch zu zentrieren, damit ein symmetrischer Querschnitt mit ausreichender Mörtel- oder Betondeckung entsteht (siehe 7.7).

8.4.9.2 Der Ringraum um das Bewehrungselement ist von der Sohle her zu verpressen bzw. zu betonieren, es sei denn, für den Aushub wurde eine selbsterhärtende Stützflüssigkeit verwendet.

8.4.9.3 Wenn Bewehrungsrohre mit Beton oder Mörtel gefüllt werden sollen, darf dies nach dem Einsetzen der Rohre erfolgen.

8.4.10 Äußeres Verpressen von Bohrpfählen

8.4.10.1 Mantel- und/oder Fußverpressungen dürfen erst ausgeführt werden, wenn der Ort beton erstarrt ist.

8.4.10.2 Nur verbleibende Verpressrohre sind erlaubt. Ihre Anordnung ist den zu verpressenden Bereichen und dem Baugrund anzupassen.

DIN EN 1536:2010-12

EN 1536:2010 (D)

8.4.10.3 Eine Fußverpressung kann

- durch an den Bewehrungskörben befestigte Stahlrohre;
 - mit Hilfe einer flexiblen Zelle (siehe Bild A.5 a)), die mit der Bewehrung eingebracht wird und die Ausbreitung des Verpressgutes über die ganze Aufstandsfläche des Bohrpfahles ermöglicht; oder
 - mit Manschettenrohren, die am Pfahlfuß angeordnet sind (siehe Bild A.5 b));
- durchgeführt werden.

ANMERKUNG Falls die Fußverpressung nicht vor Beginn der Arbeiten geplant wurde, darf sie auch durch Bohrlöcher erfolgen, die nach Erstarren des Betons hergestellt werden.

8.4.10.4 Mantelverpressungen sind mit Verpressrohren auszuführen, die entweder am Bewehrungskorb, am Bewehrungsrohr oder am Betonfertigteile befestigt sind (siehe Bild A.6).

8.4.10.5 Das Verpressen ist mit geeignetem Druck und geeigneten Verpressraten durchzuführen,

- damit sich das Verpressgut über die Kontaktfläche des Pfahles mit dem Baugrund verteilen kann, jedoch
- ein Aufsprengen des umgebenden Baugrundes vermieden wird.

8.4.10.6 Nachdem das zuerst eingebrachte Verpressgut abgebunden hat, dürfen Nachverpressungen durchgeführt werden.

8.4.10.7 Wenn Fuß- und Mantelverpressungen an einem Bohrpfahl ausgeführt werden, ist die Mantelverpressung zuerst auszuführen, es sei denn, anderes wird vor Beginn der Verpressarbeiten vereinbart.

8.4.11 Kappen

8.4.11.1 Da die oberste Zone der Betonsäule nicht die erforderliche Qualität aufweisen kann, ist eine ausreichende Menge Beton in das Bohrloch einzubringen, um sicherzustellen, dass der Beton unterhalb der Kapphöhe die erforderlichen Eigenschaften aufweist.

8.4.11.2 Durch das Kappen ist der verunreinigte und/oder verschmutzte Beton und ein Minimum fehlerfreien Betons oberhalb der Kapphöhe über den gesamten Pfahlquerschnitt zu beseitigen.

8.4.11.3 Das Kappen des Betons auf die vorgesehene Kapphöhe ist mit Geräten und Verfahren durchzuführen, die weder den Beton, die Bewehrung noch möglicherweise in die Pfähle eingebaute Einbauteile beschädigen können.

ANMERKUNG Auf Grund der Gefahr, dass bei Verwendung schweren mechanischen Geräts beim Kappen ausgedehnte Risse verursacht werden können, kann es erforderlich sein, Art und Größe des einzusetzenden Abbruchgerätes zu begrenzen.

8.4.11.4 Sofern möglich, darf ein Teil des Betons oberhalb der vorgesehenen Kapphöhe vor dem Erstarren gekappt werden.

8.4.11.5 Das endgültige Kappen des Betons auf die vorgesehene Kapphöhe darf erst dann durchgeführt werden, wenn der Beton eine ausreichende Festigkeit erreicht hat.

8.4.11.6 Pfahlkanten, die unterhalb der Kapphöhe gebrochen werden, sind sauber zu halten.

ANMERKUNG Pfahlkanten, die unterhalb der Kapphöhe gebrochen werden, dürfen zusammen mit dem Pfahlkopf oder der Pfahlkopfplatte hochbetoniert werden.

8.5 Bohrpfahlwände

8.5.1 Wenn besondere Genauigkeit verlangt wird, sollte zur Einhaltung der Pfahlposition in Höhe der Arbeitsebene eine Schablone aus Stahl oder Beton eingebaut werden.

8.5.2 Bei der Herstellung von überschnittenen Bohrpfahlwänden sollten die Bohrlöcher für die nachlaufenden Pfähle durch vorübergehende Verrohrung gestützt werden.

8.5.3 Wenn nur die nachlaufenden Pfähle bewehrt werden, sollten sie ausgeführt werden, nachdem die unbewehrten Pfähle auf beiden Seiten hergestellt sind.

ANMERKUNG Dies entspricht der üblichen Praxis bei der Ausführung von überschnittenen Bohrpfahlwänden (siehe 7.2.1).

8.5.4 Wenn alle Pfähle bewehrt werden, sind die vorlaufenden Pfähle so auszubilden, dass die Herstellung der nachlaufenden Pfähle nicht behindert wird.

8.5.5 Bei überschnittenen oder tangierenden Pfahlwänden ist die Reihenfolge der Herstellung und die verwendete Betonzusammensetzung so zu wählen, dass der Beton der vorlaufenden Pfähle eine ausreichende Festigkeit für seine Stabilität erreicht hat, aber zum Anschneiden noch nicht zu fest ist.

ANMERKUNG Andernfalls können Fehlstellen (z. B. Lageabweichungen oder Undichtigkeiten) in der Pfahlwand entstehen.

8.5.6 Bei überschnittenen Pfahlwänden dürfen die vorlaufenden Pfähle mit selbsterhärtender Suspension anstelle von Beton hergestellt werden.

9 Aufsicht, Prüfung und Überwachung

9.1 Kontrolle der Ausführung

9.1.1 Die Ausführung jeder Bohrpfahlart erfordert eine sorgfältige Überwachung und Kontrolle der Arbeiten.

ANMERKUNG 1 Dies schließt die Überwachung und die festgelegte Kontrolle der angrenzenden baulichen Anlagen ein.

ANMERKUNG 2 Nach EN 13670 ist das Ziel der Überwachung und der Überprüfung der Arbeiten, zu prüfen, ob ein Bauwerk in Übereinstimmung mit den bautechnischen Unterlagen fertiggestellt wird. Die Überwachung betrifft die Verifizierung der Konformität der Eigenschaften der zu verwendenden Bauprodukte und Baustoffe ebenso wie auf die Kontrolle der Bauausführung.

ANMERKUNG 3 Abschnitt 9 dieser Norm enthält die zusätzlichen Bestimmungen, die bei der Erstellung der bautechnischen Unterlagen für die Aufsicht, Kontrolle und Prüfung von Bohrpfählen zu berücksichtigen sind.

9.1.2 Die Kontrolle der Ausführung muss mit der Projektspezifikation übereinstimmen sowie EN 1997-1, EN 13670 und dieser Norm entsprechen.

ANMERKUNG Beispiele für die Einzelheiten und Häufigkeiten der Überwachung sind den Tabellen B.1 bis B.4 (Anhang B) zu entnehmen.

9.1.3 Die folgenden Aspekte sind während der verschiedenen Bauphasen zu überwachen und zu kontrollieren:

a) Vorbereitende Arbeiten vor der Aushubphase:

- 1) Lage der Bohrpfähle;
- 2) Baustoffe;
- 3) Bewehrungskörbe (Maße, Zusammenbau und Länge) und andere einzubauende Bauteile;

DIN EN 1536:2010-12

EN 1536:2010 (D)

b) Herstellung der Bohrpfähle:

- 1) Aushubverfahren (Werkzeuge und Ausrüstung), Abmessungen und Tiefe;
- 2) Ausführung des Aushubs (sofern zutreffend: Höhe und Eigenschaften der Stützflüssigkeit, Einbau von Verrohrungen, Ausführung der Pfahlfußeinbindungen und -aufweitungen usw.);
- 3) Reinigen des Bohrloches;
- 4) Einbau (Tiefe, Lage) der Bewehrungskörbe oder anderer Einbauteile (z. B. Betonfertigteile oder Stahlbauteile);
- 5) Betonieren (Betoneigenschaften, Betoneinbau: Menge, Dauer, Aufstieg und endgültige Höhe, Ziehen des Kontraktorrohres usw.);
- 6) nach dem Betonieren (Ziehen von vorübergehenden Verrohrungen, Verpressen von Schaft und/oder Fuß einschließlich Eigenschaften des Verpressmörtels usw.).

ANMERKUNG 1 Nicht alle Punkte sind auf jede Bohrpfahlart anwendbar.

ANMERKUNG 2 Andere Punkte können von Bedeutung sein (z. B. Baugrundbedingungen und Grundwasserspiegel, Hindernisse, besondere Vorkommnisse).

ANMERKUNG 3 Die Kontrollen schließen die Dauer der verschiedenen Ausführungsphasen (Aushub, Betonieren, Einbau der Bewehrung usw.) ein.

9.1.4 Die Prüfung der Baustoffe muss den bautechnischen Unterlagen und der vorliegenden Norm (siehe z. B. 6.3.7, 6.3.8 und 9.1.3) entsprechen.

9.1.5 Jede Unstimmigkeit ist entsprechend den Festlegungen der Projektspezifikation aufzuzeigen.

9.1.6 Während des Aushubs ist das Verhalten des Baugrundes zu beobachten und alle unvorhergesehenen Änderungen oder Merkmale, die für die Pfahleigenschaften von Bedeutung sind, sind entsprechend den Festlegungen der Projektspezifikation aufzuzeigen.

9.2 Versuche an Bohrpfählen

9.2.1 Allgemeines

Die Anwendung von Belastungsversuchen an Pfählen (siehe 3.29 bis 3.32) und Integritätsprüfungen (siehe 3.24) müssen EN 1997-1 und der vorliegenden Norm entsprechen.

ANMERKUNG 1 Belastungsversuche an Pfählen werden üblicherweise durchgeführt, um die Reaktion eines repräsentativen Pfahles und des angrenzenden Baugrundes auf Einwirkungen sowohl hinsichtlich der Setzung als auch der Grenztragfähigkeit zu bestimmen und umfassen:

- statische Belastungsprüfungen (lastgesteuerte Probelastungen oder weggesteuerte Probelastungen); oder
- dynamische Pfahlversuche.

ANMERKUNG 2 Integritätsprüfungen werden üblicherweise durchgeführt, um die Solidität und die korrekte Ausführung eines Pfahles nachzuweisen. Es werden die akustischen oder die Schwingungseigenschaften des Bohrpfahlbetons gemessen, um das Vorhandensein möglicher Fehlstellen im Pfahlkörper festzustellen.

ANMERKUNG 3 Die Anwendung der verschiedenen Verfahren ist in Tabelle 7 zusammengestellt.

ANMERKUNG 4 Der einzige Versuch, aus dem die Grenzwiderstände unmittelbar abgeleitet werden können, ist die lastgesteuerte Probelastung, sofern die Belastung ausreichend ist und ausreichend lange konstant gehalten wird. Die anderen Versuchsmethoden erfordern eine nachträgliche Interpretation. Durch dynamische Pfahlversuche können die Konsolidierung oder das Kriechen unter Last nicht erfasst werden. Im Versuchsbericht sollten deshalb alle Näherungen deutlich gemacht werden, die in die Ergebnisse eingegangen sind, um das Last-Setzungsverhalten abzuleiten.

Tabelle 7 — Anwendung einiger Versuchsmethoden

Art des Pfahlversuches	Anwendungen		
	Ermittlung der Grenzlaster	Ermittlung der Verformung unter Gebrauchslaster	Mängelfreiheit (Unversehrtheit)
Lastgesteuerte Probelastung	ja	ja	unter Umständen möglich ^a
Weggesteuerte Probelastung	ja ^a	nur in nichtbindigen Böden und wenn langsam genug	nein
Dynamischer Pfahlversuch	ja ^a	möglich ^a	ja ^a
Ultraschallversuch	nein ^a	nein	ja ^a
^a Interpretationsabhängig.			

9.2.2 Probelastungen

9.2.2.1 Probelastungen mit statischer axialer Druckbeanspruchung müssen EN 1997-1, ISO/DIS 22477-1 und den Bestimmungen entsprechen, die am Ort der Verwendung gelten.

ANMERKUNG ISO/DIS 22477-1 für Probelastungen durch statische axiale Belastungen wird zurzeit erarbeitet. Bis zu ihrer Veröffentlichung dürfen die nationalen Normen angewendet werden.

9.2.2.2 Dynamische Probelastungen müssen EN 1997-1 und den Bestimmungen, die am Ort der Verwendung gelten, entsprechen.

ANMERKUNG EN 1997-1 enthält Anforderungen hinsichtlich der Anwendung aller Arten von dynamischen Probelastungen und des Inhalts der Prüfberichte. Solange keine Europäische Norm für die Prüfverfahren vorliegt, dürfen nationale Normen angewendet werden.

9.2.2.3 Der für Probelastungen erstellte Prüfbericht muss EN 1997-1 entsprechen.

ANMERKUNG Die Anforderungen an die Berichterstattung über statische oder dynamische Belastungsversuche und die Form der Versuchsberichte sind in EN 1997-1 enthalten.

9.2.3 Integritätsprüfungen

9.2.3.1 Solange keine Europäische Norm für Integritätsprüfungen vorliegt, müssen diese Prüfungen der vorliegenden Norm (siehe 9.2.3.2), nationalen Normen und/oder den am Verwendungsort geltenden Bestimmungen entsprechen.

ANMERKUNG 1 EN 1997-1 enthält keine Anforderungen zu Integritätsprüfungen.

ANMERKUNG 2 Es gibt zwei Möglichkeiten, die Integrität von Beton zu bestimmen (Ultraschallversuche oder Prüfungen mittels Kernbohrungen).

9.2.3.2 Die Aufzeichnungen über Integritätsprüfungen müssen

- den Grund für diese Prüfungen,
 - Prüfverfahren und Durchführung,
 - die Versuchsergebnisse und
 - die Schlussfolgerungen hinsichtlich der Mängelfreiheit
- enthalten.

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

10 Aufzeichnungen

10.1 Die Baustellenaufzeichnungen müssen aus zwei Teilen bestehen. Der erste Teil muss die Angaben zur Baustelle und die allgemeinen Angaben enthalten einschließlich Informationen:

- zum Bohrpfahl (Typ, Abmessungen usw.);
- zum Herstellungsverfahren (einschließlich Art des Gerätes) und
- zu den Kennwerten der Bewehrung und des Betons.

Der zweite Teil muss die Einzelangaben zur Herstellung enthalten.

10.2 Der Teil mit den allgemeinen Angaben muss für die verschiedenen Pfahltypen und Herstellungsverfahren ähnlich sein und die in den Tabellen 8 und 9 aufgeführten Daten enthalten.

10.3 Der Teil mit den besonderen Angaben ist auf den Pfahltyp und das Herstellungsverfahren auszurichten und muss die in der Tabelle 10 aufgeführten Daten enthalten.

10.4 Sofern zweckmäßig, dürfen die Angaben als

- einzelne Aufzeichnungen für jeden Pfahl oder
- Sammelaufzeichnungen für mehrere, mit dem gleichen Verfahren hergestellte Pfähle gleichen Typs vorgelegt werden.

10.5 Die Einzelheiten der Aufzeichnungen und die Form der Baustellenberichte sind vor Beginn der Pfahlarbeiten zu vereinbaren.

ANMERKUNG Musterformulare sind im Anhang C (Formulare C.1 bis C.6) enthalten.

Tabelle 8 — Allgemeine Angaben zur Baustelle

	Gegenstand	Erfordernis
1	Lage der Baustelle	X
2	Bezeichnung des Auftrages	X
3	Bauwerk	X
4	Hauptauftragnehmer	(X)
5	Auftragnehmer für die Gründungs-/Pfahlarbeiten	X
6	Bauherr/Auftraggeber	(X)
7	Ingenieur/Entwurfsverfasser	(X)
X erforderliche Angaben. (X) Angaben nur, falls zutreffend.		

Tabelle 9 — Allgemeine Angaben zum Verfahren

	Gegenstand	Erfordernis
1	Durchmesser des Pfahlschaftes / Abmessungen des Schlitzwandelementes / Aufweitungen	X
2	Bohrverfahren	X
3	Daten der Stützflüssigkeit	X
4	Reinigungsverfahren	X
5	Bewehrungsdaten	X
6	Betoneigenschaften	X
7	Angaben zum Betoneinbringen	X
X erforderliche Angaben.		

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

Tabelle 10 — Angaben zur Ausführung

Nr	Gegenstand	Verrohrtes bzw. unverrohrtes Bohren	Flüssigkeits- gestütztes Bohren	Herstellung mit durchgehender Bohrschnecke
1	Identifikation und Lage			
	1.1 Referenznummer des Bohrpfahles	X	X	X
	1.2 Tiefe des Bohrpfahles	X	X	X
	1.3 Abweichung von der Lage	X	X	X
	1.4 Abweichung von der Neigung	X	X	X
2	Angaben zur Ausführung			
	2.1 Bohrzeiten	X	X	X
	2.2 Unterbrechungen der Bohrarbeiten	X	X	X
	2.3 Beseitigen von Hindernissen	X	X	—
	2.4 vorübergehende/verbleibende Verrohrung	X	—	—
	2.5 Tiefe der Verrohrung	X	—	—
	2.6 Leitrohr/Leitwand	—	X	(X)
	2.7 Tiefe des Leitrohres	—	X	(X)
	2.8 Reinigung	X	X	—
	2.9 Ziehen der Verrohrung	X	—	—
	2.10 Ziehen des Leitrohres	—	X	(X)
	2.11 Verfüllen der Leerbohrung	X	X	X
3	Baugrundbedingungen			
	3.1 Baugrundprofil	X	X	(X)
	3.2 Grundwasserspiegel	X	X	(X)
4	Stützflüssigkeit			
	4.1 Eigenschaften	—	X	—
	4.2 Eigenschaften bei Wiederverwendung	—	X	—
5	Angaben zum Betonieren			
	5.1 Betonieren			
	5.2 im Trockenen/unter Wasser	X	X	—
	5.3 Dauer	X	X	X
	5.4 Unterbrechungen	X	X	X
	5.5 Volumen	X	X	X
	5.6 Druck	—	—	X
	5.7 Baustellenversuche	X	X	X
6	Bewehrung			
	6.1 Länge	X	X	X
	6.2 Aufhängung	X	X	X
	6.3 Einbauzeit	X	X	X

Tabelle 10 (fortgesetzt)

Nr	Gegenstand	Verrohrtes bzw. unverrohrtes Bohren	Flüssigkeits- gestütztes Bohren	Herstellung mit durchgehender Bohrschnecke
7	Betonfertigteile			
	7.1 Typ und Einzelheiten	X	X	—
	7.2 Einbau	X	X	—
	7.3 äußeres Verpressen	X	X	—
	7.4 Eigenschaften der selbsterhärtenden Suspension	X	X	—
	7.5 Aufhängung	X	X	—
	7.6 Betondeckung	X	X	—
8	Äußeres Verpressen			
	8.1 Einzelheiten der Verpressrohre/ des Hohlkörpers	X	X	(X)
	8.2 Eigenschaften des Verpressgutes	X	X	(X)
	8.3 Verpressvorgang	X	X	(X)
9	Prepacked-Pfähle			
	9.1 Einzelheiten der Gesteinskörnungen	X	—	—
	9.2 Einzelheiten des Verpresssystems		—	—
	9.3 Eigenschaften des Verpressgutes	X	—	—
	9.4 Verpressvorgang	X	—	—
10	Mantel- und Fußverpressungen			
	10.1 Verpressbereich	X	X	X
	10.2 Einzelheiten des Verpresssystems	X	X	X
	10.3 Eigenschaften des Verpressgutes	X	X	X
	10.4 Verpressvorgang	X	X	X
X erforderliche Angaben. (X) Angaben nur falls zutreffend. — nicht zutreffend.				

11 Besondere Anforderungen

11.1 Sofern keine entsprechenden Europäischen Normen vorliegen, sind bei der Ausführung von Pfahlarbeiten hinsichtlich

- der Baustellensicherheit,
- der Sicherheit der Arbeitsverfahren,
- der Zulässigkeit manueller Arbeiten sowie Überwachungen und Inspektionen in Bohrlöchern und
- der Betriebssicherheit der Pfahlgeräte, der Hilfseinrichtungen und Werkzeuge

die nationalen Normen, Festlegungen oder gesetzlichen Bestimmungen zu beachten.

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

11.2 Bohrgeräte müssen EN 791 und EN 996 entsprechen.

11.3 Besondere Aufmerksamkeit ist zu widmen:

- allen Arbeitsgängen, die Handarbeit in der Nähe schwerer Geräte und schwerer Werkzeuge erfordern;
- der Gefahr, die von offenen Bohrlöchern ausgeht und
- manuellen Arbeiten und Überwachungen, die in Bohrlöchern auszuführen sind.

11.4 Aushub von Hand sollte auf ein Minimum begrenzt werden.

11.5 Aushub von Hand darf nur im Trockenen ausgeführt werden und nur dann, wenn der Baugrund natürlich standfest ist oder die Stützung der Bohrlochwandungen ständig erhalten bleibt.

11.6 Sofern genehmigt, ist der Einsatz von Personal in einem Bohrloch nur erlaubt (siehe 11.1), wenn für die Arbeit ein Platz von mindestens 0,75 m Durchmesser vorhanden ist.

11.7 Belästigungen und/oder Umweltschädigungen, die durch die Pfahlherstellung verursacht werden können, sind so gering wie möglich zu halten.

11.8 Derartige Belästigungen und/oder Umweltschädigungen können verursacht werden durch:

- Lärm;
- Erschütterungen im Boden;
- Baugrundverschmutzung;
- Verschmutzung des Oberflächenwassers;
- Grundwasserverschmutzung und
- Luftverschmutzung.

ANMERKUNG Die Art und der Grad möglicher Belästigungen oder Umweltbelastungen sind abhängig von:

- der Örtlichkeit;
- dem Arbeitsverfahren;
- dem tatsächlichen Arbeitsablauf.

11.9 Sofern keine entsprechenden Europäischen Normen vorliegen, sind hinsichtlich Belästigungen und Umweltschutz die nationalen und örtlichen Anforderungen zu beachten.

11.10 Abgelehnte Baustoffe sind in Übereinstimmung mit nationalen und örtlichen Anforderungen unverzüglich von der Baustelle zu entfernen.

Anhang A (informativ)

Glossar

A.1 Probepfahl (provisorischer Pfahl): Pfahl, der vor Beginn der eigentlichen Pfahlausführung auf der Baustelle oder in einem Bauabschnitt hergestellt wird, um die Eignung des gewählten Pfahlsystems zu überprüfen und/oder um den Entwurf, die Abmessungen und die Tragfähigkeit zu bestätigen.

A.2 Abstandhalter: Hilfsmittel aus Kunststoff, Stahl oder Beton, das an der Bewehrung befestigt wird, um den Bewehrungskorb seitlich zu halten und um die Betondeckung für die Bewehrung zu erreichen.

A.3 Zentriereinrichtung: Vorrichtung, um eine Bewehrung mittig im Bohrloch zu halten.

A.4 Aufhängstäbe: Stählerne Vorrichtungen zum Festhalten des Bewehrungskorbes eines nur im oberen Bereich bewehrten Pfahles, damit der Korb nicht zur Bohrlochsohle absinkt (Aufhängung).

A.5 Anschlusseisen: Bewehrungsstäbe, die am Pfahlkopf so in den frischen Beton eingesteckt werden, dass sie teilweise herausstehen, um eine Verbindung mit dem aufgehenden Bauwerk zu schaffen.

A.6 Kappen (Abspitzen): (1) Entfernen von verschmutztem oder minderwertigem Beton vom Pfahlkopf. (2) Entfernen einer Überlänge oberhalb der vorgeschriebenen Kapphöhe.

A.7 Vorbohren: Vorlaufendes Bohren hauptsächlich zum Durchörtern der oberen Schichten oder zur Beseitigung von Hindernissen.

A.8 Greifer/Bohrgreifer: Bohrwerkzeug mit zwei oder mehreren Schalen oder Schaufeln, um in diskontinuierlicher Arbeitsweise Boden oder Bohrklein aus einem Bohrloch auszuheben.

A.9 Meißel: Werkzeug zum Aufbrechen von Hindernissen in einem Bohrloch oder zum Einbinden eines Pfahles in harten Baugrund oder Fels.

A.10 Bohreimer: Bohrwerkzeug in Form eines zylindrischen Behälters zum diskontinuierlichen Bohren, das am Ende eines Bohrgestänges (Kellystange) befestigt ist, mit Schneidplatten oder Zähnen bestückt ist und entsprechende Öffnungen in seinem klappbaren Boden zur Aufnahme des Bohrgutes besitzt.

A.11 Bohrschnecke: Werkzeug, das aus einem Schaft, schraubenförmigen Gängen und einer Schneide oder Schneiden besteht; für diskontinuierliches Bohren (mit Kelly-Stange, Bild A.1 d)) oder kontinuierliches Bohren (mit durchgehender Bohrschnecke, Bild A.4).

A.12 Kelly-Stange (Bohrstange): Gleitendes Schaftgestänge einer Bohrausrüstung, welches das für den Bohrvorgang erforderliche Drehmoment von einem angetriebenen Drehtisch auf das Bohrwerkzeug überträgt.

A.13 Schneidring: Unterer Rand der Verrohrung, meist verstärkt und mit Zähnen bestückt, um das Eindringen in den Baugrund zu erleichtern.

A.14 Einrührverfahren: Verfahren, bei dem Bentonit- oder Tonpulver und Wasser mit einer Bohrschnecke in körnigen Boden eingearbeitet wird, um das Einbringen einer vorübergehenden Verrohrung zu erleichtern.

A.15 Bohrgarnitur: Werkzeugkombination für kontinuierliches Bohren bestehend aus dem Kopf (z. B. Bohrkopf, Bohrspitze, Bohrschnecke, Bohreimer) und dem antreibenden Teil (z. B. Bohr- bzw. Hohlgestänge, Kelly-Stange, Stabilisator, Schwerstangen).

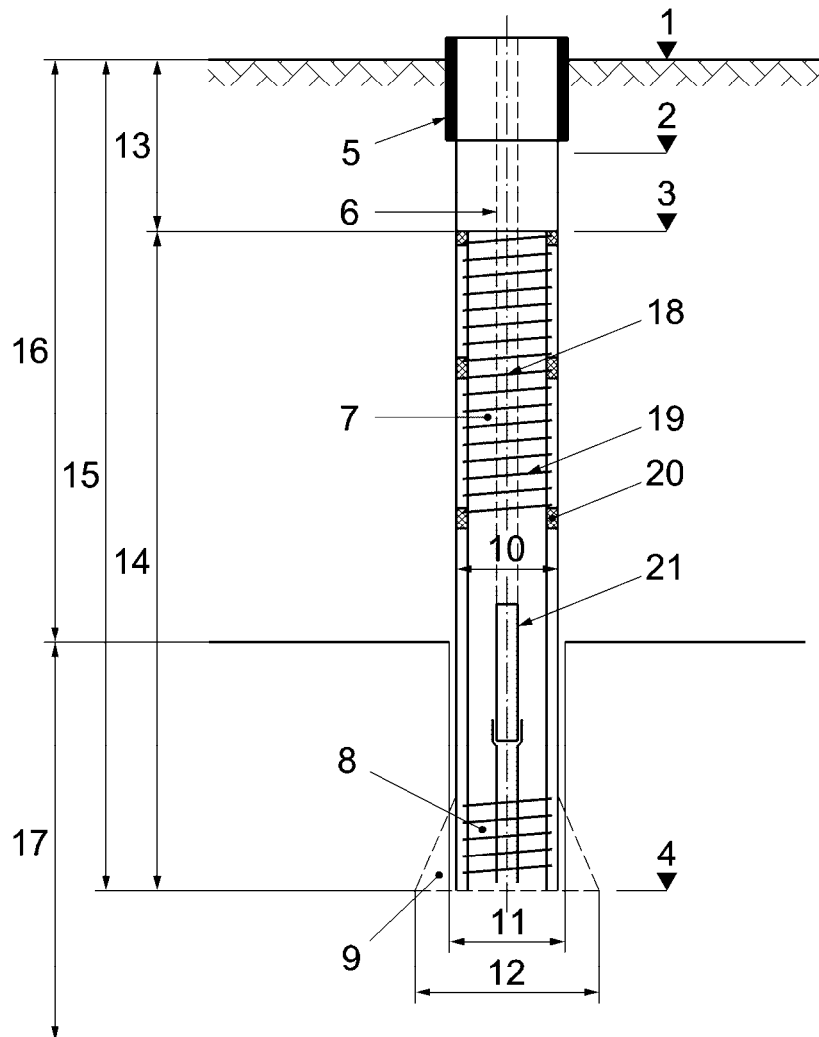
A.16 Lufthebeverfahren: Pumpverfahren, bei dem Luft in das untere Ende eines Saugrohres gepumpt wird, um die Dichte des Materials im Rohr zu verringern und eine Aufwärtsströmung zu erzeugen, um damit Festbestandteile und Flüssigkeiten auszuräumen (Spülen).

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

A.17 Spülbohrverfahren (direkte Spülung): Kontinuierliches Bohrverfahren, bei dem Flüssigkeit durch ein Zentralrohr des Bohrgestänges nach unten geführt wird, um Bohrgut im Bohrloch nach oben zu fördern.

A.18 Gegenspülbohrverfahren: Kontinuierliches Bohrverfahren, bei dem im Bohrloch befindliche Flüssigkeit durch ein Zentralrohr hochgepumpt wird, um Bohrgut zu fördern (z. B. durch Luftheben).

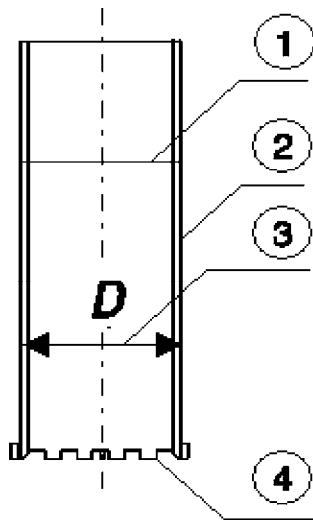
A.19 Anker: Einrichtungen, die eine aufgebraute Zugkraft auf eine tragfähige Schicht im Baugrund übertragen kann



Legende

1	Arbeitsebene	10	Schaftdurchmesser	18	Pfahlachse
2	Betonierhöhe	11	Pfahldurchmesser	19	Bewehrungskorb
3	Kapphöhe	12	Fußdurchmesser	20	Abstandhalter
4	Aufstandsfläche, Pfahlsohle	13	Leerbohrung	21	Betonierrohr
5	Leitrohr	14	Länge L		
6	Pfahlkopf	15	Bohrtiefe		
7	Pfahlschaft	16	Überlagerungsboden		
8	Pfahlfuß	17	tragfähiger Boden		
9	Fußaufweitung				

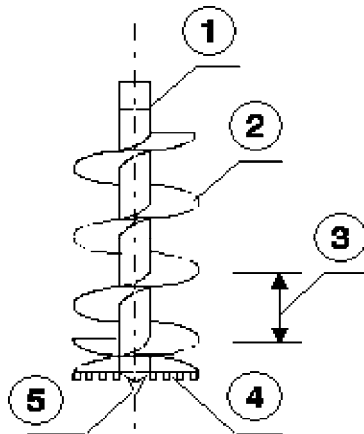
a) Bohrpfahl: Begriffe



Legende

- 1 Rohrverbindung
- 2 (vorübergehende/bleibende) Verrohrung
- 3 Pfahldurchmesser
- 4 Schneidring

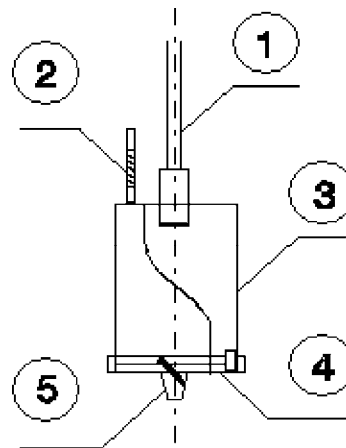
b) Verrohrung



Legende

- 1 Schaft
- 2 Gang
- 3 Ganghöhe
- 4 Schneide
- 5 Zentrierer

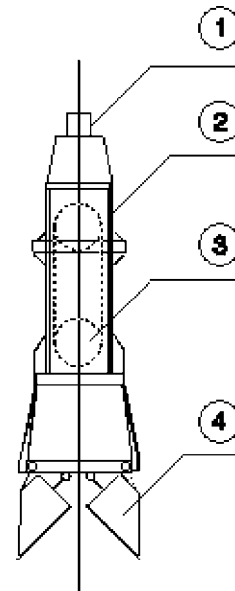
d) Bohrschnecke



Legende

- 1 Bohrgestänge
- 2 Auslösehebel
- 3 Bohreimer
- 4 Bodenplatte
- 5 Zentrierer

c) Bohreimer

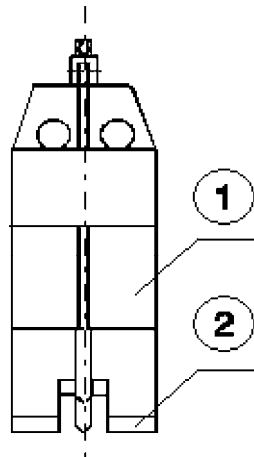


Legende

- 1 Aufhängung
- 2 Körper
- 3 Flaschenzug
- 4 Schalen

e) Bohrgreifer

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

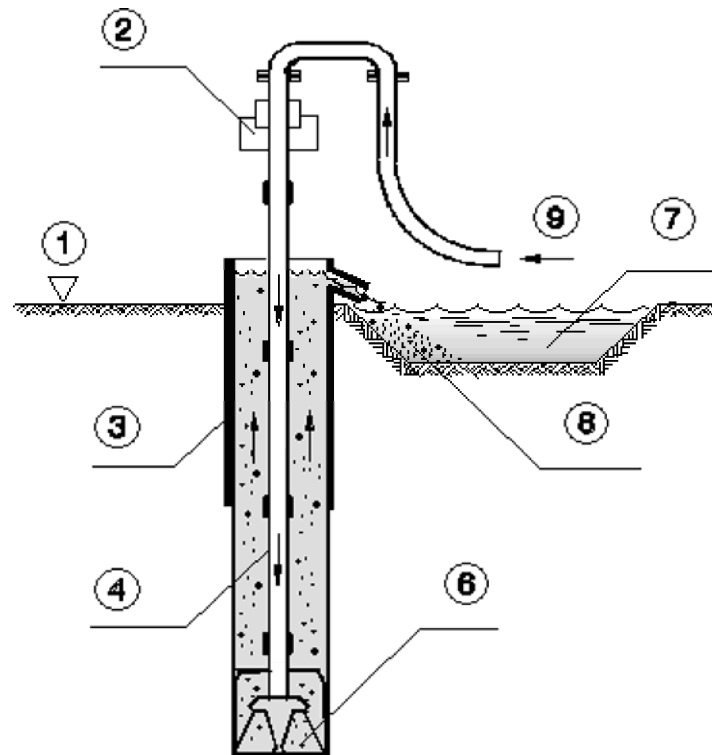


Legende

- 1 Meißelkörper
- 2 Spitze

f) Fallmeißel

Bilder A.1 — Werkzeuge für diskontinuierliches Bohren

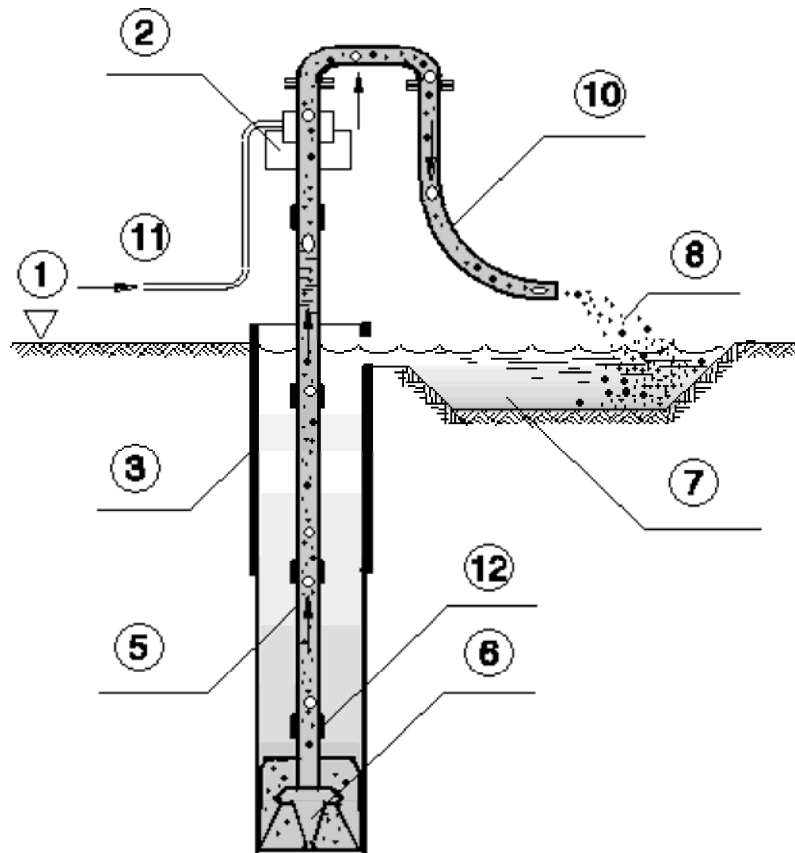


Legende

- | | |
|-------------------------|---------------------|
| 1 Arbeitsebene | 6 Bohrkopf |
| 2 Kraftdrehkopf | 7 Absetzbecken |
| 3 Verrohrung (Leitrohr) | 8 Bohrklein |
| 4 Bohrgestänge | 9 von der Spülpumpe |

Bild A.2 — Spülbohrverfahren

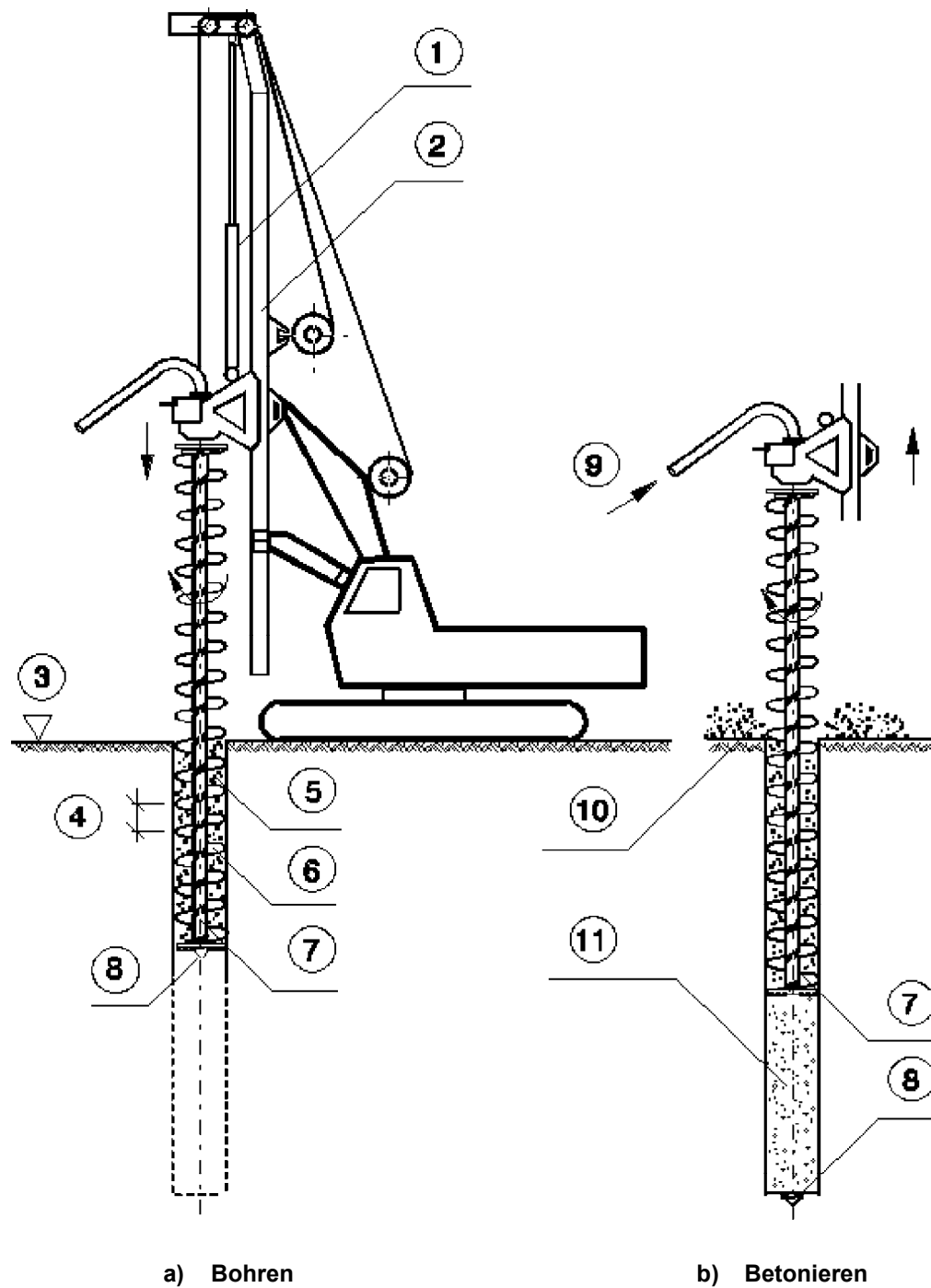
DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)



Legende

- | | |
|-------------------------|--------------------|
| 1 Arbeitsebene | 7 Absetzbecken |
| 2 Kraftdrehkopf | 8 Bohrklein |
| 3 Verrohrung (Leitrohr) | 10 Auslassschlauch |
| 5 Lufthebe-Bohrgestänge | 11 Luftzufuhr |
| 6 Bohrkopf | 12 Lufteinlass |

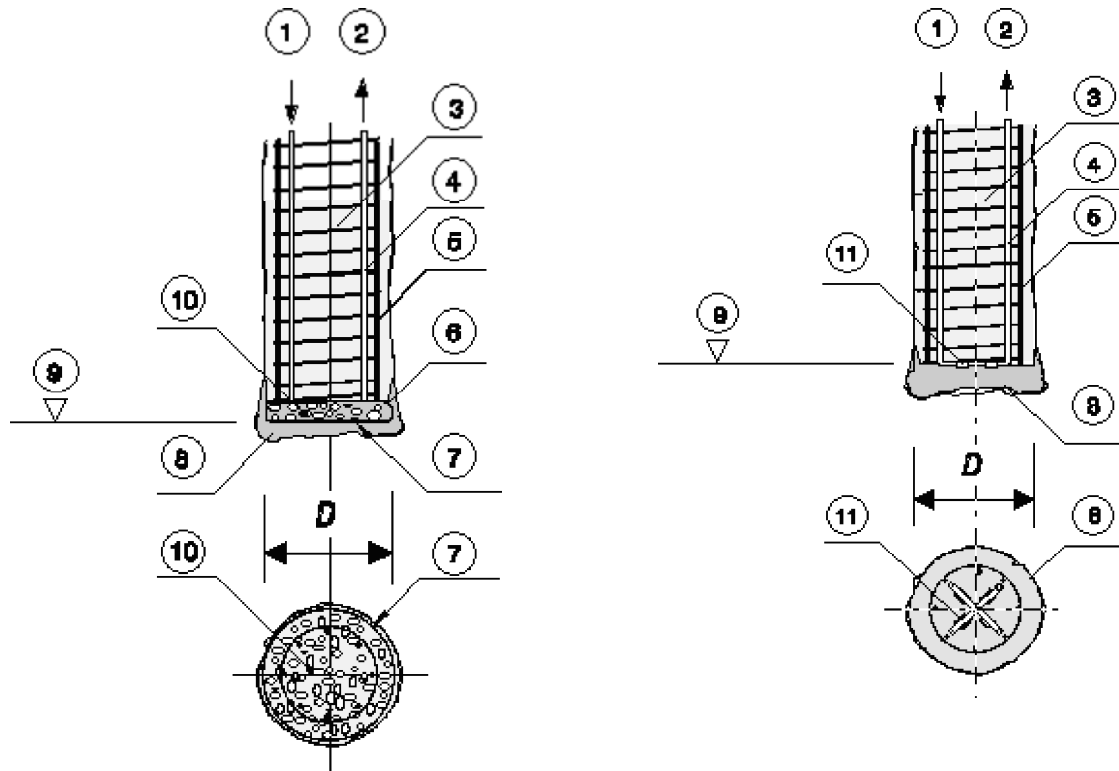
Bild A.3 — Lufthebe-Bohrverfahren

**Legende**

- | | | | |
|---|---------------------------|----|-------------------|
| 1 | Vorschubzylinder | 7 | Seelenrohr |
| 2 | Bohrmast | 8 | Verschlussstopfen |
| 3 | Arbeitsebene | 9 | Betonzufuhr |
| 4 | Ganghöhe | 10 | Bohrgut |
| 5 | Bohrgut | 11 | Pfahlbeton |
| 6 | durchgehende Bohrschnecke | | |

Bild A.4 — Bohrverfahren mit durchgehender Bohrschnecke

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)



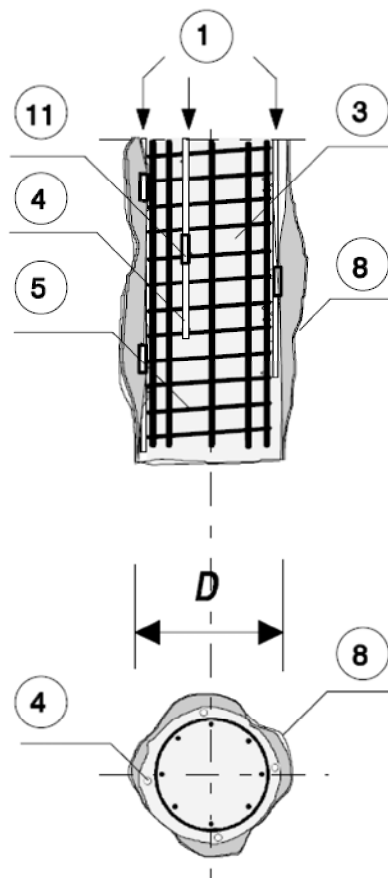
a) mit (flexiblem) Hohlkörper

b) mit Verpressrohren

Legende

- 1 Verpressen
- 2 Verpresskontrolle
- 3 Pfahlbeton
- 4 Verpressrohr
- 5 Bewehrungskorb
- 6 Abdichtung
- 7 Hohlkörper
- 8 Verpressmörtel
- 9 Aufstandsfläche/Pfahlsohle
- 10 Füllung (Kies)
- 11 Ventile

Bild A.5 — Fußverpressung (Beispiele)



Legende

- 1 Verpressen
- 3 Pfahlbeton
- 4 Verpressrohr
- 5 Bewehrungskorb
- 8 Verpressmörtel
- 11 Ventile

Bild A.6 — Schaftverpressung (Beispiel)

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

Anhang B
(informativ)

Beispiele für die Einzelheiten und die Häufigkeit der Überwachung und Prüfung

Tabelle B.1 — Kontrollen für Bohrpfähle

ANMERKUNG Die in Tabelle B.1 aufgeführten Kontrollen gelten, soweit zutreffend, auch für andere Bauteile, die Gegenstand dieser Norm sind.

Gegenstand	Parameter	Art der Prüfung	Abschnitt(e) in EN 1536	Häufigkeit	Projekt-dokumentation	Pfahl-bericht
1 – Abstecken						
1.1	Hauptachsen Pfahlachsen	Vermessung	8.1.1	Vor dem Aushub	Lageplan	
1.2	— Arbeitsebene — Pfahllage — Pfahlneigung	Vermessung — Bezugspunkt — Neigung der Verrohrung	8.1.1	Jeder Pfahl	Lageplan	x
2 – Baustoffe und Bauprodukte						
2.1	Bentonit, Zement oder andere Bindemittel, Zusatzstoffe	Prüfung der Lieferunterlagen	6.1 – 6.2	Jede Lieferung	Ausführungs-dokumentation	x
2.2	Frischbeton (Transportbeton)	Prüfung der Lieferunterlagen	6.1 – 6.3	Jedes Lieferfahrzeug	Ausführungs-dokumentation	x
3 – Aushub						
3.1 – Wasser						
3.1.1	Wasser (für Trinkwasser i.d.R. nicht erforderlich)	Herstellung der Prüfsuspension	6.1.6	Erster Bohrpfahl	Ausführungs-dokumentation	x
3.2 – Bentonitsuspension (frisch, zur Wiederverwendung und vor dem Betonieren)						
3.2.1	a) Dichte b) pH-Wert c) Marsh-Wert d) Filtratwasser-abgabe	a) Spülungswaage b) pH-Streifen c) Marsh-Trichter d) Filterpresse	6.2.1 Tabellen 1 und 2	FrISChe Suspension Vor dem Betonieren Nach dem Entsandten, vor der Wiederverwendung	Pfahlspezifikation	x
3.3 – Polymersuspension (frisch, zur Wiederverwendung und vor dem Betonieren)						
3.3.1	a) Dichte b) pH-Wert c) Marsh-Wert d) andere	a) Spülungswaage b) pH-Streifen c) Marsh-Trichter d) bei Bedarf	6.2.1 Tabellen 1 und 2	FrISChe Suspension Vor dem Betonieren Nach dem Entsandten, vor der Wiederverwendung	Pfahlspezifikation	x

Tabelle B.1 (fortgesetzt)

ANMERKUNG Die in Tabelle B.1 aufgeführten Kontrollen gelten, soweit zutreffend, auch für andere Bauteile, die Gegenstand dieser Norm sind.

Gegenstand	Parameter	Art der Prüfung	Abschnitt(e) in EN 1536	Häufigkeit	Projekt-dokumentation	Pfahl-bericht
3.4 - Ausführung des Aushubs						
3.4.1	Reihenfolge der Herstellung	Augenscheinprüfung	8.2.1.11 – 8.2.1.12	Vor dem Aushub	Herstellungsverfahren	
3.4.2	Leitrohr (Leitwand) — Durchmesser — Breite — Ebene, Tiefe	Augenscheinprüfung und Messung	8.2.4	Jeder Pfahl	Herstellungsverfahren	
3.4.3	Gebrauch der Werkzeuge (allgemein) — Art des Werkzeuges — Meißel — Änderung der Werkzeuge	Augenscheinprüfung	8.2.2	Jeder Pfahl	Herstellungsverfahren	
3.4.4	Einbringen der Verrohrung und Vorschub — Anzahl — Länge — Tiefe	Augenscheinprüfung und Messung	8.2.3	fortlaufend	Herstellungsverfahren	
3.4.5	Spiegel der Stützflüssigkeit und Flüssigkeitsüberdruck	Augenscheinprüfung und Messung	8.2.3.6 – 8.2.4.6	fortlaufend	Herstellungsverfahren	
3.4.6	Ausgehobenes Material Pfahleinbindung in tragfähige Schicht	Augenscheinprüfung Augenscheinprüfung oder Probenahme	7.3 – 9.1.6	fortlaufend sofern erforderlich	Baugrundgutachten Pfahlspezifikation (Pfahl mit Fuß-einbindung)	
3.4.7	Pfahltiefe	Lot		Jeder Pfahl	Pfahl-spezifikationen	x
3.4.8	Pfahlaufweitung — Tiefe — Art des Werkzeuges	Augenscheinprüfung und Messung	8.2.7	Jede Aufweitung	Pfahl-spezifikationen	x
3.4.9	Reinigen der Pfahlsohle	Lot	8.2.1.13	Jeder Pfahl	Pfahl-spezifikationen	x

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

Tabelle B.1 (fortgesetzt)

ANMERKUNG Die in Tabelle B.1 aufgeführten Kontrollen gelten, soweit zutreffend, auch für andere Bauteile, die Gegenstand dieser Norm sind.

Gegenstand	Parameter	Art der Prüfung	Abschnitt(e) in EN 1536	Häufigkeit	Projekt-dokumentation	Pfahl-bericht
4 - Bewehrungskörbe						
4.1 - Lieferung						
4.1.1	— Länge — Stäbe — Zusammenbau — Steifigkeit — Abstandhalter — Hülsen	Augenscheinprüfung und Messung	8.3	Jeder Bewehrungskorb	Zeichnungen Zertifikat	x
4.2 - Einbringung						
4.2.1	Einbringung der Bewehrungskörbe — Tiefe — Lage — Überlappung	Messung	8.3	Jeder Bewehrungskorb		
4.3 - Besondere Vorrichtungen (Rohre für Ultraschallprüfung, Überwachungsgeräte, Aussparungen)						
4.3.1	— Lage — Tiefe — Befestigung am Korb — Schutz beim Einbau — Schutz beim Betonieren	Augenscheinprüfung und Messung	6.5	Jeder Bewehrungskorb		
5 – Betonieren und Kappen						
5.1 – Beton (Transportbeton)						
5.1.1	Beton	Lieferschein		Jedes Lieferfahrzeug	Spezifikationen	
5.1.2	Probenahme	Zylinder, Würfel	6.3.8	Siehe 6.3.8		x
5.1.3	Konsistenz	Augenscheinprüfung und Prüfung des Setzmaßes oder der Ausbreitmaßes	6.3.6.3 – Tabelle 4	Jedes Lieferfahrzeug (Augenscheinprüfung) Stichproben (Setz- oder Ausbreitmaß)	Lieferschein	x
5.1.4	Verarbeitbarkeitszeit	Änderung des Setzmaßes oder des Ausbreitmaßes	6.3.6.4	Erster Pfahl Stichproben		x

Tabelle B.1 (fortgesetzt)

ANMERKUNG Die in Tabelle B.1 aufgeführten Kontrollen gelten, soweit zutreffend, auch für andere Bauteile, die Gegenstand dieser Norm sind.

Gegenstand	Parameter	Art der Prüfung	Abschnitt(e) in EN 1536	Häufigkeit	Projektdokumentation	Pfahlbericht
5.2 - Betonieren						
5.2.1	Höhe der Frischbetonsäule	Messung (Aufzeichnung der Höhe der Säule) Oberhalb der Kapphöhe		Jeder Pfahl und nach — jedem Lieferfahrzeug — nach Ziehen der Verrohrung — nach dem Betonieren	Spezifikationen	x
5.2.2	Eintauchtiefe des Kontraktorrohres	Messung (Aufzeichnung der Länge)	8.4.3.15 – 8.4.3.16	Jedes Lieferfahrzeug		x
5.2.3	Betonvolumen	Messung (Aufzeichnung des Volumens)		Jeder Pfahl		x
5.3 - Kappen						
5.3.1	Beton in Kapphöhe	Einaxiale Druckfestigkeit	8.1.3	Jeder Pfahl	Spezifikationen	

Tabelle B.2 — Besondere Kontrollen für Schneckenbohrpfähle

ANMERKUNG Hierfür gelten ebenfalls die in Tabelle B.1 angegebenen Kontrollen, die sich für Schneckenbohrpfähle eignen (z. B. Abstecken).

Gegenstand	Parameter	Art der Prüfung	Abschnitt(e) in EN 1536	Häufigkeit	Projektdokumentation	Pfahlbericht
3 - Aushub						
3.4 – Ausführung des Aushubs						
3.4.1	Bohrvorgang — Drehgeschwindigkeit — Vorschub — Tiefe — Drehmoment (freigestellt)	Messung	8.2.5	Jeder Pfahl, fortlaufend	Herstellungsverfahren	
5 – Betonieren und Kappen						
5.2 - Betonieren						
5.2.1	— Betondruck — Betonfluss und — Betonverbrauch mit Ziehen der Bohrschnecke	Messung	8.4.6	Jeder Pfahl, am Beginn und fortlaufend	Herstellungsverfahren	

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

Tabelle B.3 — Besondere Kontrollen für Prepacked-Pfähle

ANMERKUNG Hierfür gelten ebenfalls die in Tabelle B.1 angegebenen Kontrollen, die sich für Prepacked-Pfähle eignen (z. B. Abstecken).

Gegenstand	Parameter	Art der Prüfung	Abschnitt(e) in EN 1536	Häufigkeit	Projekt-dokumentation	Pfahl-bericht
6 - Verpressen						
6.1	Verpressrohre: — Durchmesser — Anzahl — Tiefe	Augenscheinprüfung	8.4.7	Jeder Pfahl	Verpress-verfahren	
6.2	Gesteinskörnungen: — Größe — Menge	Lieferschein	8.4.7.2	Jeder Pfahl		
6.3	Eigenschaften des Verpressgutes: — Dichte — Ausbluten — Konsistenz	Spülungswaage Ausbreitversuch	6.4	Jede Charge	Verpress-verfahren	
6.4	Verpressvorgang — Einpressgeschwindigkeit — Druck — Volumen	Messung (Aufzeichnung der Werte)		Jeder Pfahl, fortlaufend	Verpress-verfahren	
6.5	Festigkeit des Verpressgutes	Einaxiale Druckfestigkeit		Jeder Pfahl	Spezifikationen	

Tabelle B.4 — Besondere Kontrollen für Schaft- und Fußverpressungen

Gegenstand	Parameter	Art der Prüfung	Abschnitt(e) in EN 1536	Häufigkeit	Projekt-dokumentation	Pfahl-bericht
6 - Verpressen						
6.1	Verpressrohre: — Anzahl — Durchmesser — Anzahl der Ventile	Augenscheinprüfung	8.4.10	Jeder Pfahl	Verpressverfahren	
6.2	(flexibler) Hohlkörper — Lage — Befestigung	Augenscheinprüfung	8.4.10	Jeder Pfahl	Verpressverfahren	
6.3	Verpressvorgang — Aufsprengzeitpunkt — Einpressgeschwindigkeit — Druck — Verbrauch — Verteilung des Verpressgutes	Messung (Aufzeichnung der Werte)	8.4.10	Jeder Pfahl, fortlaufend	Verpressverfahren	

Anhang C (informativ)

Mustervordrucke

Dieser Anhang enthält Mustervordrucke für:

- Bohrpfähle mit verrohrter oder ungestützter Bohrung (Beispiel C.1 und Beispiel C.2);
- Bohrpfähle mit durch Stützflüssigkeit stabilisierter Bohrung (Beispiel C.3 und Beispiel C.4);
- Schneckenbohrpfähle (Beispiel C.5 und Beispiel C.6).

Die Vordrucke C.1 bis C.6 können nach Erfordernis durch weitere Vordrucke ergänzt werden, z. B. für:

- Vermessung;
- Überwachung von Stützflüssigkeiten;
- Überwachung des Betonmischens (nur für Baustellenbeton);
- Lieferscheine für Beton und/oder Mörtel;
- Baustellen-Untersuchungen der Konsistenz, Temperatur und Verarbeitbarkeit von Beton und Mörtel;
- Betoneinbauprotokolle;
- Verpressprotokolle;
- Abnahmeprotokolle für den Pfahlkopf.

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)
C.1 – Herstellen von Bohrpfählen mit verrohrter oder ungestützter Bohrung:
Grunddaten

Firma _____ Pfahltyp und Herstellungsart _____

Baustelle _____

Pfahlplan Nr. _____ verrohrte Bohrung _____ ☐

_____ unverrohrte Bohrung _____ ☐

1 Pfahldaten

a) Pfahldurchmesser	_____ m	e) Gesteinskörnung (Größtkorn)	_____
b) Bohrrohrdurchmesser (außen)	_____ m		
c) Schneidkranzdurchmesser	_____ m	f) Wasserzementwert	W/Z = _____
			W = Wassergewicht Z = Zementgewicht
d) Bohrwerkzeugdurchmesser	_____ m	g) Betonzusatzmittel	_____
e) Bohren unter Wasserüberdruck	_____ ☐	% der Zementmasse	_____
		h) Verzögerer	_____
		Verarbeitbarkeitsdauer	_____

2 Pfahlbewehrung

Plan Nr.	_____	a) Unter Wasser	_____ ☐
a) Einbringen des Bewehrungskorbes		Trockeneinbau	_____ ☐
vor dem Betonieren	_____ ☐	b) Art der Einbringung	
nach dem Betonieren	_____ ☐	Kontraktorrohr	Ø _____ m ☐
b) Abstandhalter	_____ ☐	Pumprohr	Ø _____ m ☐
Art	_____	andere Einbringart	_____ ☐
Anzahl/Längsabstand	_____ / _____ m	Beschreibung	_____

3 Pfahlbeton

a) Festigkeitsklasse:	C	c) Säubern der Bohrlochsohle	_____
Konsistenz: F/S/Fließbeton	_____		
b) Transportbeton	_____ ☐		
Baustellenbeton	_____ ☐	d) Maßnahmen bei Beginn des Betonierens	_____
c) Zementart (Lieferwerk)	_____	zur Trennung von Beton und Wasser	_____
d) Zementgehalt	_____ kg/m ³		

5 Bemerkungen

☐ Zutreffendes ankreuzen.

Bohrpfahl Nr.	Druckpfahl	☐
_____	_____	
	Zugpfahl	☐
_____	_____	
	Neigung	

[illegible]

1	2	3	4	5
Arbeitsvorgang	Umgebungs- temperatur °C	Zeiten		Datum
		von	bis	
Bohren				
Meißeln				
Unterbrechung				
Fußherstellung				
Betonieren				

Bohrmeister _____
Bauleiter des Unternehmens _____
Vertreter des Bauherrn _____

DIN EN 1536:2010-12

EN 1536:2010 (D)

C.3 – Herstellen von Bohrpfählen mit stützender Flüssigkeit: Grunddaten

Firma _____ Pfahltyp und Herstellungsart _____

Baustelle _____

Pfahlplan Nr. _____

1 Pfahldaten

- | | | | |
|---|---------|-------------------------------------|-------|
| a) Pfahldurchmesser/Maße des Schlitzwandelementes | _____ m | e) Gesteinskörnung (Größtkorn) | _____ |
| b) Maße Leitwände/Leitrohr | _____ m | | |
| c) Bohrwerkzeug | _____ | f) Wasserzementwert W/Z = | _____ |
| | | W = Wassergewicht Z = Zementgewicht | |
| | | g) Betonzusatzmittel | _____ |
| d) Äußere Maße | | % der Zementmasse | _____ |
| am Bohrwerkzeug | _____ m | h) Verzögerer | _____ |
| am Schneidring | _____ m | Verarbeitbarkeitsdauer | _____ |

2 Pfahlbewehrung

- | | | | |
|------------------------------------|--------------------------|-------------------------|------------------------------------|
| Plan Nr. | _____ | 4 Einbringen des Betons | |
| a) Einbringen des Bewehrungskorbes | | a) Unter Wasser | ☐ |
| vor dem Betonieren | ☐ | Trockeneinbau | ☐ |
| nach dem Betonieren | ☐ | b) Art der Einbringung | |
| b) Abstandhalter | ☐ | Kontraktorrohr | Ø _____ m ☐ |
| Art | _____ | Pumprohr | Ø _____ m ☐ |
| Anzahl/Längsabstand | _____ / _____ m | andere Einbringart | ☐ |
| | | Beschreibung | _____ |

3 Pfahlbeton

- | | | | |
|----------------------------|--------------------------|---|-------|
| a) Festigkeitsklasse: | C | c) Säubern der Bohrlochsohle | _____ |
| Konsistenz: F/S/Fließbeton | _____ | | |
| b) Transportbeton | ☐ | | |
| Baustellenbeton | ☐ | d) Maßnahmen bei Beginn des Betonierens | _____ |
| c) Zementart (Lieferwerk) | _____ | zur Trennung von Beton und Wasser | _____ |
| | | | |
| d) Zementgehalt | _____ kg/m ³ | | |

5 Bemerkungen

☐ Zutreffendes ankreuzen.

Bohrpfahl Nr.	_____	Druckpfahl	_____	☐
	_____	Zugpfahl	_____	☐
		Neigung		

[illegible]

1	2	3	4	5
Arbeitsvorgang	Umgebungs- temperatur °C	Zeiten		Datum
		Von	bis	
Bohren				
Meißeln				
Unterbrechung				
Fußherstellung				
Betonieren				

a) Abloten der Sohle nach dem Bohren
_____ m unter der Arbeitsebene

b) Meißelarbeiten: von _____ m bis _____ m

c) Abweichungen von der Solllage in der Arbeitsebene
Achse: _____ cm Achse: _____ cm

	Einheit	Vor dem Betonieren	Nach
Dichte	g/cm ³		
Marsh-Zeit	s		
Filtratwasser- abgabe	cm ³		
Sandgehalt	%		
Alkalität	pH		

Leitwand/Leitrohr	_____	m
über Grundwasser		m

Abweichungen von Plan Nr. _____

Längenabweichung _____

Änderungen _____

Besondere Vorkommnisse

Wasserstand im Bohrrohr zu Beginn
oberhalb der Unterkante der Leitwand/des Leitrohrs

Betonverbrauch			
Soll	m³	Ist	m³

Abweichungen von den Grunddaten

Bohrmeister _____

Bauleiter des Unternehmens _____

Vertreter des Bauherrn _____

DIN EN 1536:2010-12

EN 1536:2010 (D)

C.5 – Herstellen von Schneckenbohrpfählen: Grunddaten

Firma	_____	Pfahltyp und Herstellungsart	_____
Baustelle	_____	Bohrgerät	_____
Pfahlplan Nr.	_____		

1 Pfahldaten

a) Länge des Bohrers	_____	m	e) Gesteinskörnung (Größtkorn)	_____	
b) Durchmesser (außen) D_a	_____	m			
c) Zentralrohrdurchmesser D_i	_____	m	f) Wasserzementwert $W/Z =$	_____	
			W = Wassergewicht Z = Zementgewicht		
d) Ganghöhe der Wendel	_____	m	g) Betonzusatzmittel	_____	
e) Verhältnis D_i/D_a	_____		% der Zementmasse	_____	
f) Fuß geschlossen	☐	Fuß offen	☐	h) Verzögerer	_____
			Verarbeitbarkeitsdauer	_____	

2 Pfahlbewehrung

Plan Nr.	_____			
a) Einbringen des Bewehrungskorbes				
vor dem Betonieren	☐	b) Art der Einbringung		
nach dem Betonieren	☐	Kontraktorrohr	Ø _____ m	☐
mit Rüttelhilfe	☐	Pumprohr	Ø _____ m	☐
b) Abstandhalter	☐	andere Einbringart		☐
Art	_____	Beschreibung	_____	
Anzahl/Längsabstand	_____ / _____			
		m		

3 Pfahlbeton

a) Festigkeitsklasse:	C	c)	_____
Konsistenz: F/S/Fließbeton	_____		
b) Transportbeton	☐		
Baustellenbeton	☐	d) Maßnahmen bei Beginn des Betonierens	_____
c) Zementart (Lieferwerk)	_____	zur Trennung von Beton und Wasser	_____
d) Zementgehalt	_____	kg/m ³	_____

5 Bemerkungen

☐ Zutreffendes ankreuzen.

Bohrpfahl Nr. _____ Druckpfahl _____ ☐

_____ Zugpfahl _____ ☐

_____ Neigung _____

[illegible]

1	2	3	4	5
Arbeitsvorgang	Umgebungs- temperatur °C	Zeiten		Datum
		von	bis	
Bohren				
Betonieren				
Bewehrung einbringen				

Vertreter des Bauherrn

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

Anhang D
(informativ)

Verbindlichkeit der Festlegungen

Die Festlegungen sind hinsichtlich ihres Verbindlichkeitsgrades wie folgt gekennzeichnet:

- (RQ): Anforderung;
- (RC): Empfehlung;
- (PE): Erlaubnis;
- (PO): Möglichkeit und Eventualität;
- (ST): Aussage.

1 Anwendungsbereich

1.1 (RQ)
ANMERKUNGEN 1 – 3
1.2 (RQ)
ANMERKUNG
1.3 (RQ)
ANMERKUNG
1.4 (RQ)
1.5 (RQ)
1.6 (RQ)
1.7 (PO)
1.8 (RQ)
1.9 (RQ)
1.10 (ST)

2 Normative Verweisungen

(ST)
Liste

3 Begriffe

(ST)
ANMERKUNGEN 1 und 2
3.1 – 3.41

**4 Notwendige Informationen für
die Ausführung**

4.1 Allgemeines

4.1.1 (RQ)
4.1.2 (RC)
4.1.3 (RQ)

4.2 Besondere Punkte

4.2.1 (RQ)
4.2.2 (RQ)
4.2.3 (RQ)
4.2.4 (RQ)
ANMERKUNG

5 Baugrunduntersuchungen

5.1 Allgemeines

5.1.1 (RQ)
ANMERKUNGEN 1 – 3
5.1.2 (RQ)
5.1.3 (RQ)
5.1.4 (RQ)

5.2 Besondere Anforderungen

5.2.1 (RQ)
5.2.2 (RQ)
5.2.3 (RQ)
5.2.4 (RQ)
ANMERKUNG
5.2.5 (RQ)
ANMERKUNG
5.2.6 (RQ)

6 Baustoffe und Bauprodukte

6.1 Ausgangsstoffe

6.1.1 Allgemeines

6.1.1.1 (RQ)
6.1.1.2 (RQ)

6.1.2 Bentonit

6.1.2.1 (RC)
ANMERKUNGEN 1 – 2
6.1.2.2 (RQ)
6.1.2.3 (RQ)

6.1.3 Polymere

(PO)
ANMERKUNGEN 1 – 2

6.1.4 Zement

6.1.4.1 (RQ)
6.1.4.2 (PE)
6.1.4.3 (RQ)
ANMERKUNGEN 1 – 2
6.1.4.4 (RQ)
6.1.4.5 (RC)
ANMERKUNGEN 1 – 2
6.1.4.6 (PE)
6.1.4.7 (RQ)

6.1.5 Gesteinskörnungen

(RQ)

6.1.6 Zugabewasser

(RQ)

6.1.7 Zusatzstoffe

(RQ)

6.1.8 Zusatzmittel

6.1.8.1 (RQ)
6.1.8.2 (RQ)
6.1.8.3 (RQ)

6.2 Stützflüssigkeiten**6.2.1 Bentonitsuspensionen**

6.2.1.1 (RQ)
6.2.1.2 (PE)
6.2.1.3 (RQ)
ANMERKUNGEN 1 – 2
6.2.1.4 (PE)
6.2.1.5 (PE)
6.2.1.6 (PE)

6.2.2 Polymerlösungen

6.2.2.1 (PE)
6.2.2.2 (RQ)
ANMERKUNG
6.2.2.3 (RQ)

6.3 Beton**6.3.1 Allgemeines**

6.3.1.1 (RQ)
6.3.1.2 (RQ)
6.3.1.3 (RQ)
ANMERKUNGEN 1 – 3

6.3.2 Gesteinskörnungen

6.3.2.1 (RQ)
6.3.2.2 (RQ)
6.3.2.3 (RQ)
6.3.2.4 (RQ)

6.3.3 Zementgehalte

6.3.3.1 (RQ)
6.3.3.2 (RC)

6.3.4 Wassorzementwert

6.3.4.1 (RQ)
6.3.4.2 (RQ)
6.3.4.3 (PE)

6.3.5 Zusatzmittel

6.3.5.1 (RQ)
ANMERKUNGEN 1-3
6.3.5.2 (PE)
6.3.5.3 (PE)

6.3.6 Frischbeton

6.3.6.1 (RQ)
6.3.6.2 (PO)
6.3.6.3 (RQ)
6.3.6.4 (RC)
ANMERKUNG
6.3.6.5 (PE)
6.3.6.6 (PE)

6.3 Herstellung des Betons

6.3.7.1 (RQ)
ANMERKUNG
6.3.7.2 (RQ)

**6.3.8 Probenahme und Prüfung
auf der Baustelle**

6.3.8.1 (RQ)
ANMERKUNGEN 1 – 2
6.3.8.2 (RQ)
6.3.8.3 (RQ)
6.3.8.4 (RQ)
ANMERKUNG
6.3.8.5 (PE)
6.3.8.6 (RQ)
ANMERKUNG
6.3.8.7 (RQ)

6.4 Verpressmörtel

6.4.1 (RQ)
ANMERKUNG
6.4.2 (RQ)
6.4.3 (RQ)
6.4.4 (RC)
ANMERKUNG
6.4.5 (PE)

6.5 Bewehrung

6.5.1 (RQ)
6.5.2 (RQ)
6.5.3 (RQ)
ANMERKUNG
6.5.4 (RQ)
6.5.5 (RQ)
ANMERKUNG

6.6 Weitere Einbauteile

6.6.1 (RQ)
6.6.2 (RQ)

**7 Hinweise zu Entwurf und
Bemessung****7.1 Allgemeines**

7.1.1 (ST)
7.1.2 (RQ)
ANMERKUNG
7.1.3 (RQ)
ANMERKUNGEN 1 – 3
7.1.4 (RC)
ANMERKUNG
7.1.5 (PE)
7.1.6 (RQ)
ANMERKUNG
7.1.7 (RC)
ANMERKUNG
7.1.8 (RC)
ANMERKUNGEN 1 – 2
7.1.9 (PE)
ANMERKUNG

7.2 Bohrpfahlwände

7.2.1 (RC)
ANMERKUNG
7.2.2 (PO)
7.2.3 (RQ)

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

7.3 Bodenaushub

7.3.1 (RQ)
7.3.2 (RQ)
7.3.3 (RQ)
7.3.4 (RQ)
ANMERKUNG
7.3.5 (RQ)
7.3.6 (RQ)
7.3.7 (RQ)

7.4 Betonfertigteile

7.4.1 (RQ)
7.4.2 (RQ)
7.4.3 (RQ)
7.4.4 (RQ)

7.5 Bewehrung

7.5.1 Allgemeines

7.5.1.1 (RQ)
7.5.1.2 (RQ)
7.5.1.3 (RC)
7.5.1.4 (RC)

7.5.2 Längsbewehrung

7.5.2.1 (RQ)
7.5.2.2 (RQ)
7.5.2.3 (RQ)
7.5.2.4 (RQ)
7.5.2.5 (RC)
7.5.2.6 (RQ)
7.5.2.7 (PE)
7.5.2.8 (RC)
7.5.2.9 (RQ)
7.5.2.10 (RC)
ANMERKUNG

7.5.3 Querbewehrung

7.5.3.1 (RC)
7.5.3.2 (RQ)
7.5.3.3 (RC)
7.5.3.4 (PE)

7.6 Rohre und Stahlprofile als Bewehrung

7.6.1 (RQ)
7.6.2 (RQ)
7.6.3 (RQ)

7.7 Mindest- und Nennbetondeckung

7.7.1 (RQ)
7.7.2 (RQ)
ANMERKUNG
7.7.3 (RC)
7.7.4 (PE)
7.7.5 (RQ)
ANMERKUNG
7.7.6 (RQ)
7.7.7 (PE)
Anmerkung
7.7.8 (RQ)

8 Ausführung

8.1 Herstellungstoleranzen

8.1.1 Geometrische Toleranzen

8.1.1.1 (RQ)
ANMERKUNG
8.1.1.2 (RQ)

8.1.2 Toleranzen für den Einbau von Bewehrungskörben

(RQ)

8.1.3 Toleranzen für das Kappen

(RQ)

8.2 Aushub

8.2.1 Allgemeines

8.2.1.1 (RQ)
ANMERKUNGEN 1–2
8.2.1.2 (RQ)
ANMERKUNG
8.2.1.3 (RQ)
8.2.1.4 (RQ)
8.2.1.5 (RC)
ANMERKUNGEN 1 – 2
8.2.1.6 (RQ)
ANMERKUNG
8.2.1.7 (RQ)
8.2.1.8 (RQ)
8.2.1.9 (RQ)
ANMERKUNG
8.2.1.10 (RQ)
8.2.1.11 (RQ)
8.2.1.12 (RC)
8.2.1.13 (RQ)

8.2.2 Bohrverfahren und Bohrwerkzeuge

8.2.2.1 (PO)
ANMERKUNGEN 1 – 2
8.2.2.2 (PO)
8.2.2.3 (RQ)
8.2.2.4 (RQ)
8.2.2.5 (RQ)
ANMERKUNG
8.2.2.6 (PO)
8.2.2.7 (PE)

8.2.3 Verrohrtes Bohren

8.2.3.1 (RQ)
8.2.3.2 (PE)
8.2.3.3 (RQ)
8.2.3.4 (RQ)
8.2.3.5 (RC)
8.2.3.6 (RQ)
8.2.3.7 (PE)
8.2.3.8 (PE)
8.2.3.9 (RQ)
8.2.3.10 (RQ)
8.2.3.11 (RQ)
ANMERKUNG
8.2.3.12 (RQ)
8.2.3.13 (RQ)
ANMERKUNG
8.2.3.14 (RC)
ANMERKUNGEN
1 – 2

**8.2.4 Aushub unter
Stützflüssigkeit**

8.2.4.1 (RQ)
8.2.4.2 (RQ)
8.2.4.3 (PE)
8.2.4.4 (RQ)
8.2.4.5 (RQ)
8.2.4.6 (RQ)
ANMERKUNG
8.2.4.7 (PE)
8.2.4.8 (RQ)
ANMERKUNG
8.2.4.9 (RQ)
8.2.4.10 (RC)

**8.2.5 Bohren mit durchgehender
Bohrschnecke**

8.2.5.1 (PE)
8.2.5.2 (RQ)
8.2.5.3 (RQ)
8.2.5.4 (RQ)
ANMERKUNGEN
1 – 3
8.2.5.5 (RQ)
8.2.5.6 (RQ)
8.2.5.7 (RQ)
8.2.5.8 (RQ)
8.2.5.9 (RQ)
8.2.5.10 (RQ)

8.2.6 Ungestütztes Bohren

8.2.6.1 (PE)
8.2.6.2 (RQ)
8.2.6.3 (RQ)
8.2.6.4 (RQ)
8.2.6.5 (RQ)

8.2.7 Querschnittsaufweitungen

8.2.7.1 (RQ)
8.2.7.2 (RC)

8.3 Bewehrung**8.3.1 Allgemeines**

8.3.1.1 (RQ)
8.3.1.2 (RQ)
8.3.1.3 (RQ)

8.3.2 Bewehrungsstöße

8.3.2.1 (RQ)
8.3.2.2 (PO)
8.3.2.3 (RQ)
8.3.2.4 (PE)

8.3.3 Biegen der Bewehrung

8.3.3.1 (RQ)
8.3.3.2 (RQ)
8.3.3.3 (PE)

**8.3.4 Herstellung der
Bewehrungskörbe**

8.3.4.1 (RQ)
8.3.4.2 (RQ)
8.3.4.3 (RQ)
8.3.4.4 (PO)

8.3.5 Abstandhalter

8.2.5.1 (RQ)
ANMERKUNG
8.3.5.2 (RC)

8.3.6 Einbau der Bewehrung

8.3.6.1 (RQ)
8.3.6.2 (RQ)
8.3.6.3 (RQ)
8.3.6.4 (PE)
8.3.6.5 (RQ)
8.3.6.6 (RQ)
8.3.6.7 (PE)

8.4 Betonieren und Kappen**8.4.1 Allgemeines**

8.4.1.1 (RQ)
8.4.1.2 (RQ)
8.4.1.3 (RQ)
8.4.1.4 (RQ)
ANMERKUNGEN
1 – 2
8.4.1.5 (RQ)
8.4.1.6 (RQ)
8.4.1.7 (RQ)
8.4.1.8 (RQ)
8.4.1.9 (RQ)
8.4.1.10 (RC)
8.4.1.11 (RQ)
ANMERKUNG
8.4.1.12 (RQ)
8.4.1.13 (RQ)
8.4.1.14 (PO)
8.4.1.15 (RQ)
8.4.1.16 (RQ)
8.4.1.17 (RQ)
8.4.1.18 (PO)
8.4.1.19 (RC)
8.4.1.20 (RQ)
8.4.1.21 (RC)

8.4.2 Betonieren im Trockenen

8.4.2.1 (RQ)
8.4.2.2 (RQ)
8.4.2.3 (RQ)
ANMERKUNG
8.4.2.4 (RQ)
8.4.2.5 (RQ)

DIN EN 1536:2010-12

EN 1536:2010 (D)

8.4.3 Betonieren unter Wasser

8.4.3.1 (RQ)
ANMERKUNG
8.4.3.2 (RC)
ANMERKUNG
8.4.3.3 (RQ)
ANMERKUNGEN
1 – 3
8.4.3.4 (RQ)
8.4.3.5 (RQ)
8.4.3.6 (RQ)
8.4.3.7 (RQ)
8.4.3.8 (RC)
8.4.3.9 (RQ)
8.4.3.10 (RQ)
8.4.3.11 (RQ)
8.4.3.12 (PE)
8.4.3.13 (RQ)
8.4.3.14 (RQ)
8.4.3.15 (RQ)
8.4.3.16 (RC)
8.4.3.17 (RC)
8.4.3.18 (RC)
8.4.3.19 (RQ)
8.4.3.20 (RQ)
8.4.3.21 (RQ)

8.4.4 Ziehen der Verrohrung

8.4.4.1 (RQ)
8.4.4.2 (RQ)
8.4.4.3 (RQ)
8.4.4.4 (RQ)
ANMERKUNG
8.4.4.5 (RQ)

8.4.5 Bleibende Verrohrung oder Hülse

8.4.5.1 (PO)
ANMERKUNG
8.4.5.2 (RQ)

8.4.6 Betonieren bei Pfahlherstellung mit durchgehender Bohrschnecke

8.4.6.1 (RQ)
8.4.6.2 (RQ)
8.4.6.3 (RQ)
8.4.6.4 (PE)
8.4.6.5 (RQ)
ANMERKUNG
8.4.6.6 (RQ)
8.4.6.7 (RQ)
ANMERKUNG
8.4.6.8 (RQ)
ANMERKUNG

8.4.7 Prepacked-Pfähle

8.4.7.1 (RQ)
8.4.7.2 (RQ)
8.4.7.3 (RQ)
8.4.7.4 (RQ)
8.4.7.5 (RQ)
8.4.7.6 (RQ)

8.4.8 Verlust der Eintauchtiefe des Kontraktorrohres oder der Verrohrung

8.4.8.1 (RQ)
8.4.8.2 (RQ)
8.4.8.3 (RQ)
8.4.8.4 (RQ)
8.4.8.5 (PE)
8.4.8.6 (PE)
8.4.8.7 (RQ)
8.4.8.8 (RC)
ANMERKUNG

8.4.9 Betonfertigteile und Stahlrohre oder Profile

8.4.9.1 (RQ)
8.4.9.2 (RQ)
8.4.9.3 (PE)

8.4.10 Äußeres Verpressen von Bohrpfehlen

8.4.10.1 (RQ)
8.4.10.2 (RQ)
8.4.10.3 (PO)
ANMERKUNG
8.4.10.4 (RQ)
8.4.10.5 (RQ)
8.4.10.6 (PE)
8.4.10.7 (RQ)

8.4.11 Kappen

8.4.11.1 (RQ)
8.4.11.2 (RQ)
8.4.11.3 (RQ)
ANMERKUNG
8.4.11.4 (PE)
8.4.11.5 (RQ)
8.4.11.6 (RQ)
ANMERKUNG

8.5 Bohrpfehlwände

8.5.1 (RC)
8.5.2 (RC)
8.5.3 (RC)
ANMERKUNG
8.5.4 (RQ)
8.5.5 (RQ)
ANMERKUNG
8.5.6 (PE)

9 Aufsicht, Prüfung und Überwachung

9.1 Kontrolle der Ausführung

9.1.1 (RQ)
ANMERKUNGEN
1–3
9.1.2 (RQ)
ANMERKUNG
9.1.3 (RQ)
ANMERKUNGEN
1–3
9.1.4 (RQ)
9.1.5 (RQ)
9.1.6 (RQ)

9.2 Pfahlversuche

9.2.1 Allgemeines

(RQ)
ANMERKUNGEN
1 – 4

9.2.2 Probelbelastungen

9.2.2.1 (RQ)
ANMERKUNGEN
9.2.2.2 (RQ)
ANMERKUNG
9.2.2.3 (RQ)
ANMERKUNG

9.2.3 Integritätsprüfungen

9.2.3.1 (RQ)
ANMERKUNGEN
1 – 2
9.2.3.2 (RQ)

10 Aufzeichnungen

10.1 (RQ)
10.2 (RQ)
10.3 (RQ)
10.4 (PO)
10.5 (RQ)
ANMERKUNG

11 Besondere Anforderungen

11.1 (RQ)
11.2 (RQ)
11.3 (RQ)
11.4 (RC)
11.5 (RQ)
11.6 (PE)
11.7 (RQ)
11.8 (PO)
ANMERKUNG
11.9 (RQ)
11.10 (RQ)

DIN EN 1536:2010-12
EN 1536:2010 (D)

Literaturhinweise

- [1] EN 445, *Einpressmörtel für Spannglieder — Prüfverfahren*
- [2] EN 446, *Einpressmörtel für Spannglieder — Einpressverfahren*
- [3] EN 447, *Einpressmörtel für Spannglieder — Allgemeine Anforderungen*
- [4] EN 1538, *Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau — Schlitzwände*
- [5] EN ISO 13500, *Erdöl- und Erdgasindustrie — Bohrspülungen — Spezifikationen und Prüfungen (ISO 13500:2008)*

DIN EN 1997-1

ICS 91.010.30; 93.020

Ersatzvermerk
siehe unten**Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik –
Teil 1: Allgemeine Regeln;
Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009**

Eurocode 7: Geotechnical design –
Part 1: General rules;
German version EN 1997-1:2004 + AC:2009

Eurocode 7: Calcul géotechnique –
Partie 1: Règles générales;
Version allemande EN 1997-1:2004 + AC:2009

Ersatzvermerk

Ersatz für DIN EN 1997-1:2008-10;
teilweiser Ersatz für DIN 1054:2005-01, DIN 1054 Berichtigung 1:2005-04, DIN 1054 Berichtigung 2:2007-04,
DIN 1054 Berichtigung 3:2008-01, DIN 1054 Berichtigung 4:2008-10 und DIN 1054/A1:2009-07

Gesamtumfang 176 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN EN 1997-1:2009-09

Nationales Vorwort

Dieses europäische Dokument wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250/SC 7 „Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom NEN (Niederlande) gehalten wird.

Auf nationaler Ebene ist im DIN Deutsches Institut für Normung e. V. der NABau-Arbeitsausschuss NA 005-05-01 AA „Sicherheit im Erd- und Grundbau“ zuständig.

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 23. April 2004 angenommen.

Die Norm ist Bestandteil einer Reihe von Einwirkungs- und Bemessungsnormen, deren Anwendung nur im Paket sinnvoll ist. Dieser Tatsache wird durch das Leitpapier L der Kommission der Europäischen Gemeinschaft für die Anwendung der Eurocodes Rechnung getragen, indem Übergangsfristen für die verbindliche Umsetzung der Eurocodes in den Mitgliedstaaten vorgesehen sind. Die Übergangsfristen sind im Vorwort dieser Norm angegeben. Ein Nationaler Anhang wird im Laufe der Übergangsfristen erstellt.

Dieses Dokument enthält die Europäische Berichtigung EN 1997-1:2004/AC:1009.

Änderungen

Gegenüber DIN V ENV 1997-1:1996-04 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist das Verfahren der Teilsicherheitsbeiwerte bezogen auf die Einwirkungen und Widerstände des Bodens zugelassen;
- b) durch a) sind in DIN EN 1997-1 drei verschiedene Nachweisverfahren angegeben;
- c) redaktionelle Änderungen im gesamten Text durch a) und b);
- d) Einführung eines gesonderten Kapitels über Verankerungen;
- e) Neuordnung der Abschnitte über Erddämme, Böschungen und Geländebruch;
- f) Stellungnahmen der nationalen Normungsinstitute eingearbeitet; Text vollständig überarbeitet.

Gegenüber DIN EN 1997-1:2005-10 wurden folgende Korrekturen vorgenommen:

- a) Korrektur der EN 1997-1:2004 der deutschen Übersetzung und Anpassung.

Gegenüber DIN EN 1997-1:2008-10 wurden aufgrund der europäischen Berichtigung EN 1997-1/AC:2009 folgende Korrekturen vorgenommen:

- a) im gesamten Dokument sind Textteile, Bilder und Tabellen korrigiert worden.

Frühere Ausgaben

DIN V ENV 1997-1: 1996-04
DIN EN 1997-1: 2005-10; 2008-10
DIN 1054: 1934-08; 1940-08; 1953x-10; 1969-11; 1976-11; 2003-01; 2005-01
DIN 1054 Berichtigung 1: 2005-04; 2003-10
DIN 1054 Berichtigung 2: 2007-04
DIN 1054 Berichtigung 3: 2008-01
DIN 1054 Berichtigung 4: 2008-10
DIN 1054/A1: 2009-07
DIN 4014: 1960-12; 1969-11
DIN 4014-1:1975-08
DIN 4014-2: 1977-09
DIN 4026:1968-07; 1975-08
DIN 4125: 1990-12
DIN 4125-1: 1972-06; 1988-03
DIN 4125-2: 1976-02
DIN 4128: 1983-04

DIN EN 1997-1:2009-09

— Leerseite —

EUROPÄISCHE NORM
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE

EN 1997-1

November 2004

+ AC

Februar 2009

ICS 91.120.20

Ersatz für ENV 1997-1:1994

Deutsche Fassung

Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln

Eurocode 7: Geotechnical design —
Part 1: General rules

Eurocode 7: Calcul géotechnique —
Partie 1: Règles générales

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 23. April 2004 angenommen.

Die Berichtigung tritt am 18. Februar 2009 in Kraft.

Die CEN-Mitglieder sind gehalten, die CEN/CENELEC-Geschäftsordnung zu erfüllen, in der die Bedingungen festgelegt sind, unter denen dieser Europäischen Norm ohne jede Änderung der Status einer nationalen Norm zu geben ist. Auf dem letzten Stand befindliche Listen dieser nationalen Normen mit ihren bibliographischen Angaben sind beim Management-Zentrum oder bei jedem CEN-Mitglied auf Anfrage erhältlich.

Diese Europäische Norm besteht in drei offiziellen Fassungen (Deutsch, Englisch, Französisch). Eine Fassung in einer anderen Sprache, die von einem CEN-Mitglied in eigener Verantwortung durch Übersetzung in seine Landessprache gemacht und dem Management-Zentrum mitgeteilt worden ist, hat den gleichen Status wie die offiziellen Fassungen.

CEN-Mitglieder sind die nationalen Normungsinstitute von Belgien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, den Niederlanden, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Schweden, der Schweiz, der Slowakei, Slowenien, Spanien, der Tschechischen Republik, Ungarn, dem Vereinigten Königreich und Zypern.



EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG
EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Management-Zentrum: rue de Stassart, 36 B-1050 Brüssel

DIN EN 1997-1:2009-09

DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

Inhalt

Seite

Vorwort	8
1 Allgemeines	12
1.1 Anwendungsbereich	12
1.1.1 Anwendungsbereich der EN 1997	12
1.1.2 Anwendungsbereich der EN 1997-1	12
1.1.3 Weitere Teile der EN 1997	13
1.2 Normative Verweisungen	13
1.3 Voraussetzungen	14
1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln	14
1.5 Begriffe	15
1.5.1 Einheitliche Begriffe in allen Eurocodes	15
1.5.2 Besondere Begriffe in EN 1997-1	15
1.6 Symbole	16
2 Grundlagen der geotechnischen Bemessung	22
2.1 Anforderungen an Entwurf, Berechnung und Bemessung	22
2.2 Bemessungssituationen	24
2.3 Dauerhaftigkeit	25
2.4 Geotechnische Bemessung auf Grund von Berechnungen	26
2.4.1 Allgemeines	26
2.4.2 Einwirkungen	27
2.4.3 Baugrundeigenschaften	29
2.4.4 Geometrische Vorgaben	30
2.4.5 Charakteristische Werte	30
2.4.6 Bemessungswerte	31
2.4.7 Grenzzustände der Tragfähigkeit	33
2.4.8 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	38
2.4.9 Grenzwerte für Fundamentbewegungen	38
2.5 Entwurf und Bemessung auf Grund von anerkannten Tabellenwerten	39
2.6 Probelastungen und Modellversuche	39
2.7 Beobachtungsmethode	40
2.8 Geotechnischer Entwurfsbericht	40
3 Geotechnische Unterlagen	42
3.1 Allgemeines	42
3.2 Geotechnische Untersuchungen	42
3.2.1 Allgemeines	42
3.2.2 Voruntersuchungen	42
3.2.3 Hauptuntersuchungen	43
3.3 Ableitung geotechnischer Kenngrößen	43
3.3.1 Allgemeines	43
3.3.2 Ansprache der Boden- und Felsart	44
3.3.3 Wichte	45
3.3.4 Lagerungsdichte	45
3.3.5 Verdichtungsgrad	45
3.3.6 Scherfestigkeit	45
3.3.7 Bodensteifigkeit	46
3.3.8 Güte und Eigenschaften von Gestein und Fels (Gebirge)	46
3.3.9 Kenngrößen für die Durchlässigkeit und Konsolidation von Boden und Fels	48
3.3.10 Geotechnische Kenngrößen aus Feldversuchen	48
3.4 Geotechnischer Untersuchungsbericht	51
3.4.1 Anforderungen	51
3.4.2 Darstellung der geotechnischen Befunde	51
3.4.3 Bewertung der geotechnischen Befunde	52
4 Bauüberwachung, Kontrollmessungen und Instandhaltung	53
4.1 Allgemeines	53

	Seite
4.2 Bauüberwachung	53
4.2.1 Überwachungsprogramm	53
4.2.2 Beaufsichtigung und Kontrolle	54
4.2.3 Überprüfung der Planungsvorgaben	55
4.3 Kontrolle der Baugrundverhältnisse	55
4.3.1 Boden und Fels	55
4.3.2 Grundwasser	55
4.4 Kontrolle der Baudurchführung	56
4.5 Kontrollmessungen	57
4.6 Instandhaltung	58
5 Schüttungen, Wasserhaltung, Bodenverbesserung und Bodenbewehrung	59
5.1 Allgemeines	59
5.2 Grundsätzliche Anforderungen	59
5.3 Ausführung von Schüttungen	59
5.3.1 Grundsätze	59
5.3.2 Wahl des Schüttmaterials	60
5.3.3 Wahl der Einbau- und Verdichtungsverfahren	61
5.3.4 Überprüfung der Schüttung	62
5.4 Wasserhaltung	63
5.5 Bodenverbesserung und Bodenbewehrung	64
6 Flächengründungen	65
6.1 Allgemeines	65
6.2 Grenzzustände	65
6.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen	65
6.4 Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung	65
6.5 Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit	66
6.5.1 Gesamtstandsicherheit	66
6.5.2 Grundbruchwiderstand	67
6.5.3 Gleitwiderstand	68
6.5.4 Stark exzentrische Belastung	69
6.5.5 Tragwerksversagen durch Fundamentbewegung	69
6.6 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	69
6.6.1 Allgemeines	69
6.6.2 Setzung	70
6.6.3 Hebung	71
6.6.4 Schwingungsberechnung	71
6.7 Gründungen auf Fels; ergänzende Gesichtspunkte bei Entwurf und Bemessung	72
6.8 Bemessung der Bauteile von Flächengründungen	72
6.9 Vorbereitung der Baugrubensohle	73
7 Pfahlgründungen	74
7.1 Allgemeines	74
7.2 Grenzzustände	74
7.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen	74
7.3.1 Allgemeines	74
7.3.2 Einwirkungen durch Bodenverschiebung	75
7.4 Verfahren und Gesichtspunkte bei Entwurf und Bemessung	76
7.4.1 Entwurfs- und Bemessungsverfahren	76
7.4.2 Gesichtspunkte bei der Bemessung	77
7.5 Pfahlprobebelastungen	78
7.5.1 Allgemeines	78
7.5.2 Statische Probebelastungen	79
7.5.3 Dynamische Probebelastungen	80
7.5.4 Probebelastungsbericht	80
7.6 Axial beanspruchte Pfähle	80
7.6.1 Allgemeines	80
7.6.2 Widerstand bei Druck	81

DIN EN 1997-1:2009-09**DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)**

Seite

7.6.3	Widerstand bei Zug	87
7.6.4	Vertikalverschiebungen von Pfahlgründungen (Gebrauchstauglichkeit des gestützten Bauwerks).....	90
7.7	Quer beanspruchte Pfähle	91
7.7.1	Allgemeines.....	91
7.7.2	Widerstand gegen Querbeanspruchung auf Grund von Pfahlprobelastungen	91
7.7.3	Widerstand gegen Querbeanspruchung auf Grund von Baugrunduntersuchungen und Kenngrößen der Pfahlfestigkeit	92
7.7.4	Verschiebung bei Querbeanspruchung	92
7.8	Innere Bemessung des Pfahles.....	92
7.9	Bauüberwachung.....	93
8	Verankerungen.....	95
8.1	Allgemeines.....	95
8.1.1	Geltungsbereich.....	95
8.1.2	Definitionen	95
8.2	Grenzzustände	96
8.3	Bemessungssituationen und Einwirkungen	96
8.4	Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung	97
8.5	Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	98
8.5.1	Bemessung der Anker.....	98
8.5.2	Bemessungswerte des Herauszieh-Widerstands auf Grund von Versuchsergebnissen	98
8.5.3	Bemessungswerte des Herauszieh-Widerstands auf Grund von Berechnungen	98
8.5.4	Bemessungswert des Materialwiderstands der Anker	99
8.5.5	Bemessungswert der Ankerbeanspruchung	99
8.6	Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	99
8.7	Eignungsprüfungen.....	99
8.8	Abnahmeprüfungen.....	100
8.9	Bauüberwachung und Kontrollmessungen	100
9	Stützbauwerke.....	101
9.1	Allgemeines.....	101
9.1.1	Geltungsbereich.....	101
9.1.2	Definitionen	101
9.2	Grenzzustände	101
9.3	Einwirkungen, geometrische Angaben und Bemessungssituationen.....	102
9.3.1	Einwirkungen	102
9.3.2	Geometrische Vorgaben	104
9.3.3	Bemessungssituationen	104
9.4	Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung	105
9.4.1	Allgemeines.....	105
9.4.2	Dränsysteme	106
9.5	Erddruckermittlung.....	106
9.5.1	Allgemeines.....	106
9.5.2	Werte des Erdruhedrucks	107
9.5.3	Grenzwerte des Erddrucks	108
9.5.4	Zwischenwerte des Erddrucks	108
9.5.5	Verdichtungswirkung	108
9.6	Wasserdrücke	109
9.7	Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	109
9.7.1	Allgemeines.....	109
9.7.2	Gesamtstandsicherheit	109
9.7.3	Fundamentversagen bei Gewichtsstützwänden	110
9.7.4	Versagen bodengestützter Wände durch Drehung.....	111
9.7.5	Versagen bodengestützter Wände durch Vertikalbewegung.....	111
9.7.6	Innere Bemessung von Stützbauwerken	112
9.7.7	Versagen von Verankerungen	112

	Seite
9.8 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	113
9.8.1 Allgemeines	113
9.8.2 Verschiebungen	113
10 Hydraulisch verursachtes Versagen	115
10.1 Allgemeines	115
10.2 Versagen durch Aufschwimmen	116
10.3 Hydraulischer Grundbruch	118
10.4 Innere Erosion	118
10.5 Versagen durch Piping	119
11 Gesamtstandsicherheit	121
11.1 Allgemeines	121
11.2 Grenzzustände	121
11.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen	121
11.4 Gesichtspunkte bei Berechnung und Ausführung	122
11.5 Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit	123
11.5.1 Nachweis der Gesamtstandsicherheit	123
11.5.2 Felsböschungen und Einschnitte	124
11.5.3 Standsicherheit von Baugruben	125
11.6 Berechnung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	125
11.7 Kontrollmessungen	126
12 Erddämme	127
12.1 Allgemeines	127
12.2 Grenzzustände	127
12.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen	127
12.4 Gesichtspunkte bei Entwurf und Ausführung	128
12.5 Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit	129
12.6 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	129
12.7 Bauüberwachung und Kontrollmessungen	130
Anhang A (normativ) Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren für Grenzzustände der	
Tragfähigkeit und empfohlene Zahlenwerte	131
A.1 Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren	131
A.2 Teilsicherheitsbeiwerte für die Nachweise von Grenzzuständen der Lagesicherheit (EQU)	131
A.3 Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis von Grenzzuständen im Tragwerk (STR) und	
Grenzzuständen im Baugrund (GEO)	132
A.3.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_F) oder Beanspruchungen (γ_E)	132
A.3.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngößen (γ_{ϕ})	133
A.3.3 Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände (γ_R)	134
A.4 Teilsicherheitsbeiwerte für Nachweise von Aufschwimm-Grenzzuständen (UPL)	138
A.5 Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis der hydraulischen Grundbruchsicherheit (HYD) ...	140
Anhang B (informativ) Erläuterungen zu den Teilsicherheitsbeiwerten für die Nachweis-	
verfahren 1, 2 und 3	141
B.1 Allgemeines	141
B.2 Beiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen	141
B.3 Beiwerte für geotechnische Kenngrößen und Widerstände	142
Anhang C (informativ) Beispiele zur Ermittlung von Erddrücken	144
C.1 Grenzwerte des Erddrucks	144
C.2 Berechnungsverfahren zur Ermittlung aktiver und passiver Erddrücke	152
C.3 Zur Weckung der Grenzwerte des Erddrucks erforderliche Wandbewegungen	155
Anhang D (informativ) Beispiel für eine analytische Ermittlung des Grundbruchwiderstands	159
D.1 Im Anhang D verwendete Symbole	159
D.2 Allgemeines	160
D.3 Unkonsolidierte Verhältnisse	160
D.4 Konsolidierte Verhältnisse	160

DIN EN 1997-1:2009-09**DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)**

Seite

Anhang E (informativ) Beispiel eines halbempirischen Verfahrens zur Abschätzung der Tragfähigkeit einer Flächengründung.....	163
Anhang F (informativ) Beispiele für Verfahren zur Setzungsermittlung	164
F.1 Spannungs-Verformungs-Verfahren.....	164
F.2 Angepasstes Elastizitätsverfahren	164
F.3 Sofortsetzungen.....	165
F.4 Konsolidationssetzungen	165
F.5 Zeitsetzungsverhalten.....	165
Anhang G (informativ) Beispiel für ein Verfahren zur Ermittlung von Bemessungssohlldrücken für Flächenfundamente auf Fels	166
Anhang H (informativ) Grenzwerte für Bauwerksverformungen und Fundamentbewegungen.....	169
Anhang J (informativ) Kontrollliste für die Überwachung der Bauausführung und des fertigen Bauwerks	171
J.1 Allgemeines.....	171
J.2 Bauüberwachung.....	171
J.2.1 Allgemeine Kontrollen.....	171
J.2.2 Grundwasserströmung und Porenwasserdruck	171
J.3 Messungen am fertigen Bauwerk.....	172
Tabellen	
Tabelle A.1 — Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_F)	131
Tabelle A.2 — Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen (γ_M).....	132
Tabelle A.3 — Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_F) oder Beanspruchungen (γ_E)	132
Tabelle A.4 — Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen (γ_M).....	133
Tabelle A.5 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Flächengründungen	134
Tabelle A.6 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Verdrängungspfähle.....	135
Tabelle A.7 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Bohrpfähle.....	135
Tabelle A.8 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Schneckenbohrpfähle (CFA)	135
Tabelle A.9 — Streuungsfaktoren ξ zur Ableitung charakteristischer Werte aus statischen Pfahlprobelbelastungen (n-Anzahl der probelbelasteten Pfähle).....	136
Tabelle A.10 — Streuungsfaktoren ξ zur Ableitung charakteristischer Werte aus Ergebnissen von Baugrunduntersuchungen (n-Anzahl der Versuchsprofile)	136
Tabelle A.11 — Streuungsfaktoren ξ zur Ableitung charakteristischer Werte aus Schlagversuchen (n-Anzahl der untersuchten Pfähle).....	137
Tabelle A.12 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für die Widerstände vorgespannter Anker	137
Tabelle A.13 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für die Widerstände von Stützbauwerken.....	138
Tabelle A.14 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_M) für Böschungen und Nachweise der Gesamtstand-sicherheit	138
Tabelle A.15 — Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_F)	139
Tabelle A.16 — Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen und Widerstände	139
Tabelle A.17 — Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_F)	140
Tabelle C.1 — Verhältniswerte v_a/h für nichtbindige Böden	156
Tabelle C.2 — Verhältniswerte v_p/h und v/h für $0,5\sigma_p$ für nichtbindige Böden.....	157
Tabelle G.1 — Gruppierung für mürbe und klüftige Felsarten.....	166

Bilder

Bild 7.1 — Beispiele zum Aufschwimmen (UPL) einer Pfahlgründung	88
Bild 9.1 — Beispiele für Grenzzustände durch Verlust der Gesamtstandsicherheit bei Stütz- bauwerken	110
Bild 9.2 — Beispiele für ein Fundamentversagen bei Gewichtsstützwänden.....	110
Bild 9.3 — Beispiele für das Versagen von bodengestützten Wänden	111
Bild 9.4 — Beispiel für das Versagen einer bodengestützten Wand durch Vertikalbewegung	111
Bild 9.5 — Beispiele für inneres Versagen bei Stützbauwerken	112
Bild 9.6 — Beispiele für das Versagen von Verankerungen	113
Bild 10.1 — Beispiele, bei denen die Sicherheit gegen Aufschwimmen nachzuweisen ist	117
Bild 10.2 — Beispiel einer Situation, in der ein hydraulischer Grundbruch kritisch sein könnte	118
Bild 10.3 — Beispiel für Verhältnisse, bei denen Piping eintreten kann	120
Bild C.1.1 — Beiwerte K_a für den horizontalen aktiven Erddruck bei ebenem Gelände ($\beta = 0$)	145
Bild C.1.2 — Beiwerte K_a für den horizontalen aktiven Erddruck bei geneigtem Gelände ($\delta/\varphi' = 0$ und $\delta = 0$).....	146
Bild C.1.3 — Beiwerte K_a für den horizontalen aktiven Erddruck bei geneigtem Gelände ($\delta/\varphi' = 0,66$).....	147
Bild C.1.4 — Beiwerte K_a für den horizontalen aktiven Erddruck bei geneigtem Gelände ($\delta/\varphi' = 1,0$)... 	148
Bild C.2.1 — Beiwerte K_p für den horizontalen passiven Erddruck bei ebenem Gelände ($\beta = 0$).....	149
Bild C.2.2 — Beiwerte K_p für den horizontalen passiven Erddruck bei geneigtem Gelände ($\delta/\varphi' = 0$ und $\delta = 0$).....	150
Bild C.2.3 — Beiwerte K_p für den horizontalen passiven Erddruck bei geneigtem Gelände ($\delta/\varphi' = 0,66$).....	151
Bild C.2.4 — Beiwerte K_p für den horizontalen passiven Erddruck bei geneigtem Gelände ($\delta/\varphi' = 1,0$)	152
Bild C.3 — Bezeichnungen hinsichtlich Wand- und Hinterfüllungsneigungen, Auflasten und Gleitlinien	153
Bild D.1 — Bezeichnungen	162
Bild G.1 — Bemessungssohlldrücke für quadratische Fundamente auf Fels (mit Setzungen´ unter 0,5 % der Fundamentbreite).....	168
Bild H.1 — Definitionen von Fundamentbewegungen.....	170

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

Vorwort

Dieses Dokument (EN 1997-1:2004) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes des konstruktiven Ingenieurbaus“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird. CEN/TC 205 ist für alle Eurocodes des konstruktiven Ingenieurbaus zuständig.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis Mai 2005, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2010 zurückgezogen werden.

Diese Europäische Norm ersetzt ENV 1997-1:1994

Entsprechend der CEN/CENELEC-Geschäftsordnung sind die nationalen Normungsinstitute der folgenden Länder gehalten, diese Europäische Norm zu übernehmen: Belgien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, Niederlande, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Schweden, Schweiz, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

Grundlage des europäischen Normungsprogramms

1975 beschloss die Kommission der Europäischen Gemeinschaft ein Aktionsprogramm für das Bauwesen gemäß Artikel 95 des Vertrags. Ziel des Programms waren die Beseitigung technischer Handelshindernisse und die Harmonisierung technischer Ausschreibungen.

Im Rahmen dieses Aktionsprogramms ergriff die Kommission die Initiative zur Aufstellung einer Reihe technischer Regeln für die Entwurfsplanung von Bauvorhaben, die in einer ersten Phase als Alternative zu den bestehenden nationalen Regelungen der Mitgliedstaaten dienen und sie letzten Endes ersetzen würden.

Im Laufe von fünfzehn Jahren leitete die Kommission mit Hilfe eines aus Vertretern der Mitgliedstaaten zusammengesetzten Lenkungskomitees die Entwicklung des europäischen Normungsprogramms, die zu der ersten Generation Europäischer Normen in den achtziger Jahren führte.

1989 beschlossen die Kommission und die Mitgliedstaaten der EU und EFTA auf der Grundlage einer Übereinkunft¹⁾ zwischen der Kommission der Europäischen Gemeinschaft und CEN, die Ausarbeitung und Veröffentlichung der Eurocodes dem CEN in Form von Mandaten zu übertragen, um ihnen den künftigen Status Europäischer Normen zu geben (EN). Dies verknüpft de facto die Eurocodes mit den Vorgaben aller Direktiven des Rates und/oder Kommissions-Entscheidungen, die sich mit den Europäischen Normen befassen (z. B. die Bauprodukten-Richtlinie 89/106/EWG – CPD – und die Richtlinien des Rates 93/37/EWG, 92/50/EWG und 89/440/EWG über öffentliche Arbeiten und Dienstleistungen und entsprechende EFTA-Richtlinien zum Zweck der Schaffung des gemeinsamen Marktes).

Das Eurocode-Programm des konstruktiven Ingenieurbaus umfasst die folgenden Normen, die meist aus mehreren Teilen bestehen:

EN 1990 *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*

EN 1991 *Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke*

EN 1992 *Eurocode 2: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahlbetonbauten*

EN 1993 *Eurocode 3: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahlbauten*

EN 1994 *Eurocode 4: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahl-Beton-Verbundbauten*

1) Übereinkunft zwischen der Kommission der Europäischen Gemeinschaften und dem Europäischen Komitee für Normung (CEN) zur Erarbeitung von Eurocodes zum Entwurf von Gebäuden und Ingenieurbauten (BC/CEN/03/89).

EN 1995 *Eurocode 5: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauten*

EN 1996, *Eurocode 6: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Mauerwerksbauten*

EN 1997 *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik*

EN 1998 *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*

EN 1999 *Eurocode 9: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Aluminiumkonstruktionen*

Die Europäischen Normen berücksichtigen die Verantwortlichkeit der Bauaufsichtsorgane in den Mitgliedsländern und deren Recht zur nationalen Festlegung sicherheitsbezogener Werte, so dass diese Werte von Land zu Land weiterhin unterschiedlich sein können.

Status und Anwendungsbereich von Eurocodes

Die Mitgliedsländer der EU und EFTA betrachten die Eurocodes als Bezugsdokumente für folgende Zwecke:

- zum Nachweis der Übereinstimmung der Hoch- und Ingenieurbauten mit den wesentlichen Anforderungen der Richtlinie 89/106/EWG, dort speziell die wesentliche Anforderung Nr. 1 „Mechanischer Widerstand und Stabilität“ und die wesentliche Anforderung Nr. 2 „Brandschutz“;
- als Grundlage für die Vertragsgestaltung für Bauarbeiten und damit verbundene Ingenieurleistungen;
- als Rahmen für die Gestaltung einheitlicher technischer Ausschreibungen von Bauprodukten (ENs und ETAs).

Die Eurocodes haben, soweit sie sich mit der Bauausführung selbst befassen, eine direkte Beziehung zu den erläuternden Dokumenten²⁾ nach Art. 12 der CPD, obwohl sie sich von einheitlichen Produktnormen unterscheiden³⁾. Daher müssen die sich aus den Eurocodes ergebenden technischen Gesichtspunkte von den Technischen Komitees von CEN und/oder Arbeitsgruppen von EOTA, die mit Produktnormen befasst sind, angemessen berücksichtigt werden, um eine vollständige Verträglichkeit dieser Spezifikationen mit den Eurocodes zu erreichen.

Die Eurocodes enthalten allgemeine konstruktive Entwurfsregeln für die tägliche Anwendung bei Entwurf, Bemessung und Berechnung ganzer Tragwerke und Bauprodukte, sowohl traditioneller als auch innovativer Art. Ungewöhnliche Bauverfahren oder Entwurfsbedingungen sind nicht besonders erfasst; der Planer benötigt in solchen Fällen eine zusätzliche Beratung durch Fachleute.

2) Nach Art. 3.3 der CPD-Richtlinie sind den wesentlichen Anforderungen Konkretisierungen in erläuternden Dokumenten zu geben, um die notwendige Verbindung zwischen den wesentlichen Anforderungen und den Mandaten für harmonisierte ENs und ETAGs/ETAs herzustellen.

3) Nach Art. 12 der Richtlinie sollen erläuternde Dokumente:

- a) den wesentlichen Anforderungen eine konkrete Form geben, indem sie die Terminologie und die technischen Grundlagen harmonisieren und, soweit notwendig, Art und Verbindlichkeit jeder Anforderung angeben;
- b) Verfahren angeben, um diese Anforderungs-Merkmale mit den technischen Spezifizierungen, z. B. Berechnungs- und Prüfverfahren, technische Regeln für Projektplanungen, abzustimmen;
- c) als Bezugsdokument bei der Erstellung einheitlicher Normen und Richtlinien für europaweite technische Bewertungen dienen.

De facto spielen die Eurocodes eine ähnliche Rolle in den Bereichen der Europäischen Richtlinie ER 1 und teilweise ER 2.

DIN EN 1997-1:2009-09 **DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)**

Nationale Normen zur Einbeziehung von Eurocodes

Nationale Normen, die die Eurocodes einbeziehen, werden den vollständigen Text des Eurocodes (einschließlich irgendwelcher Anhänge) umfassen, wie er vom CEN veröffentlicht wird. Vorangestellt werden dürfen ein nationales Titelblatt und ein nationales Vorwort, und angeschlossen werden darf ein Nationaler Anhang.

Der Nationale Anhang darf nur Informationen zu denjenigen Kenngrößen enthalten, die im Eurocode der nationalen Festlegung vorbehalten geblieben sind und als „national festgelegte Kenngrößen“ bezeichnet werden. Sie sind bei der Planung von Hoch- und Ingenieurbauwerken anzuwenden, die in dem betreffenden Land errichtet werden, z. B.:

- Werte und/oder Klassen, bei denen der Eurocode Alternativen benennt;
- Werte, die dort anzuwenden sind, wo der Eurocode nur Symbole angibt;
- länderspezifische Daten (geographische, klimatische), z. B. eine Schneehöhenkarte;
- anzuwendende Verfahren, wo der Eurocode Alternativen nennt.

Er darf auch enthalten:

- Entscheidungen zur Anwendung informativer Anhänge;
- benutzerfreundliche Hinweise auf nicht konträre ergänzende Informationen.

Verknüpfungen zwischen Eurocodes und harmonisierten Technischen Spezifikationen (ENs und ETAs) für Bauprodukte

Erforderlich ist die Konsistenz zwischen den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte und den technischen Regeln für die Tragwerksplanung⁴⁾. Ferner sollten alle begleitenden Informationen zu den CE-Kennzeichen der Bauprodukte, die auf Eurocodes Bezug nehmen, deutlich angeben, welche national festgelegten Kennwerte eingesetzt wurden.

Zusatzinformation speziell zum Eurocode 7

EN 1997-1 regelt den Entwurf, die Berechnung und Bemessung in der Geotechnik sowie die geotechnischen Einwirkungen bei Gebäuden und Ingenieurbauwerken.

EN 1997-1 richtet sich an Bauherren, Planer, Unternehmer und Verwaltungen.

EN 1997-1 soll in Verbindung mit EN 1990 und EN 1991 bis EN 1999 angewendet werden.

Bei der Anwendung von EN 1997-1 in der Praxis sollte den in 1.3 zu Grunde gelegten Voraussetzungen und Bedingungen besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden.

Die 12 Abschnitte der EN 1997-1 werden durch 1 normativen und 8 informative Anhänge ergänzt.

Nationaler Anhang zur EN 1997-1

Diese Norm enthält alternative Verfahren, Werte und Empfehlungen mit Hinweisen, wo die nationalen Entscheidungen erforderlich sind. Daher sollte die nationale Normungsorganisation bei der Einführung der EN 1997-1 einen Nationalen Anhang anfügen, der alle national festgelegten Kenngrößen für den Entwurf von Hoch- und Ingenieurbauwerken enthält, die in dem betreffenden Land errichtet werden sollen.

4) Siehe Art. 3.3 und Art. 12 der CPD-Richtlinie und ebenso die Klauseln 4.2, 4.3.1 und 5.2 des ID 1.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

Nationale Festlegungen sind in EN 1997-1 in folgenden Abschnitten zugelassen:

- 2.1 (8)P, 2.4.6.1 (4)P, 2.4.6.2 (2)P, 2.4.7.1 (2)P, 2.4.7.1 (3), 2.4.7.1 (4), 2.4.7.1 (5), 2.4.7.1 (6), 2.4.7.2 (2)P, 2.4.7.3.2 (3)P, 2.4.7.3.3 (2)P, 2.4.7.3.4.1 (1)P, 2.4.7.4 (3)P, 2.4.7.5 (2)P, 2.4.8 (2), 2.4.9 (1)P, 2.5 (1), 7.6.2.2 (8)P, 7.6.2.2 (14)P, 7.6.2.3 (4)P, 7.6.2.3 (5)P, 7.6.2.3 (8), 7.6.2.4 (4)P, 7.6.3.2 (2)P, 7.6.3.2 (5)P, 7.6.3.3 (3)P, 7.6.3.3 (4)P, 7.6.3.3 (6), 8.5.2 (2)P, 8.5.2 (3), 8.6 (4), 10.2 (3), 11.5.1 (1)P;

und bei folgenden Anhängen:

- A.2;
- A.3.1, A.3.2, A.3.3.1, A.3.3.2, A.3.3.3, A.3.3.4, A.3.3.5, A.3.3.6;
- A.4;
- A.5.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

1 Allgemeines

1.1 Anwendungsbereich

1.1.1 Anwendungsbereich der EN 1997

(1) Die Anwendung der EN 1997 ist in Verbindung mit EN 1990:2002 vorgesehen, in der die Grundsätze und Anforderungen für Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit festgelegt sind, die Grundlagen der Planung und der Nachweise beschrieben und Richtlinien für die damit verbundenen Gesichtspunkte der Zuverlässigkeit von Tragwerken angegeben werden.

(2) Es ist vorgesehen, EN 1997 für die geotechnischen Gesichtspunkte bei der Planung von Hoch- und Ingenieurbauwerken anzuwenden. Sie ist in mehrere Teile gegliedert (siehe 1.1.2 und 1.1.3).

(3) EN 1997 behandelt Anforderungen an die Festigkeit, Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Bauwerke. Andere Anforderungen, z. B. an den Wärme- und Schallschutz, werden nicht behandelt.

(4) Die bei der Planung von Hoch- und Ingenieurbauwerken anzusetzenden Zahlenwerte für die Einwirkungen gibt die EN 1991 an. Aus dem Baugrund herrührende Einwirkungen wie Erddrücke müssen nach den in EN 1997 genannten Regeln ermittelt werden.

(5) Für Fragen der Qualitätssicherung und Ausführung sind eigene Europäische Normen vorgesehen. Auf sie wird in den entsprechenden Abschnitten verwiesen.

(6) In EN 1997 wird die Ausführung nur so weit behandelt, wie das für die Erfüllung der Voraussetzungen der Bemessungsregeln erforderlich ist.

(7) EN 1997 deckt nicht die besonderen Anforderungen an einen erdbebensicheren Entwurf ab. EN 1998 gibt ergänzende Regeln für eine geotechnische seismische Bemessung an, die die Regeln dieser Norm vervollständigen oder anpassen.

1.1.2 Anwendungsbereich der EN 1997-1

(1) EN 1997-1 ist als allgemeine Grundlage für die geotechnischen Gesichtspunkte beim Entwurf von Hoch- und Ingenieurbauwerken vorgesehen.

(2) Folgende Themen werden in EN 1997-1 behandelt:

Abschnitt 1: Allgemeines

Abschnitt 2: Grundlagen der geotechnischen Bemessung

Abschnitt 3: Geotechnische Unterlagen

Abschnitt 4: Bauüberwachung, Kontrollmessungen und Instandhaltung

Abschnitt 5: Schüttungen, Wasserhaltung, Bodenverbesserung und Bodenbewehrung

Abschnitt 6: Flächengründungen

Abschnitt 7: Pfahlgründungen

Abschnitt 8: Verankerungen

Abschnitt 9: Stützbauwerke

Abschnitt 10: Hydraulisch verursachtes Versagen

Abschnitt 11: Gesamtstandsicherheit

Abschnitt 12: Erddämme

(3) EN 1997-1 wird durch Anhänge A bis J ergänzt. Sie enthalten:

- im Anhang A: empfohlene Teilsicherheitsbeiwerte; abweichende Teilsicherheitsbeiwerte können in einem Nationalen Anhang festgelegt werden;
- in den Anhängen B bis J: Erläuterungen, wie z. B. international angewendete Berechnungsverfahren.

1.1.3 Weitere Teile der EN 1997

(1) EN 1997-1 wird durch EN 1997-2 ergänzt, worin Anforderungen an die Durchführung und Auswertung von Feld- und Laborversuchen angegeben werden.

1.2 Normative Verweisungen

Die folgenden Normen enthalten Regelungen, auf die in dieser Europäischen Norm durch Hinweis Bezug genommen wird. Bei datierten Hinweisen gelten spätere Änderungen oder Ergänzungen der in Bezug genommenen Normen nicht. Jedoch sollte bei Bedarf geprüft werden, ob die jeweils gültige Ausgabe der Normen angewendet werden darf. Bei undatierten Hinweisen gilt die jeweils gültige Ausgabe der in Bezug genommenen Norm.

ANMERKUNG Die Eurocodes wurden als Europäische Vornormen veröffentlicht. Die folgenden bereits veröffentlichten oder in Bearbeitung befindlichen Normen werden normativ zitiert.

EN 1990:2002, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*

EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke*

EN 1991-4, *Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke — Teil 4: Einwirkungen auf Silos und Tanks*

EN 1992, *Eurocode 2: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahlbetonbauten*

EN 1993, *Eurocode 3: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahlbauten*

EN 1994, *Eurocode 4: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahl-Beton-Verbundbauten*

EN 1995, *Eurocode 5: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauten*

EN 1996, *Eurocode 6: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Mauerwerksbauten*

EN 1997-2, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Untergrunds*

EN 1998, *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*

EN 1999, *Eurocode 9: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Aluminiumkonstruktionen*

EN 1536:1999, *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Bohrpfähle*

EN 1537:1999, *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Verpressanker*

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

EN 12063:1999, *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Spundwandkonstruktionen*

EN 12699:2000, *Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau) — Verdrängungspfähle*

EN 14199, *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle)*

EN ISO 13793:2001, *Wärmetechnisches Verhalten von Gebäuden — Wärmetechnische Bemessung von Gebäudegründungen zur Vermeidung von Frosthebung*

1.3 Voraussetzungen

(1) Es wird auf EN 1990:2002, 1.3 hingewiesen.

(2) Die Bestimmungen dieser Norm beruhen auf nachstehenden Voraussetzungen:

- die für die Planung erforderlichen Unterlagen wurden von angemessen qualifiziertem Personal gesammelt, dokumentiert und interpretiert;
- die Bauwerke werden von angemessen qualifiziertem und erfahrenem Personal geplant;
- bei den für die Erstellung der Entwurfsgrundlagen, für die Planung und für die Ausführung Zuständigen sind Kontinuität und eine sachgerechte Kommunikation gegeben;
- eine angemessene Überwachung und Qualitätskontrolle in Produktionsstätten, Anlagen und auf der Baustelle sind vorhanden;
- die Bauarbeiten werden norm- und vertragsgerecht von entsprechend geschultem und erfahrenem Personal ausgeführt;
- Baustoffe und Bauprodukte werden entsprechend den Vorgaben dieser Norm oder den entsprechenden Lieferbedingungen für Stoffe und Produkte eingesetzt;
- das Bauwerk wird in angemessenem Umfang und für die Dauer seiner Nutzung so unterhalten, dass seine Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit sichergestellt sind;
- das Bauwerk wird so genutzt, wie in der Planung vorgesehen.

(3) Es ist notwendig, dass sich Planverfasser und Auftraggeber dieser Voraussetzungen bewusst sind. Zur Vermeidung von Unklarheiten sollten sie aktenkundig gemacht werden, z. B. im Geotechnischen Entwurfsbericht.

1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln

(1) Je nach dem Charakter der einzelnen Regeln wird in EN 1997-1 zwischen Grundsätzen und Anwendungsregeln unterschieden.

(2) Die Grundsätze umfassen:

- allgemeine Feststellungen und Begriffsbestimmungen, zu denen es keine Alternative gibt;
- Anforderungen und Berechnungsmodelle, bei denen ohne ausdrückliche Zustimmung keine Abweichung zulässig ist.

(3) Den Grundsätzen wird der Buchstabe P vorangestellt.

(4) Die Anwendungsregeln sind Beispiele allgemein anerkannter Regeln, die den Grundsätzen und den Anforderungen entsprechen.

(5) Alternativen zu den in EN 1997-1 angegebenen Anwendungsregeln sind zulässig, wenn sie den einschlägigen Grundsätzen entsprechen und hinsichtlich Sicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit mindestens dem entsprechen, was man bei Anwendung der Eurocodes erwarten würde.

ANMERKUNG Wenn an Stelle einer Bemessung entsprechend den Anwendungsregeln der EN 1997-1 eine alternative Bemessung vorgelegt wird, so entspricht sie nicht vollständig EN 1997-1, auch wenn das Vorgehen im Rahmen der Prinzipien der EN 1997-1 bleibt. Wenn EN 1997-1 in Bezug auf eine Eigenschaft angewendet wird, die im Anhang Z einer Produkt-Richtlinie oder einer ETAG aufgeführt ist, kann es sein, dass die Anwendung einer alternativen Bemessungsregel für eine CE-Kennzeichnung inakzeptabel ist.

(6) In der EN 1997-1 werden die Anwendungsregeln durch eine in Klammern gesetzte Nummer bezeichnet, wie z. B. in dieser Regel.

1.5 Begriffe

1.5.1 Einheitliche Begriffe in allen Eurocodes

(1) Für die Anwendung dieser Europäischen Norm und in allen Eurocodes gelten die in EN 1990:2002, 1.5, angegebenen Begriffe.

1.5.2 Besondere Begriffe in EN 1997-1

1.5.2.1

geotechnische Einwirkung

Einwirkung auf das Bauwerk durch den Baugrund, eine Auffüllung, Gewässer oder Grundwasser

ANMERKUNG Die Definition entspricht der in EN 1990:2002 angegebenen.

1.5.2.2

vergleichbare Erfahrung

dokumentierte oder anderweitig belegte Informationen zum Baugrund, die beim Entwurf, der Berechnung und der Bemessung bei gleichen Boden- oder Felsarten Verwendung finden, soweit vergleichbares geotechnisches Verhalten bei vergleichbaren Bauwerken zu erwarten ist. Als besonders relevant sind dabei örtlich gewonnene Erkenntnisse anzusehen

1.5.2.3

Baugrund

Boden, Fels und Auffüllung, die vor Beginn der Baumaßnahme vor Ort vorhanden sind

1.5.2.4

Bauwerk

planmäßige Anordnung miteinander verbundener Bauteile, einschließlich während der Bauausführung vorgenommener Auffüllung, zum Zweck der Lastabtragung und zur Erzielung ausreichender Steifigkeit

ANMERKUNG Die Definition entspricht der in EN 1990:2002 angegebenen.

1.5.2.5

abgeleiteter Wert

Wert einer geotechnischen Kenngröße, der mittels Theorie, Korrelation oder Erfahrung aus Versuchsergebnissen gewonnen wird

1.5.2.6

Steifigkeit

Materialwiderstand gegen Verformung

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

1.5.2.7

Widerstand

mechanische Eigenschaft eines Bauteils oder eines Bauteil-Querschnitts, Einwirkungen ohne Versagen zu widerstehen, wie z. B. der Widerstand des Baugrunds oder Biegewiderstand, Knickwiderstand, Zugwiderstand

ANMERKUNG Die Definition entspricht der in EN 1990:2002 angegebenen.

1.6 Symbole

(1) In EN 1997-1 werden folgende Symbole verwendet.

Lateinische Buchstaben

A'	rechnerische Sohlfläche
A_b	Pfahlfußfläche
A_c	gedrückter Teil einer Sohlfläche
$A_{s,i}$	Pfahlmantelfläche in der Schicht i
a_d	Bemessungswert einer geometrischen Angabe
a_{nom}	Nennwert einer geometrischen Angabe
Δa	Sicherheitszuschlag für die Nennwerte geometrischer Angaben bei speziellen Nachweisen
B	Fundamentbreite
b'	rechnerische Fundamentbreite
C_d	maßgebendes Kriterium für die Gebrauchstauglichkeit
c	Kohäsion des Bodens
c'	wirksame Kohäsion
c_u	Kohäsion im undränierten Zustand
$c_{u;d}$	Bemessungswert von c_u
d	Einbindetiefe
E_d	Bemessungswert der Beanspruchungen
$E_{stb;d}$	Bemessungswert der stabilisierenden Beanspruchungen
$E_{dst;d}$	Bemessungswert der destabilisierenden Beanspruchungen
$F_{c;d}$	Bemessungswert der axialen Druckbelastung auf einen Pfahl oder eine Pfahlgruppe
F_d	Bemessungswert einer Einwirkung
F_k	charakteristischer Wert einer Einwirkung
F_{rep}	repräsentativer Wert einer Einwirkung
$F_{t;d}$	Bemessungswert der axialen Zugbelastung auf einen Pfahl oder eine Pfahlgruppe

$F_{tr,d}$	Bemessungswert der Querbelastrung eines Pfahles oder einer Pfahlgruppe
$G_{dst,d}$	Bemessungswert der ständigen destabilisierenden Einwirkungen beim Nachweis gegen Aufschwimmen
$G_{stb,d}$	Bemessungswert der ständigen stabilisierenden vertikalen Einwirkungen beim Nachweis gegen Aufschwimmen
$G'_{stb,d}$	Bemessungswert der ständigen stabilisierenden vertikalen Einwirkungen beim Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen (mit der Wichte des Bodens unter Auftrieb)
H	Horizontallast oder Einwirkungskomponente parallel zur Fundamentsohle
H_d	Bemessungswert von H
h	Wandhöhe
h	Wasserspiegelhöhe beim hydraulischen Grundbruch
h'	Höhe des beim Nachweis des hydraulischen Grundbruchs untersuchten Bodenprismas
$h_{w,k}$	charakteristischer Wert der Wasserdruckhöhe am Fuß eines auf hydraulischen Grundbruch untersuchten Bodenprismas
K_0	Ruhedruckbeiwert
$K_{0;\beta}$	Ruhedruckbeiwert bei unter dem Winkel β ansteigendem Gelände
k	Verhältnis $\delta_d / \varphi_{cv,d}$
L	Fundamentlänge
l'	rechnerische Fundamentlänge
n	Anzahl von z. B. Pfählen oder Versuchen
P	Krafteinwirkung auf eine Verankerung
P_d	Bemessungswert von P
P_p	Prüflast beim Eignungstest eines Verpressankers
$Q_{dst,d}$	Bemessungswert der destabilisierenden vertikalen veränderlichen Einwirkungen beim Auftriebsnachweis
$q_{b,k}$	charakteristischer Wert des Spitzendrucks
$q_{s,i,k}$	charakteristischer Wert der Mantelreibung in der Schicht i
q_u	einaxiale Druckfestigkeit
R_a	Herauszieh-Widerstand eines Ankers
$R_{a,d}$	Bemessungswert von R_a
$R_{a,k}$	charakteristischer Wert von R_a

DIN EN 1997-1:2009-09**DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)**

$R_{b,cal}$	aus Versuchsergebnissen der Baugrunduntersuchung berechneter Pfahlfußwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit
$R_{b,d}$	Bemessungswert des Pfahlfußwiderstands
$R_{b,k}$	charakteristischer Wert des Pfahlfußwiderstands
R_c	Druckwiderstand des Bodens gegen einen Pfahl im Grenzzustand der Tragfähigkeit
$R_{c,cal}$	berechneter Wert von R_c
$R_{c,d}$	Bemessungswert von R_c
$R_{c,k}$	charakteristischer Wert von R_c
$R_{c,m}$	Versuchswert von R_c aus einer oder mehreren Probelastungen
R_d	Bemessungswert des Widerstands gegen eine Einwirkung
$R_{p,d}$	Bemessungswert des Erdwiderstands neben einer Gründung
$R_{s,d}$	Bemessungswert der Mantelreibungskraft an einem Pfahl
$R_{s,cal}$	Mantelreibungskraft, berechnet aus versuchsmäßig bestimmten Bodenkennwerten
$R_{s,k}$	charakteristischer Wert der Mantelreibungskraft eines Pfahles
R_t	Herauszieh-Widerstand eines Einzelpfahles
$R_{t,d}$	Bemessungswert des Herauszieh-Widerstands eines Pfahles oder einer Pfahlgruppe; oder des materialbedingten Zugwiderstands eines Ankers
$R_{t,k}$	charakteristischer Wert des Herauszieh-Widerstands eines Pfahles oder einer Pfahlgruppe
$R_{t,m}$	Herauszieh-Widerstand eines Einzelpfahles, der in einer oder mehreren Probelastungen gemessen wurde
R_{tr}	Pfahlwiderstand gegen Querbelastung
$R_{tr,d}$	Bemessungswiderstand eines quer belasteten Pfahles
$S_{dst,d}$	Bemessungswert einer destabilisierenden Strömungskraft im Boden
$S_{dst,k}$	charakteristischer Wert einer destabilisierenden Strömungskraft im Boden
s	Setzung
s_0	Sofortsetzung
s_1	Konsolidationssetzung
s_2	Kriechsetzung (sekundäre Setzung)
T_d	Bemessungswert des gesamten Scherwiderstands, der sich um einen Bodenblock entwickelt, in dem eine Zugpfahlgruppe wirkt, oder in einer Fuge zwischen Baugrund und Bauwerk
u	Porenwasserdruck

$u_{\text{dst,d}}$	Bemessungswert des destabilisierenden gesamten Porenwasserdrucks
V	Vertikallast oder Komponente der Einwirkungs-Resultierenden normal zur Fundamentsohlfläche
V_d	Bemessungswert von V
V'_d	Bemessungswert der wirksamen Vertikallast bzw. Normalkomponente der auf die Fundamentsohle wirkenden Resultierenden
$V_{\text{dst,d}}$	Bemessungswert einer destabilisierenden vertikalen Einwirkung auf ein Bauwerk
$V_{\text{dst,k}}$	charakteristischer Wert einer destabilisierenden vertikalen Einwirkung auf ein Bauwerk
X_d	Bemessungswert einer Materialkenngroße
X_k	charakteristischer Wert einer Materialkenngroße
z	vertikaler Abstand

Griechische Buchstaben

α	Neigung einer Fundamentsohle gegen die Horizontale
β	Geländeanstiegswinkel hinter einer Stützwand (aufwärts positiv)
δ	Wand- oder Sohlreibungswinkel
δ_d	Bemessungswert von δ
γ	Wichte
γ'	Wichte des Bodens unter Auftrieb
γ_a	Teilsicherheitsbeiwert für Anker
$\gamma_{a,p}$	Teilsicherheitsbeiwert für Daueranker
$\gamma_{a,t}$	Teilsicherheitsbeiwert für befristet eingesetzte Anker
γ_b	Teilsicherheitsbeiwert für den Pfahlfußwiderstand
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für die wirksame Kohäsion
γ_{cu}	Teilsicherheitsbeiwert für die Kohäsion im unkonsolidierten Zustand
γ_E	Teilsicherheitsbeiwert für eine Beanspruchung
γ_f	Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen, der die Möglichkeit einer ungünstigen Abweichung der Einwirkungen gegenüber den repräsentativen Werten berücksichtigt
γ_F	Teilsicherheitsbeiwert für eine Einwirkung
γ_G	Teilsicherheitsbeiwert für eine ständige Einwirkung
$\gamma_{G,\text{dst}}$	Teilsicherheitsbeiwert für eine ständige destabilisierende Einwirkung
$\gamma_{G,\text{stb}}$	Teilsicherheitsbeiwert für eine ständige stabilisierende Einwirkung

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

γ_m	Teilsicherheitsbeiwert für eine Bodenkenngröße (Materialeigenschaft)
$\gamma_{m,i}$	Teilsicherheitsbeiwert für eine Bodeneigenschaft in der Schicht i
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für eine Bodeneigenschaft unter Berücksichtigung von Modellunsicherheiten
γ_Q	Teilsicherheitsbeiwert für eine veränderliche Einwirkung
γ_{qu}	Teilsicherheitsbeiwert für die einaxiale Druckfestigkeit
γ_R	Teilsicherheitsbeiwert für einen Widerstand
$\gamma_{R;d}$	Teilsicherheitsbeiwert für Unsicherheiten des Widerstandsmodells
$\gamma_{R,e}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Erdwiderstand
$\gamma_{R,h}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Gleitwiderstand
$\gamma_{R,v}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Grundbruchwiderstand
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert für die Pfahlmantelreibung
$\gamma_{S;d}$	Teilsicherheitsbeiwert für Modellunsicherheiten bei Beanspruchungen
$\gamma_{Q;dst}$	Teilsicherheitsbeiwert für eine veränderliche destabilisierende Einwirkung
$\gamma_{Q;stb}$	Teilsicherheitsbeiwert für eine veränderliche stabilisierende Einwirkung
$\gamma_{s,t}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Zugpfahlwiderstand
γ	Teilsicherheitsbeiwert für den Gesamtwiderstand eines Pfahles
γ_w	Wichte des Wassers
$\gamma_{\varphi'}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungswinkel ($\tan \varphi'$)
γ_γ	Teilsicherheitsbeiwert für die Wichte
θ	Richtungswinkel von H
ξ	Streuungsfaktor in Abhängigkeit von der Anzahl der untersuchten Pfähle bzw. Bodenprofile
ξ_a	Streuungsfaktor für Verankerungen
ξ_1, ξ_2	Streuungsfaktoren bei der Auswertung von statischen Pfahlprobebelastungen
ξ_3, ξ_4	Streuungsfaktoren bei der Ableitung der Pfahltragfähigkeit aus Ergebnissen der Baugrunderkundung ohne Pfahlprobebelastungen
ξ_5, ξ_6	Streuungsfaktoren bei der Auswertung von dynamischen Pfahlprobebelastungen
ψ	Faktor zur Ableitung des repräsentativen Wertes aus dem charakteristischen Wert (Kombinationsbeiwert)
$\sigma_{stb;d}$	Bemessungswert der stabilisierenden totalen Vertikalspannung
$\sigma'_{h;0}$	Horizontalkomponente des wirksamen Erdruhedrucks

$\sigma(z)$	Wandnormalspannung in der Tiefe z
$\tau(z)$	Wandschubspannung in der Tiefe z
φ'	wirksamer (effektiver) Reibungswinkel
φ_{cv}	Reibungswinkel im kritischen Grenzzustand
$\varphi_{cv;d}$	Bemessungswert von φ_{cv}
φ'_{d}	Bemessungswert von φ'

Abkürzungen

CFA	Schneckenbohrpfähle (en: <u>c</u> ontinuous <u>f</u> light <u>a</u> uger <u>p</u> ile)
OCR	Vorbelastungsverhältnis (en: <u>o</u> ver- <u>c</u> onsolidation <u>r</u> atio)

ANMERKUNG 1 Die in allen Eurocodes gemeinsam verwendeten Symbole sind in EN 1990:2002 definiert.

ANMERKUNG 2 Die Schreibweise der Symbole folgt ISO 3898:1997.

(2) Für geotechnische Berechnungen werden folgende Einheiten oder deren Vielfache empfohlen:

—	Kraft	kN
—	Masse	kg
—	Moment	kNm
—	Dichte	kg/m ³
—	Wichte	kN/m ³
—	Spannung, Druck, Festigkeit und Steifigkeit	kPa
—	Durchlässigkeitsbeiwert	m/s
—	Konsolidationsbeiwert	m ² /s

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

2 Grundlagen der geotechnischen Bemessung

2.1 Anforderungen an Entwurf, Berechnung und Bemessung

(1)P Bei jeder geotechnischen Bemessungssituation muss sichergestellt sein, dass kein maßgebender nach EN 1990:2002 definierter Grenzzustand überschritten wird.

(2) Bei der Festlegung der Bemessungssituationen und der Grenzzustände sollten folgende Punkte beachtet werden:

- die Baugrundverhältnisse hinsichtlich Gesamtstandsicherheit und Bewegungen im Untergrund;
- Art und Größe des Bauwerks und seiner Teile einschließlich etwaiger besonderer Anforderungen wie etwa an die geplante Nutzungsdauer;
- aus der Umgebung herrührende Umstände (z. B. Nachbarbebauung, Verkehr, Versorgungsleitungen, Vegetation, gefährliche Chemikalien);
- Baugrundverhältnisse;
- Grundwasserverhältnisse;
- regionale Erdbebentätigkeit;
- Umwelteinflüsse (Hydrologie, Gewässer, Senkungen, saisonale Schwankungen von Temperatur und Feuchtigkeit).

(3) Grenzzustände können entweder im Baugrund oder im Bauwerk oder als gemeinsames Versagen von Bauwerk und Baugrund eintreten.

(4) Grenzzustände sollten mit einem der nachstehenden Verfahren oder mit einer Kombination der Verfahren untersucht werden:

- Anwendung der in 2.4 beschriebenen rechnerischen Nachweise;
- Anwendung der in 2.5 beschriebenen konstruktiven Maßnahmen;
- Modellversuche und Probelastungen, wie in 2.6 beschrieben;
- eine Beobachtungsmethode, wie in 2.7 beschrieben.

(5) In der Praxis kann es sich oft zeigen, welche Art von Grenzzustand die Planung bestimmen wird, so dass es genügt, die Vernachlässigung anderer Grenzzustände überschlägig zu prüfen.

(6) Bauwerke sollten in der Regel gegen das Eindringen von Grundwasser oder die Übertragung von Dampf oder von Gasen in ihre Innenräume geschützt werden.

(7) So weit möglich, sollten die Ergebnisse der Planung an Hand vergleichbarer Erfahrungen geprüft werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(8)P Um Mindestforderungen an Umfang und Qualität geotechnischer Untersuchungen, Berechnungen und der Bauüberwachung stellen zu können, muss die Komplexität jeder Gründungsmaßnahme im Zusammenhang mit den damit verbundenen Risiken gesehen werden. Insbesondere muss unterschieden werden zwischen

- leichten und einfachen Bauten und kleineren Erdarbeiten, bei denen gesichert ist, dass die Mindestanforderungen durch Erfahrung und qualitative geotechnische Untersuchungen mit vernachlässigbarem Risiko erfüllt sind, und
- anderen Grundbauwerken.

ANMERKUNG Die Art und Weise, in der diesen Mindestanforderungen entsprochen wird, darf im Nationalen Anhang angegeben werden.

(9) Bei Bauwerken und Erdarbeiten von geringem geotechnischem Schwierigkeitsgrad und geringem Risiko, wie oben definiert, dürfen vereinfachte Nachweise angewendet werden.

(10) Zur Festlegung geotechnischer Anforderungen dürfen drei Geotechnische Kategorien 1, 2 und 3 eingeführt werden.

(11) Eine vorläufige Einstufung eines Bauwerks in eine der Geotechnischen Kategorien sollte im Allgemeinen vor der Baugrunduntersuchung erfolgen. Wenn notwendig, sollte diese Einstufung in jeder Phase der Planung und der Bauausführung überprüft und geändert werden.

(12) Die aufwändigeren Verfahren für Bauwerke der höheren Kategorien können durch wirtschaftlichere Entwürfe gerechtfertigt sein oder vom Aufsteller als sachgemäß angesehen werden.

(13) Die verschiedenen Gesichtspunkte können bei der Planung eines Bauwerks eine Bearbeitung nach unterschiedlichen Geotechnischen Kategorien erfordern. Das ganze Bauvorhaben braucht nicht nach der höchsten dieser Kategorien eingestuft zu werden.

(14) Die Geotechnische Kategorie 1 sollte nur kleine und relativ einfache Bauwerke umfassen, bei denen

- die grundsätzlichen Anforderungen auf Grund von Erfahrung und qualitativen geotechnischen Untersuchungen erfüllbar sind;
- ein vernachlässigbares Risiko besteht.

(15) Verfahren für Bauwerke der Geotechnischen Kategorie 1 sollten nur dort angewendet werden, wo hinsichtlich Gefährdung durch Geländebruch oder Bewegungen im Baugrund keine Bedenken bestehen, und bei Baugrundverhältnissen, für die vergleichbare örtliche Erfahrungen für ein einfaches Verfahren ausreichen. In solchen Fällen dürfen Planung und Bemessung der Gründung und des Bauwerks nach routinemäßigen Verfahren erfolgen.

(16) Verfahren für Bauwerke der Geotechnischen Kategorie 1 sollten nur dort angewendet werden, wo der Baugrubenaushub oberhalb des Grundwasserspiegels bleibt oder wo eine vergleichbare örtliche Erfahrung vorliegt, dass ein Aushub im Grundwasser unbedenklich ist.

(17) Die Geotechnische Kategorie 2 gilt für konventionelle Gründungen und Bauwerke ohne ungewöhnliches Risiko oder schwierige Baugrund- und Belastungsverhältnisse.

(18) Die Nachweise für Bauwerke der Geotechnischen Kategorie 2 sollten in der Regel zahlenmäßig ausgewiesene geotechnische Kenngrößen und Berechnungen enthalten, um die grundsätzlichen Anforderungen zu erfüllen.

(19) Bei der Planung von Bauwerken oder Bauwerksteilen der Geotechnischen Kategorie 2 genügen Routineverfahren für die Feld- und Laborversuche sowie bei der Bemessung und Ausführung.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

ANMERKUNG Konventionelle Bauwerke oder Bauwerksteile, die der Geotechnischen Kategorie 2 entsprechen, sind z. B.:

- Flächenfundamente;
- Gründungsplatten;
- Pfahlgründungen;
- Wände oder andere Konstruktionen zur Abstützung von Boden oder Wasser;
- Baugruben;
- Brückenpfeiler und Widerlager;
- Aufschüttungen und Erdarbeiten;
- Baugrundanker und andere Verankerungen im Baugrund;
- Tunnel in hartem, ungeklüftetem Gestein und ohne besondere Wasserdichtigkeit oder andere Anforderungen.

(20) Die Geotechnische Kategorie 3 sollte alle Bauwerke oder Bauwerksteile umfassen, die nicht zu den Geotechnischen Kategorien 1 und 2 gehören.

(21) Die Geotechnische Kategorie 3 sollte im Allgemeinen nach anspruchsvolleren Vorgaben und Regeln als den in dieser Norm genannten untersucht werden.

ANMERKUNG Beispiele für die Geotechnische Kategorie 3 sind:

- sehr große und ungewöhnliche Bauwerke;
- Bauwerke mit außergewöhnlichen Risiken oder ungewöhnlichen oder ungewöhnlich schwierigen Baugrund- oder Belastungsverhältnissen;
- Bauwerke in seismisch stark betroffenen Gebieten;
- Bauwerke in Gebieten, in denen mit instabilen Baugrundverhältnissen oder mit andauernden Bewegungen im Untergrund zu rechnen ist, so dass ergänzende Untersuchungen oder Sondermaßnahmen erforderlich sind.

2.2 Bemessungssituationen

(1)P Sowohl kurzfristige als auch langfristige Bemessungssituationen müssen berücksichtigt werden.

(2) Bei der Planung von Gründungsmaßnahmen sollten die Detailbeschreibungen von Bemessungssituationen, soweit zutreffend, enthalten:

- die Einwirkungen, ihre Kombinationen und Lastfälle;
- die allgemeine Eignung des Baugrunds, auf dem das Bauwerk stehen soll, hinsichtlich der Gesamtstandsicherheit und der Bewegungen im Untergrund;
- die Lage und Klassifizierung der verschiedenen Boden- und Felsformationen sowie der Konstruktionselemente, die von irgendeinem der Berechnungsmodelle betroffen sind;
- geneigte Gründungsebenen;
- Bergbau-Aktivitäten, Hohlräume oder sonstige untertägige Bauwerke;
- bei Bauwerken auf oder in der Nähe von Fels:
 - eingelagerte harte oder weiche Schichten;
 - Störungszonen, Klüfte und Spalten;
 - möglicherweise instabil gelagerte Felsblöcke;
 - durch Auslaugung entstandene Hohlräume, wie Karstkamine oder mit weichem Material gefüllte Spalten, sowie fortschreitende Lösungsvorgänge;

- die Umgebung des Bauvorhabens einschließlich folgender Punkte:
 - Auswirkungen von Kolken, Erosion und Bodenabtrag auf die Geländeform;
 - Auswirkungen chemischer Korrosion;
 - Verwitterungseinflüsse;
 - Frosteinwirkungen;
 - Auswirkungen lang anhaltender Trockenperioden;
 - Schwankungen des Grundwasserspiegels einschließlich beispielsweise der Auswirkungen von Wasserhaltungen, möglicher Überflutungen, dem Versagen von Entwässerungseinrichtungen, Wassergewinnungsmaßnahmen;
 - Gasaustritte aus dem Untergrund;
 - sonstige zeitliche und Umwelteinflüsse auf die Festigkeit und andere Eigenschaften der Materialien, wie z. B. die Auswirkung von Löchern durch tierische Aktivitäten;
- Erdbeben;
- Bewegungen im Untergrund durch Sackungen infolge eines Bergbaus oder anderer Ursachen;
- Verformungsempfindlichkeit des Bauwerks;
- die Rückwirkung des Neubaus auf bestehende Bauwerke, auf Versorgungsleitungen und auf die Umwelt.

2.3 Dauerhaftigkeit

(1)^P In der Entwurfsphase einer Gründungsmaßnahme müssen die internen und externen Umweltbedingungen ermittelt werden, um ihre Bedeutung für die Dauerhaftigkeit zu erfassen und Vorkehrungen zum Schutz oder für einen angemessenen Widerstand der Baustoffe zu treffen.

(2) Bei der Planung für die Dauerhaftigkeit der im Baugrund eingesetzten Stoffe sollte Folgendes berücksichtigt werden:

a) bei Beton:

- aggressive Substanzen im Grundwasser oder im Boden oder in einer Auffüllung wie Säuren oder Sulfatsalze;

b) bei Stahl:

- chemischer Angriff bei Gründungselementen in einem Boden, der für strömendes Grundwasser und Sauerstoff ausreichend durchlässig ist;
- Korrosion auf der Wasserseite von Spundwänden, vor allem in der Wasserwechselzone;
- Lochfraß bei Stahleinlagen in gerissenem oder porösem Beton, besonders bei Walzstahl, bei dem sich zwischen der Walzhaut als Katode und dem Stahl darunter als Anode elektrolytische Effekte entwickeln können;

c) bei Holz:

- Befall von Pilzen und aeroben Bakterien bei Zutritt von Sauerstoff;

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

d) bei Kunststoffen:

- Alterung unter der Einwirkung von UV-Strahlen oder Ozon oder durch das Zusammenwirken von Temperatur und Spannung sowie sekundäre Auswirkungen chemischer Zersetzung.

(3) Auf die in den Baustoffnormen angegebenen Vorschriften zur Dauerhaftigkeit sollte Bezug genommen werden.

2.4 Geotechnische Bemessung auf Grund von Berechnungen

2.4.1 Allgemeines

(1)P Rechnerische Nachweise müssen entsprechend den grundsätzlichen Anforderungen der EN 1990:2002 und nach den speziellen Regeln dieser Norm geführt werden. Eine Bemessung durch Berechnung umfasst:

- Einwirkungen, entweder als äußere Kräfte oder als eingeprägte Verschiebungen, z. B. durch Bewegungen im Baugrund;
- Eigenschaften der Böden, Gesteine und anderer Materialien;
- geometrische Angaben;
- Grenzwerte für Verformungen, Rissweiten, Schwingungen usw.;
- Rechenmodelle.

(2) Es sollte berücksichtigt werden, dass die Kenntnis der Baugrundverhältnisse vom Umfang und von der Güte der Baugrunduntersuchungen abhängt. Deren Kenntnis und die Überwachung der Bauarbeiten sind im Allgemeinen wichtiger für die Einhaltung der grundsätzlichen Anforderungen als die Genauigkeit der Rechenmodelle und Teilsicherheitsbeiwerte.

(3)P Das Rechenmodell muss beschreiben, welches Baugrundverhalten im untersuchten Grenzzustand vorausgesetzt wird.

(4)P Falls für einen speziellen Grenzzustand kein zuverlässiges Rechenmodell zur Verfügung steht, muss der Nachweis mit einem anderen Grenzzustand geführt werden, wobei Teilsicherheitsbeiwerte anzusetzen sind, mit denen gesichert ist, dass der speziell zu untersuchende Grenzzustand nicht überschritten wird. Alternativ ist die Bemessung mit zulässigen Werten, Modellversuchen und Probelastungen auszuführen oder die Beobachtungsmethode anzuwenden.

(5) Als Rechenmodell kommen in Frage:

- ein analytisches Verfahren;
- ein halbempirisches Verfahren;
- ein numerisches Verfahren.

(6)P Jedes Rechenmodell muss entweder hinreichend genau sein oder zur sicheren Seite hin abweichen.

(7) Ein Rechenmodell darf Vereinfachungen enthalten.

(8) Eine Anpassung der mit dem Rechenmodell erzielten Ergebnisse darf, wenn notwendig, vorgenommen werden, um zu erreichen, dass der rechnerische Nachweis zutreffend ist oder auf der sicheren Seite liegt.

(9) Falls die Anpassung der Ergebnisse mit einem Modellfaktor vorgenommen wird, sollte Folgendes beachtet werden:

- der Unsicherheitsbereich für die Ergebnisse des analytischen Verfahrens;
- alle bei dem analytischen Verfahren bekannten systematischen Fehler.

(10)P Falls bei der Berechnung eine empirische Beziehung verwendet wird, muss sichergestellt sein, dass sie für die vorherrschenden Baugrundverhältnisse gilt.

(11) Grenzzustände mit Bildung eines Bruchmechanismus im Boden sollten in einfacher Weise mit einem Rechenmodell überprüft werden. Bei Grenzzuständen auf Grund von Verformungsbetrachtungen sollten die Verformungen nach 2.4.8 berechnet oder auf andere Weise abgeschätzt werden.

ANMERKUNG Viele Rechenmodelle basieren auf der Annahme eines hinreichend duktilen Verhaltens des Systems Baugrund/Bauwerk. Wenn diese Duktilität allerdings fehlt, führt das zu einem Grenzzustand der Tragfähigkeit, der durch einen plötzlichen Bruch gekennzeichnet ist.

(12) Numerische Verfahren können geeignet sein, die Verträglichkeit von Dehnungen oder die Wechselwirkung von Bauwerk und Baugrund in einem Grenzzustand zu untersuchen.

(13) Im Grenzzustand sollte die Verträglichkeit der Dehnungen untersucht werden. In Fällen, wo ein gemeinsames Versagen von Bauteilen und des Baugrunds eintreten könnte, sollte eine detaillierte Untersuchung angestellt werden, in die das Steifigkeitsverhältnis von Bauwerk und Baugrund eingeht. Beispiele dafür sind Plattengründungen, seitlich belastete Pfähle und biegsame Stützwände. Besondere Aufmerksamkeit sollte der Verträglichkeit der Dehnungen bei Materialien gewidmet werden, die spröde sind oder zur Entfestigung neigen.

(14) Bei einigen Problemen wie verankerten oder ausgesteiften biegsamen Baugrubenwänden hängen die Größe und Verteilung der Erddrücke, die Schnittkräfte und die Biegemomente weitgehend von der Wandsteifigkeit, der Steifigkeit und Festigkeit des Bodens und vom Spannungszustand im Boden ab.

(15) Bei diesen Wechselwirkungsproblemen sollten in der Berechnung Stoffgesetze für den Baugrund und für die Baustoffe sowie für die Spannungszustände im Boden gewählt werden, die für den betrachteten Grenzzustand ausreichend repräsentativ sind, um ein auf der sicheren Seite liegendes Ergebnis zu erzielen.

2.4.2 Einwirkungen

(1)P Die Definition der Einwirkungen ist EN 1990:2002 zu entnehmen. Die Werte der Einwirkungen, die in Frage kommen, sind EN 1991 zu entnehmen.

(2)P Die Werte der geotechnischen Einwirkungen müssen so ausgewählt werden, dass sie bei einer Berechnung als Eingangsdaten bekannt sind; sie können sich möglicherweise im Zuge der Berechnung ändern.

ANMERKUNG Da sich die Werte geotechnischer Einwirkungen im Verlauf einer Berechnung verändern können, werden sie in solchen Fällen als eine erste Schätzung eingeführt, um die Berechnung mit einem vorläufig bekannten Wert zu beginnen.

(3)P Jede Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund muss in Rechnung gestellt werden, wenn die der Bemessung zu Grunde zu legenden Einwirkungen ermittelt werden.

(4) Bei der geotechnischen Bemessung sollten folgende Einwirkungen einbezogen werden:

- die Eigengewichte von Boden, Fels und Wasser;
- die Spannungen im Untergrund;

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

- Erddrücke;
- Wasserdrücke offener Gewässer einschließlich der Wellendrücke;
- Grundwasserdrücke;
- Strömungsdrücke;
- ruhende und eingeprägte Bauwerkslasten;
- Auflasten;
- Pollerzugkräfte;
- Entlastungen oder Bodenaushub;
- Verkehrslasten;
- durch Bergbau oder andere Aushöhlungen oder Tunnelbauten verursachte Bewegungen;
- durch die Vegetation, das Klima oder Feuchtigkeitsänderungen verursachtes Schwellen und Schrumpfen;
- Bewegungen infolge von kriechenden, rutschenden oder sich setzenden Bodenmassen;
- Bewegungen infolge von Entfestigung, Suffusion, Zerfall, Eigenverdichtung und chemischen Lösungsvorgängen;
- Bewegungen und Beschleunigungen durch Erdbeben, Explosionen, Schwingungen und dynamische Belastungen;
- Temperatureinwirkungen einschließlich der Frostwirkung;
- Eislasten;
- Vorspannung von Bodenankern oder Steifen;
- abwärts gerichteter Zwang (z. B. negative Mantelreibung).

(5)P Bei den veränderlichen Einwirkungen muss die Möglichkeit geprüft werden, dass sie sowohl gemeinsam als auch unabhängig voneinander auftreten können.

(6)P Die Dauer von Einwirkungen muss im Hinblick auf den Einfluss der Zeit auf die Bodeneigenschaften betrachtet werden, speziell was die Dränung und Zusammendrückbarkeit feinkörniger Bodenarten anbelangt.

(7)P Einwirkungen, die wiederholt auftreten, und Einwirkungen wechselnder Stärke müssen im Hinblick auf fortgesetzte Bewegungen, Bodenverflüssigung, veränderte Steifigkeit und Festigkeit des Untergrundes usw. besonders beachtet werden.

(8)P Einwirkungen, die im Bauwerk und im Baugrund eine dynamische Reaktion hervorrufen, müssen besonders beachtet werden.

(9)P Einwirkungen, bei denen die Kräfte des Grundwassers und des offenen Wassers vorherrschen, müssen im Hinblick auf Verformungen, Rissbildungen, Veränderung der Durchlässigkeit und Erosion besonders beachtet werden.

ANMERKUNG Ungünstige (oder destabilisierende) und günstige (oder stabilisierende) ständige Einwirkungen können gegebenenfalls als aus einer Ursache herrührend angesehen werden. In solchen Fällen darf ein einheitlicher Teilsicherheitsbeiwert auf die Summe dieser Einwirkungen oder Beanspruchungen angewendet werden.

2.4.3 Baugrundeigenschaften

(1)P Die Eigenschaften der Boden- und Felsformationen, die für die rechnerischen Nachweise durch geotechnische Kenngrößen quantifiziert werden, müssen entweder direkt oder durch Korrelation, Theorie oder Erfahrung aus Versuchsergebnissen oder aus anderen einschlägigen Quellen ermittelt werden.

(2)P Die Kennwerte aus Versuchsergebnissen oder anderen Quellen sind für den jeweils untersuchten Grenzzustand sachgerecht zu interpretieren.

(3)P Die möglichen Unterschiede zwischen den versuchsmäßig ermittelten Baugrundeigenschaften und geotechnischen Kenngrößen einerseits und andererseits jenen, die das Verhalten der Gründung bestimmen, müssen berücksichtigt werden.

(4) Die in 2.4.3 (3)P angesprochenen Unterschiede können folgende Ursachen haben:

- viele geotechnische Kenngrößen sind keine wirklichen Konstanten, sondern hängen vom Spannungsniveau und von der Art der Verformung ab;
- die Struktur der Locker- und Festgesteine (z. B. Risse, Schichtung, große Partikel) kann sich im Versuch anders auswirken als bei der Gründung;
- Zeiteinflüsse;
- die Entfestigungswirkung des Sickerwassers bei Locker- oder Festgestein;
- die Entfestigungswirkung dynamischer Einwirkungen;
- die Sprödigkeit oder Duktilität des untersuchten Locker- und Festgesteins;
- das Herstellungsverfahren des Gründungsbauwerks;
- die Einbauqualität bei geschüttetem oder verbessertem Boden;
- der Einfluss von Baumaßnahmen auf die Baugrundeigenschaften.

(5) Bei der Festlegung von Werten für geotechnische Kenngrößen sollte Folgendes beachtet werden:

- veröffentlichte und allgemein bekannte Erkenntnisse, die sich auf die Anwendung der einzelnen Versuchsart auf die entsprechenden Baugrundverhältnisse beziehen;
- der Zahlenwert jeder geotechnischen Kenngröße im Vergleich zu einschlägig veröffentlichten Zahlenwerten und zu örtlicher und allgemeiner Erfahrung;
- die Streuung der für die Planung maßgebenden geotechnischen Kenngrößen;
- die Ergebnisse aller großmaßstäblichen Feldversuche sowie Messungen an Nachbargebäuden;
- alle Korrelationen der Ergebnisse bei mehr als einer Versuchsart;
- jede wesentliche Verschlechterung von Baugrundeigenschaften, die sich im Laufe der Nutzungsdauer des Bauwerks ergeben kann.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(6)P Soweit erforderlich, müssen Anpassungsfaktoren angewendet werden, um die Ergebnisse von Feld- oder Laborversuchen entsprechend EN 1997-2 in Werte umzuwandeln, die das Verhalten des Locker- oder Festgesteins im tatsächlichen Grenzzustand wiedergeben, oder es sind Korrelationen anzuwenden, mit denen aus Versuchsergebnissen abgeleitete Kennwerte ermittelt werden.

2.4.4 Geometrische Vorgaben

(1)P Geometrische Vorgaben sind die Höhenlage und Neigung des Geländes, Wasserspiegelhöhen, Schichtgrenzen, Aushubtiefen und die Abmessungen des Gründungsbauwerks.

2.4.5 Charakteristische Werte

2.4.5.1 Charakteristische und repräsentative Werte von Einwirkungen

(1)P Charakteristische und repräsentative Werte von Einwirkungen müssen entsprechend EN 1990:2002 und den verschiedenen Teilen der EN 1991 abgeleitet werden.

2.4.5.2 Charakteristische Werte von geotechnischen Kenngrößen

(1)P Die Wahl charakteristischer Werte für geotechnische Kenngrößen muss an Hand der Ergebnisse und abgeleiteten Werte aus Labor- und Feldversuchen erfolgen, ergänzt durch vergleichbare Erfahrungen.

(2)P Der charakteristische Wert einer geotechnischen Kenngröße ist als eine vorsichtige Schätzung desjenigen Wertes festzulegen, der im Grenzzustand wirkt.

(3)P Die größere Streuung von c' im Vergleich zu $\tan\phi'$ ist bei der Festlegung ihrer charakteristischen Werte zu berücksichtigen.

(4)P Bei der Wahl charakteristischer Werte der geotechnischen Kenngrößen muss Folgendes beachtet werden:

- geologische und andere Hintergrundinformationen wie die Werte von früheren Projekten;
- die Streuung der gemessenen Eigenschaft und andere einschlägige Informationen, z. B. auf Grund vorhandener Kenntnisse;
- der Umfang der Feld- und Laboruntersuchung;
- Art und Anzahl der Bodenproben;
- die Ausdehnung des Baugrundbereichs, der für das Verhalten des geotechnischen Bauwerks im betrachteten Grenzzustand maßgebend ist;
- die Fähigkeit des geotechnischen Bauwerks, Lasten aus weichen in festere Bereiche des Baugrunds umzulagern.

(5) Charakteristische Werte können untere Werte sein, die niedriger sind als die wahrscheinlichsten, oder obere Werte, die darüberliegen.

(6)P Bei jedem Nachweis muss die ungünstigste Kombination von unteren und oberen Werten voneinander unabhängiger Kenngrößen angewendet werden.

(7) Der für das Verhalten des geotechnischen Bauwerks maßgebende Baugrundbereich ist gewöhnlich viel größer als ein Versuchskörper oder als der Bodenbereich, der von einem Feldversuch erfasst wird. Daher sind die maßgebenden Kenngrößen oft Mittelwerte aus einem Wertebereich über eine große Fläche oder ein großes Volumen des Baugrunds. Der charakteristische Wert sollte dann ein vorsichtiger Schätzwert dieses Mittelwertes sein.

(8) Falls das Verhalten des geotechnischen Bauwerks im betrachteten Grenzzustand vom niedrigsten oder vom höchsten Wert der Bodeneigenschaft gesteuert wird, sollte der charakteristische Wert ein vorsichtig gewählter niedrigster bzw. höchster Wert sein, der in der für das Verhalten maßgebenden Zone auftreten kann.

(9) Bei der Festlegung des für das Verhalten geotechnischen Bauwerks im Grenzzustand maßgebenden Baugrundbereichs sollte beachtet werden, dass dieser Grenzzustand vom Verhalten des gestützten Bauwerks abhängt. Wenn beispielsweise für ein Gebäude auf mehreren Einzelfundamenten der Grenzzustand der Tragfähigkeit untersucht wird und das Bauwerk nicht in der Lage ist, ein örtliches Versagen eines Einzelfundaments zu überstehen, dann sollte die maßgebende Festigkeit der Mittelwert der Festigkeiten sein, die über jede einzelne der Bodenschichten unter einem Einzelfundament angesetzt werden.

Ist dagegen das Bauwerk steif genug, sollte die maßgebende Kenngröße der Mittelwert aller einzelnen Mittelwerte im gesamten Bereich oder in dem Teil des Baugrunds unter dem Gebäude sein.

(10) Falls statistische Verfahren bei der Auswahl charakteristischer Werte von Baugrundeigenschaften eingesetzt werden, sollten Verfahren verwendet werden, die sowohl zwischen örtlich entnommenen Proben (lokale Stichprobe) und Proben aus der weiteren Umgebung (regionale Stichprobe) unterscheiden als auch Vorkenntnisse vergleichbarer Bodenarten berücksichtigen können.

(11) Falls statistische Verfahren benutzt werden, sollte der charakteristische Wert so abgeleitet werden, dass für den betrachteten Grenzzustand die rechnerische Wahrscheinlichkeit für einen ungünstigeren Wert nicht größer als 5 % ist.

ANMERKUNG In diesem Zusammenhang entspricht der vorsichtig gewählte Mittelwert einem Mittelwert mit einem 95%igen Vertrauensbereich für einen begrenzten Satz von Werten der geotechnischen Kenngröße. Ist dagegen örtliches Versagen angezeigt, entspricht eine vorsichtige Wahl dem einer 5 %-Fraktile zuzuordnenden unteren Wert.

(12)P Wenn Tabellen für Baugrund-Kenngrößen verwendet werden, muss der charakteristische Wert als sehr vorsichtiger Wert gewählt werden.

2.4.5.3 Charakteristische Werte von geometrischen Vorgaben

(1)P Die charakteristischen Werte von Geländehöhen und Spiegelhöhen des Grundwassers oder offener Gewässer müssen Messwerte, Nennwerte oder geschätzte obere oder untere Höhenangaben sein.

(2) Die charakteristischen Werte von Geländehöhen und Abmessungen der geotechnischen Bauwerke oder Bauwerksteile sollten in der Regel Nennwerte sein.

2.4.6 Bemessungswerte

2.4.6.1 Bemessungswerte von Einwirkungen

(1)P Der Bemessungswert einer Einwirkung muss nach EN 1990:2002 bestimmt werden.

(2)P Der Bemessungswert einer Einwirkung (F_d) muss entweder direkt festgelegt oder aus repräsentativen Werten nach folgender Gleichung abgeleitet werden:

$$F_d = \gamma_F \times F_{rep} \quad (2.1a)$$

mit

$$F_{rep} = \psi \times F_k \quad (2.1b)$$

(3)P Geeignete Werte für ψ müssen EN 1990:2002 entnommen werden.

(4)P Der Teilsicherheitsbeiwert γ_F für ständige und vorübergehende Situationen, wie er im Anhang A definiert ist, muss in Gleichung (2.1a) angewendet werden.

ANMERKUNG 1 Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

ANMERKUNG 2 Die im Anhang A empfohlenen Werte geben das angemessene Sicherheitsniveau für konventionelle Bemessungen an.

(5) Falls Bemessungswerte geotechnischer Einwirkungen direkt festgelegt werden, sind die im Anhang A empfohlenen Teilsicherheitsbeiwerte als Richtwerte für das erforderliche Sicherheitsniveau anzusehen.

(6)P Bei der Behandlung von Grundwasserdrücken in Grenzzuständen mit erheblichen Konsequenzen (in der Regel Grenzzustände der Tragfähigkeit) müssen die Bemessungswerte die ungünstigsten Werte sein, die während der Nutzungsdauer des Bauwerks auftreten könnten. Bei Grenzzuständen mit weniger schweren Konsequenzen (in der Regel Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit) müssen als Bemessungswerte die ungünstigsten Werte angesetzt werden, die unter normalen Umständen auftreten könnten.

(7) In bestimmten Fällen dürfen extreme Wasserdrücke nach EN 1990:2002, 1.5.3.5, als außergewöhnliche Einwirkungen behandelt werden.

(8) Nach 2.4.4 (1)P und 2.4.5.3 (1)P dürfen die Bemessungswerte für Grundwasserdrücke entweder mit Teilsicherheitsbeiwerten auf charakteristische Wasserdrücke oder mit einem Sicherheitszu- oder -abschlag für den charakteristischen Wasserstand abgeleitet werden.

(9) Folgende Faktoren können sich auf die Wasserdrücke auswirken und sollten berücksichtigt werden:

- die Spiegelhöhe des offenen Gewässers oder des Grundwassers;
- die günstigen oder ungünstigen Auswirkungen einer natürlichen oder künstlichen Entwässerung, wobei deren künftige Wartung zu berücksichtigen ist;
- die Wassermenge infolge von Niederschlägen, Überschwemmungen, Rohrbrüchen oder infolge anderer Ursachen;
- Veränderungen der Wasserdrücke durch wachsende oder gerodete Vegetation.

(10) Beachtet werden sollten ungünstige Wasserstände, die durch veränderte Wasserfassungen und verminderte Dränung infolge von Verstopfung, Frosteinwirkung oder aus anderen Gründen auftreten können.

(11) Sofern die Zuverlässigkeit des Entwässerungssystems nicht nachgewiesen und seine Wartung nicht sicher ist, sollte als Bemessungs-Grundwasserstand die höchste mögliche Kote genommen werden, d. h. möglicherweise die Geländeoberfläche.

2.4.6.2 Bemessungswerte für geotechnische Kenngrößen

(1)P Bemessungswerte für geotechnische Kenngrößen (X_d) müssen entweder aus charakteristischen Werten mit folgender Gleichung

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (2.2)$$

abgeleitet oder direkt festgelegt werden.

(2)P Der Teilsicherheitsbeiwert γ_M für ständige und vorübergehende Situationen, wie er im Anhang A definiert ist, muss in Gleichung (2.2) eingesetzt werden.

ANMERKUNG 1 Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden.

ANMERKUNG 2 Die im Anhang A empfohlenen Werte geben die Mindestsicherheit für konventionelle Bemessungen an.

(3) Falls Bemessungswerte für geotechnische Kenngrößen direkt festgelegt werden, sind die im Anhang A empfohlenen Teilsicherheitsbeiwerte als Richtwerte für das erforderliche Sicherheitsniveau anzusehen.

2.4.6.3 Bemessungswerte für geometrische Vorgaben

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Materialien (γ_F und γ_M) enthalten einen Spielraum für kleinere Streuungen geometrischer Vorgaben, so dass in solchen Fällen keine weitere Sicherheit für geometrische Vorgaben gefordert werden sollte.

(2)P In Fällen, in denen Abweichungen bei den geometrischen Vorgaben eine nachhaltige Wirkung auf die Zuverlässigkeit eines Bauwerks haben, müssen die Bemessungswerte a_d der geometrischen Vorgaben entweder direkt festgelegt oder aus Nennwerten mit der Gleichung (siehe 6.3.4 in EN 1990:2002)

$$a_d = a_{\text{nom}} \pm \Delta a \quad (2.3)$$

abgeleitet werden, wobei die Werte von Δa in 6.5.4 (2) und 9.3.2.2 angegeben sind.

2.4.6.4 Bemessungswerte für Bauwerkseigenschaften

(1)P Die Bemessungswerte für die Festigkeitseigenschaften der Baustoffe und Bauteilwiderstände müssen nach EN 1992 bis EN 1996 und EN 1999 berechnet werden.

2.4.7 Grenzzustände der Tragfähigkeit

2.4.7.1 Allgemeines

(1)P Soweit zutreffend, muss nachgewiesen werden, dass folgende Grenzzustände nicht überschritten werden:

- Verlust der Lagesicherheit des als starrer Körper angesehenen Bauwerks oder des Baugrunds, wobei die Festigkeiten der Baustoffe und des Baugrunds für den Widerstand nicht entscheidend sind (EQU);
- inneres Versagen oder sehr große Verformung des Bauwerks oder seiner Bauteile, einschließlich der Fundamente, Pfähle, Kellerwände usw., wobei die Festigkeit der Baustoffe für den Widerstand entscheidend ist (STR);
- Versagen oder sehr große Verformung des Baugrunds, wobei die Festigkeit der Locker- und Festgesteine für den Widerstand entscheidend ist (GEO);
- Verlust der Lagesicherheit des Bauwerks oder Baugrunds infolge Aufschwimmens (Auftrieb) oder anderer vertikaler Einwirkungen (UPL);
- hydraulischer Grundbruch, innere Erosion und Piping im Boden, verursacht durch Strömungsgradienten (HYD).

ANMERKUNG Der Grenzzustand GEO ist oft für die Bemessung von Bauelementen bei Gründungen oder Stützbauwerken und zuweilen für die Festigkeit von Tragwerksgliedern maßgebend.

(2)P Die im Anhang A definierten Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und vorübergehende Situationen sind anzuwenden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die Tabellen im Anhang A nennen empfohlene Werte.

(3) Alle Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen bei außergewöhnlichen Situationen sollten in der Regel gleich 1,0 gesetzt werden. Alle Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände sollten dann entsprechend den besonderen Umständen der außergewöhnlichen Situation gewählt werden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(4) Höhere Werte als die im Anhang A empfohlenen sollten in Fällen außergewöhnlichen Risikos oder ungewöhnlicher oder außerordentlich schwieriger Baugrundverhältnisse oder Belastungen angesetzt werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

ANMERKUNG Die Teilsicherheitsbeiwerte können im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(5) Geringere Werte als die im Anhang A empfohlenen dürfen bei zeitlich befristeten Tragwerken oder bei vorübergehenden Bemessungssituationen angesetzt werden, wenn die möglichen Folgen das rechtfertigen.

ANMERKUNG Die Teilsicherheitsbeiwerte können im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(6) Bei der Berechnung des Bemessungswertes für den Widerstand (R_d) oder die Beanspruchung (E_d) dürfen Modellfaktoren ($\gamma_{k,d}$ bzw. $\gamma_{s,d}$) eingeführt werden um zu erreichen, dass die Ergebnisse des für die Bemessung verwendeten Rechenmodells entweder zutreffend oder auf der sicheren Seite sind.

ANMERKUNG Die Modellfaktoren können im Nationalen Anhang festgelegt werden.

2.4.7.2 Nachweis der Lagesicherheit

(1)P Bei der Betrachtung des Grenzzustands der Lagesicherheit oder von Gesamtverschiebungen des Tragwerks oder des Baugrunds (EQU) muss nachgewiesen werden, dass

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (2.4)$$

ist, mit

$$E_{dst;d} = E \left\{ \gamma_F \times F_{rep} \cdot \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}_{dst} \quad (2.4a)$$

und

$$E_{stb;d} = E \left\{ \gamma_F \times F_{rep} \cdot \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}_{stb} \quad (2.4b)$$

(2)P Die in A.2 (1)P und A.2 (2)P definierten Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und vorübergehende Situationen sind in Gleichung (2.4) einzusetzen.

ANMERKUNG 1 Die Lagesicherheit EQU hat vorwiegend für die innere Bemessung des Tragwerks Bedeutung. In der Geotechnik wird sich der Nachweis EQU auf seltene Fälle beschränken – etwa die starre Gründung auf Fels – und muss grundsätzlich vom Nachweis der Gesamtstandsicherheit oder der Aufschwimmsicherheit unterschieden werden. Falls ein Scherwiderstand T_d einbezogen wird, sollte er von geringerer Bedeutung sein.

ANMERKUNG 2 Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die Tabellen A.1 und A.2 nennen die empfohlenen Werte.

2.4.7.3 Nachweis von Grenzzuständen im Tragwerk und im Baugrund bei ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen

2.4.7.3.1 Allgemeines

(1)P Bei der Betrachtung eines durch Bruch oder sehr große Verformung gekennzeichneten Grenzzustands in einem Tragelement, in einem Querschnitt oder im Baugrund (STR und GEO) muss nachgewiesen werden, dass

$$E_d \leq R_d \quad (2.5)$$

ist.

2.4.7.3.2 Bemessungswert der Beanspruchungen

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen können entweder auf die Einwirkungen (F_{rep}) selbst oder ihre Beanspruchungen (E) angewendet werden:

$$E_d = E \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (2.6a)$$

oder

$$E_d = \gamma_E \times E \left\{ F_{\text{rep}}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (2.6b)$$

(2) Es gibt Bemessungssituationen, bei denen die Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte auf die geotechnischen Einwirkungen (wie Erd- und Wasserdrücke) zu Bemessungswerten führen könnte, die nicht plausibel oder sogar physikalisch unmöglich sind. In solchen Fällen sollten die Teilsicherheitsbeiwerte direkt auf die aus den Repräsentativwerten der Einwirkungen abgeleiteten Beanspruchungen angewendet werden.

(3)P Die in A.3.1 (1)P und A.3.2 (1)P definierten Teilsicherheitsbeiwerte sind in den Gleichungen (2.6a) und (2.6b) zu verwenden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die Tabellen A.3 und A.4 nennen die empfohlenen Werte.

2.4.7.3.3 Bemessungswiderstände

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte können entweder auf Baugrundeigenschaften (X) oder auf die Widerstände (R) oder auf beide folgendermaßen angewendet werden:

$$R_d = R \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (2.7a)$$

oder

$$R_d = \frac{R \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; X_k; a_d \right\}}{\gamma_R} \quad (2.7b)$$

oder

$$R_d = \frac{R \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}}{\gamma_R} \quad (2.7c)$$

ANMERKUNG Wenn bei der Bemessung die Beanspruchungen faktorisiert werden, ist der Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungen $\gamma_F = 1,0$ [siehe auch B.3(6)].

(2)P Die in A.3.3.1 (1)P, A.3.3.2 (1)P, A.3.3.4 (1)P, A.3.3.5 (1)P und A.3.3.6 (1)P definierten Teilsicherheitsbeiwerte sind in den Gleichungen (2.7a), (2.7b) und (2.7c) zu verwenden.

ANMERKUNG Die Größen der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die Tabellen A.5, A.6, A.7, A.8, A.12, A.13 und A.14 nennen die empfohlenen Werte.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

2.4.7.3.4 Nachweisverfahren

2.4.7.3.4.1 Allgemeines

(1)P Die Art und Weise, wie die Gleichungen (2.6) und (2.7) angewendet werden, muss durch eines von drei Verfahren festgelegt werden.

ANMERKUNG 1 Der Weg, wie die Gleichungen (2.6) und (2.7) anzuwenden sind, und das entsprechende Nachweisverfahren dürfen im Nationalen Anhang angegeben werden.

ANMERKUNG 2 Nähere Erläuterungen zu den Nachweisverfahren gibt Anhang B.

ANMERKUNG 3 Die Teilsicherheitsbeiwerte, die im Anhang A für die Gleichungen (2.6) und (2.7) angegeben werden, sind gegliedert mit den Bezeichnungen *A* (für Einwirkungen und Beanspruchungen), *M* (für geotechnische Kenngrößen) und *R* (für Widerstände). Ihre Auswahl richtet sich nach dem angewendeten Nachweisverfahren.

2.4.7.3.4.2 Nachweisverfahren 1

(1)P Abgesehen von der Bemessung axial belasteter Pfähle und Anker muss nachgewiesen werden, dass ein Grenzzustand durch Bruch oder zu große Verformungen bei jeder der beiden folgenden Kombinationen von Gruppen von Teilsicherheitsbeiwerten ausgeschlossen ist:

Kombination 1: *A1* „+“ *M1* „+“ *R1*

Kombination 2: *A2* „+“ *M2* „+“ *R1*

wobei „+“ bedeutet „in Verbindung mit“.

ANMERKUNG Bei den Kombinationen 1 und 2 werden Teilsicherheitsbeiwerte auf die Einwirkungen und auf die Baugrund-Kenngrößen angewendet.

(2)P Für die Bemessung von axial belasteten Pfählen und Ankern muss nachgewiesen werden, dass ein Grenzzustand durch Bruchversagen oder zu große Verformungen mit jeder der beiden folgenden Kombinationen von Gruppen von Teilsicherheitsbeiwerten ausgeschlossen ist:

Kombination 1: *A1* „+“ *M1* „+“ *R1*

Kombination 2: *A2* „+“ (*M1* oder *M2*) „+“ *R4*

ANMERKUNG 1 Bei der Kombination 1 werden Teilsicherheitsbeiwerte auf Einwirkungen und Bodenwiderstände angewendet. Bei der Kombination 2 werden die Teilsicherheitsbeiwerte auf Einwirkungen und Bodenwiderstände bzw. fallweise auf Bodenkenngößen angewendet.

ANMERKUNG 2 Bei der Kombination 2 werden die Werte *M1* auf die Pfahl- und Ankerwiderstände angewendet, die Werte *M2* auf ungünstige Einwirkungen auf Pfähle infolge z. B. negativer Mantelreibung oder Querbelastrung.

(3) Falls eine dieser Kombinationen erkennbar maßgebend ist, brauchen die anderen nicht nachgewiesen zu werden. Allerdings können verschiedene Kombinationen für unterschiedliche Aspekte desselben Nachweises kritisch sein.

2.4.7.3.4.3 Nachweisverfahren 2

(1)P Es muss nachgewiesen werden, dass ein Grenzzustand durch Bruch oder zu große Verformungen mit der folgenden Kombination von Gruppen von Teilsicherheitsbeiwerten ausgeschlossen ist:

Kombination: *A1* „+“ *M1* „+“ *R2*

ANMERKUNG 1 Bei diesem Verfahren werden die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Einwirkungen oder Beanspruchungen und auf die Widerstände des Baugrunds angewendet.

ANMERKUNG 2 Wenn dieses Verfahren auf den Nachweis der Böschungsbruch- und der Gesamtstandsicherheit angewendet wird, wird die resultierende Beanspruchung in der Gleitfläche mit γ_E multipliziert und der Scherwiderstand längs der Gleitfläche durch $\gamma_{R,E}$ dividiert.

2.4.7.3.4.4 Nachweisverfahren 3

(1)P Es muss nachgewiesen werden, dass ein Grenzzustand durch Bruch oder zu große Verformungen mit der folgenden Kombination von Gruppen von Teilsicherheitsbeiwerten ausgeschlossen ist:

Kombination: (A1* oder A2[†]) „+“ M2 „+“ R3

* bei Einwirkungen aus dem Tragwerk

† bei geotechnischen Einwirkungen

ANMERKUNG 1 Bei diesem Verfahren werden die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Einwirkungen oder auf die Beanspruchungen des Tragwerks und auf die Baugrund-Kenngrößen angewendet.

ANMERKUNG 2 Beim Nachweis der Böschungs- und der Gesamtstandsicherheit werden die äußeren Einwirkungen auf den Boden (z. B. Tragwerkslasten, Verkehrslasten) als geotechnische Einwirkungen mit der Gruppe A2 der Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen behandelt.

2.4.7.4 Nachweisverfahren und Teilsicherheitsbeiwerte beim Aufschwimmen

(1)P Der Nachweis gegen Aufschwimmen (UPL) muss so geführt werden, dass der Bemessungswert der Kombination von destabilisierenden ständigen und veränderlichen vertikalen Einwirkungen $V_{dst;d}$ kleiner oder gleich der Summe des Bemessungswertes der stabilisierenden ständigen vertikalen Einwirkungen ($G_{stb;d}$) und gegebenenfalls des Bemessungswertes eines zusätzlichen Widerstands gegen Aufschwimmen (R_d) ist:

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (2.8)$$

wobei

$$V_{dst;d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d}$$

ist.

(2) Ein zusätzlicher Widerstand gegen Aufschwimmen darf als stabilisierende ständige vertikale Einwirkung ($G_{stb;d}$) behandelt werden.

(3)P Die in A.4 (1)P und A.4 (2)P definierten Teilsicherheitsbeiwerte für $G_{dst;d}$, $Q_{dst;d}$, $G_{stb;d}$ und R_d für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen müssen in Gleichung (2.8) angewendet werden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die Tabellen A.15 und A.16 nennen die empfohlenen Werte.

2.4.7.5 Nachweisverfahren und Teilsicherheitsbeiwerte beim hydraulischen Grundbruch

(1)P Bei der Untersuchung des durch einen hydraulischen Grundbruch verursachten Grenzzustands (HYD, siehe 10.3) muss nachgewiesen werden, dass für jedes in Frage kommende Bodenprisma der Bemessungswert des destabilisierenden totalen Porenwasserdrucks ($u_{dst;d}$) an der Unterseite des Prismas oder der Strömungskraft ($S_{dst;d}$) in dem Prisma nicht größer ist als der Bemessungswert der stabilisierenden totalen Vertikalspannung ($\sigma_{stb;d}$) an der Unterseite des Prismas oder das Gewicht unter Auftrieb ($G'_{stb;d}$) desselben Prismas:

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad (2.9a)$$

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (2.9b)$$

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(2)P Die in A.5 (1)P definierten Teilsicherheitsbeiwerte für $u_{dst;d}$, $\sigma_{dst;d}$, $S_{dst;d}$ und $G'_{stb;d}$ bei ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen sind in den Gleichungen (2.9a) und (2.9b) anzuwenden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die Tabelle A.17 nennt die empfohlenen Werte.

2.4.8 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

(1)P Für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit im Baugrund oder in einem Tragwerksquerschnitt, einem Bauteil oder einem Anschluss muss entweder nachgewiesen werden, dass

$$E_d \leq C_d \quad (2.10)$$

ist, oder der Nachweis durch das in 2.4.8 (4) angegebene Verfahren erbracht werden.

(2) Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sollten in der Regel gleich 1,0 gesetzt werden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(3) Die charakteristischen Werte sollten angemessen verändert werden, falls sich die Baugrundeigenschaften, beispielsweise durch Grundwasserabsenkung oder Austrocknung, während der Nutzungsdauer des Bauwerks verändern können.

(4) Der Nachweis darf dadurch geführt werden, dass ein hinreichend geringer Anteil der Bodenfestigkeit mobilisiert wird, so dass die Verformungen innerhalb der für die Gebrauchstauglichkeit geforderten Grenzen bleiben, vorausgesetzt, dieser vereinfachte Nachweis ist auf Bemessungssituationen beschränkt, in denen

- die Größe der Verformung beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit nicht erforderlich ist,
- vergleichbare Erfahrung mit ähnlichem Baugrund, Tragwerk und entsprechender Anwendungsregel vorliegt.

(5)P Ein Grenzwert für eine bestimmte Verformung ist der Wert, bei dem zu vermuten ist, dass die Gebrauchstauglichkeit – etwa durch nicht hinnehmbare Risse oder klemmende Türen – im Bauwerk nicht gegeben ist. Dieser Grenzwert muss während der Planung des Bauwerks vereinbart werden.

2.4.9 Grenzwerte für Fundamentbewegungen

(1)P Beim Entwurf von Gründungen müssen Grenzwerte für die Fundamentbewegungen festgelegt werden.

ANMERKUNG Zulässige Fundamentbewegungen dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(2)P Unterschiedliche Fundamentbewegungen, die zur Verformung im aufgehenden Tragwerk führen, müssen begrenzt werden, um zu erreichen, dass sich im Tragwerk dadurch kein Grenzzustand einstellt.

(3)P Bei der Festlegung von Bemessungswerten für Grenzwerte von Bewegungen und Verformungen muss Folgendes berücksichtigt werden:

- die Zuverlässigkeit, mit der das zulässige Bewegungsmaß beschrieben werden kann;
- die Art und Geschwindigkeit von Baugrundbewegungen;
- die Art des Tragwerks;
- die Art des Baustoffs;

- die Gründungsart;
- das Verformungsschema;
- die vorgesehene Nutzung des Bauwerks;
- die Notwendigkeit, sicherzustellen, dass es keine Probleme mit Leitungen gibt, die ins Gebäude führen.

(4)P Beim Nachweis von Setzungsunterschieden muss berücksichtigt werden:

- die Art und Geschwindigkeit von Setzungen und Baugrundbewegungen;
- die zufällige und systematische Streuung der Baugrundeigenschaften;
- die Lastverteilung;
- das Bauverfahren (einschließlich der Lastentwicklung);
- die Steifigkeit des Tragwerks während und nach dem Bau.

ANMERKUNG Wenn keine Grenzwerte für Tragwerksverformungen vorgegeben sind, dürfen die im Anhang H für Tragwerksverformungen und Fundamentbewegungen angegebenen Werte benutzt werden.

2.5 Entwurf und Bemessung auf Grund von anerkannten Tabellenwerten

(1) Bei Bemessungssituationen, für die es keine Rechenmodelle gibt oder keine notwendig sind, lassen sich Grenzzustände durch Anwendung anerkannter Tabellenwerte vermeiden. Dazu gehören die gewohnten und damit im Allgemeinen konservativen Entwurfsregeln und die Sorgfalt bei der Auswahl und Prüfung der Baumaterialien, bei der Ausführung der Arbeit sowie bei den Schutz- und Unterhaltungsmaßnahmen.

ANMERKUNG Hinweise auf solche herkömmlichen und im Allgemeinen konservativen Regeln dürfen im Nationalen Anhang gegeben werden.

(2) Die Bemessung auf Grund anerkannter Tabellenwerte darf angewendet werden, wenn vergleichbare Erfahrung, wie in 1.5.2.2 definiert, einen statischen Nachweis unnötig macht. Sie darf ebenfalls benutzt werden, um eine Dauerhaftigkeit gegen Frosteinwirkung und chemische oder biologische Angriffe zu erreichen, bei denen direkte Berechnungen im Allgemeinen nicht zum Ziel führen.

2.6 Probelastungen und Modellversuche

(1)P Wenn die Ergebnisse von Probelastungen oder von groß- oder kleinmaßstäblichen Modellversuchen zum Nachweis einer Bemessung oder zur Ergänzung einer der anderen in 2.1 (4) genannten Alternativen herangezogen werden, müssen folgende Punkte berücksichtigt und einbezogen werden:

- unterschiedliche Baugrundverhältnisse beim Versuch und beim wirklichen Tragwerk;
- Zeiteinflüsse, insbesondere wenn die Versuchsdauer viel kürzer ist als die Dauer der Belastung am Tragwerk;
- Modellähnlichkeit, vor allem wenn kleine Modelle benutzt werden. Die Auswirkung des Spannungsniveaus ist im Zusammenhang mit der Partikelgröße zu berücksichtigen.

(2) Die Versuche können an Prüfkörpern aus dem Bauwerk oder an groß- oder kleinmaßstäblichen Modellen vorgenommen werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

2.7 Beobachtungsmethode

(1) Wenn die Vorhersage des geotechnischen Verhaltens schwierig ist, kann es zweckmäßig sein, das als „Beobachtungsmethode“ bekannte Verfahren anzuwenden, bei dem der Entwurf während der Bauausführung überprüft und gegebenenfalls angepasst wird.

(2)P Folgende Forderungen müssen erfüllt sein, ehe mit dem Bau begonnen wird:

- für das Verhalten des Bauwerks müssen zulässige Grenzen festgelegt werden;
- die Bandbreite möglichen Verhaltens muss bewertet werden, und es muss gezeigt werden, dass eine annehmbare Wahrscheinlichkeit dafür besteht, dass das wirkliche Verhalten innerhalb dieser Grenzen bleiben wird;
- ein Konzept für die Messungen muss geplant werden, mit denen erkannt werden kann, ob das wirkliche Verhalten in dem Toleranzbereich bleibt. Die Messungen müssen das genügend früh anzeigen und in ausreichend kurzen Zeitabständen ausgeführt werden, damit Gegenmaßnahmen erfolgreich vorgenommen werden können;
- die Reaktionszeiten der Messgeber und die Verfahren zur Auswertung der Ergebnisse müssen im Vergleich zu möglichen Systemveränderungen ausreichend kurz sein;
- es muss ein Konzept von Gegenmaßnahmen geplant werden, die zur Anwendung kommen, wenn das Messsystem ein Verhalten außerhalb des Toleranzbereichs anzeigt.

(3)P Während der Bauausführung müssen die Messungen planmäßig ausgeführt werden.

(4)P Die Ergebnisse der Messungen müssen in geeigneten Abständen bewertet werden. Die geplanten Gegenmaßnahmen müssen eingesetzt werden, falls die festgelegten Grenzen überschritten werden.

(5)P Die Messausrüstung muss entweder ersetzt oder erweitert werden, wenn sie keine zuverlässigen Daten in geeigneter Form oder in ausreichender Menge liefert.

2.8 Geotechnischer Entwurfsbericht

(1)P Die Voraussetzungen, Vorgaben, Rechenverfahren und die Ergebnisse der Nachweise der Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit müssen im Geotechnischen Entwurfsbericht dokumentiert werden.

(2) Das Maß an Detaillierung wird im Geotechnischen Entwurfsbericht je nach Art des Entwurfs sehr unterschiedlich sein. In einfachen Fällen kann ein einziges Blatt genügen.

(3) Der Geotechnische Entwurfsbericht sollte auf den Geotechnischen Untersuchungsbericht (siehe 3.4) und andere, mehr ins Einzelne gehende Unterlagen Bezug nehmen und in der Regel folgende Punkte enthalten:

- eine Beschreibung des Baugrundstücks und seiner Umgebung;
- eine Beschreibung der Baugrundverhältnisse;
- eine Beschreibung der vorgesehenen Baumaßnahme, einschließlich der Einwirkungen;
- Bemessungswerte für die Boden- und Felseigenschaften samt Begründung, falls angebracht;
- Feststellungen zu den herangezogenen Normen und Richtlinien;
- Feststellungen zur Eignung des Baugrundstücks für die geplante Konstruktion und der Höhe akzeptabler Risiken;

- geotechnische Berechnungen und Zeichnungen;
- Empfehlungen zur Gründung;
- einen Hinweis auf Dinge, die während der Bauausführung zu kontrollieren sind oder die eine Instandhaltung oder Kontrollmessungen erfordern.

(4)P Der Geotechnische Entwurfsbericht muss einen Plan für eine geeignete Überwachung und Kontrolle durch Messungen enthalten. Umstände, die während der Bauausführung zu prüfen sind oder die eine Instandhaltung nach der Fertigstellung erfordern, müssen in dem Bericht klar herausgestellt werden. Sobald die erforderlichen Prüfungen während der Bauausführung vorgenommen worden sind, müssen sie in einem Nachtrag zum Bericht festgehalten werden.

(5) Hinsichtlich der Überwachung und der Kontrollmessungen sollte der Geotechnische Entwurfsbericht angeben:

- den Zweck jeder Gruppe von Beobachtungen und Messungen;
- die Teile des Tragwerks, bei denen Messungen vorzunehmen sind, und die Stellen, an denen die Beobachtungen vorgenommen werden sollen;
- die Häufigkeit, mit der die Ablesungen vorzunehmen sind;
- die Auswertungsverfahren;
- der erwartete Wertebereich der Messergebnisse;
- den Zeitraum nach Bauende, in dem die Messungen fortgesetzt werden sollen;
- die Verantwortlichen für die Messungen und Beobachtungen, für die Auswertung der Ergebnisse und für den Betrieb und die Instandhaltung der Instrumente.

(6)P Eine Kurzfassung des Geotechnischen Entwurfsberichtes, der die Überwachung, die Kontrollmessungen und die Instandhaltungsbedingungen für das fertige Bauwerk enthält, muss dem Eigentümer bzw. Auftraggeber zur Verfügung gestellt werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

3 Geotechnische Unterlagen

3.1 Allgemeines

(1)P Eine sorgfältige Zusammenstellung, Dokumentation und Auswertung der geotechnischen Befunde muss stets vorgenommen werden. Sie soll die Geologie, Geomorphologie, Seismologie, Hydrologie und Geschichte des Baugrundstücks enthalten. Hinweise auf die Veränderlichkeit des Baugrunds müssen berücksichtigt werden.

(2)P Baugrunduntersuchungen müssen so geplant werden, dass die Herstellung und die Anforderungen an das geplante Tragwerk berücksichtigt werden. Der Umfang der Baugrunduntersuchung muss regelmäßig überprüft werden, wenn sich neue Erkenntnisse während der Bauausführung ergeben.

(3)P Die üblichen Felduntersuchungen und Laborversuche müssen in der Regel in Übereinstimmung mit international anerkannten Normen und Empfehlungen durchgeführt und dokumentiert werden. Abweichungen von diesen Normen und zusätzliche Versuchsanforderungen müssen aufgeführt werden.

(4) Anforderungen an Feld- und Laboruntersuchungen sollten EN 1997-2 entnommen werden.

3.2 Geotechnische Untersuchungen

3.2.1 Allgemeines

(1)P Geotechnische Untersuchungen müssen ausreichende Erkenntnisse über Baugrund- und Grundwasserhältnisse auf der Baustelle und ringsum bereitstellen, damit die wesentlichen Baugrundeigenschaften beschrieben und eine zuverlässige Festlegung charakteristischer Werte für die Baugrund-Kenngrößen vorgenommen werden kann.

(2)P Planung und Umfang der Baugrunderkundung müssen der jeweiligen Erkundungsphase und der Geotechnischen Kategorie angepasst werden (siehe EN 1997-2, Abschnitt 2).

(3) Bei sehr großen oder ungewöhnlichen Tragwerken, bei Tragwerken mit außergewöhnlichen Risiken oder besonders schwierigen Baugrund- oder Belastungsbedingungen sowie bei Bauwerken in von Erdbeben stark betroffenen Gebieten reicht der in EN 1997-2 genannte Erkundungsumfang möglicherweise nicht aus, um die Anforderungen an die Planung zu erfüllen.

(4) Wenn Art und Umfang der Baugrunderkundung auf die Geotechnische Kategorie des Bauvorhabens bezogen werden, sollten die Baugrundverhältnisse, die für die Einstufung in eine Geotechnische Kategorie maßgebend sein können, so früh wie möglich festgestellt werden.

(5) Die Baugrunduntersuchungen sollten Baustellenbesichtigungen enthalten, damit die bei der Planung getroffenen Annahmen während der Bauausführung bestätigt werden.

3.2.2 Voruntersuchungen

(1)P Voruntersuchungen müssen ausgeführt werden, um

- die generelle Eignung des Baugrundstücks festzustellen;
- gegebenenfalls alternative Standorte zu vergleichen;
- die Veränderungen abzuschätzen, die sich bei den geplanten Arbeiten ergeben könnten;
- die Maßnahmen für die Haupt- und baubegleitenden Untersuchungen zu planen, einschließlich der Festlegung des Baugrundbereichs, der auf das Tragwerk einen nennenswerten Einfluss hat;
- gegebenenfalls Entnahmestellen auszuweisen.

3.2.3 Hauptuntersuchungen

(1)P Hauptuntersuchungen müssen ausgeführt werden, um

- die für eine sachgerechte Planung temporärer oder dauernder Baumaßnahmen erforderlichen Kenntnisse bereitzustellen;
- die für das Bauverfahren erforderlichen Kenntnisse bereitzustellen;
- etwaige Schwierigkeiten zu erkennen, die während der Bauausführung auftreten könnten.

(2)P Die Baugrunderkundung muss zuverlässig die Lage und die Eigenschaften aller Bereiche des Baugrunds ermitteln, die für das geplante Vorhaben von Bedeutung sind oder es beeinflussen.

(3)P Die Baugrund-Kenngrößen, die dafür maßgebend sind, dass das Tragwerk die an sein Verhalten gestellten Kriterien erfüllt, müssen festgelegt werden, ehe die endgültige Planung beginnt.

(4) Damit erreicht wird, dass die Baugrunduntersuchung alle maßgebenden Bodenschichten erfasst, sollten die folgenden geologischen Merkmale besonders beachtet werden:

- das Baugrundprofil;
- natürliche oder künstliche Hohlräume;
- Verwitterung von Gestein, Böden oder Schüttmaterial;
- hydrogeologische Einflüsse;
- Verwerfungen, Klüfte und andere Diskontinuitäten;
- Kriecherscheinungen an Boden- oder Gesteinsmassen;
- schwellfähige und strukturempfindliche Böden und Festgesteine;
- vorhandene Abfallstoffe oder künstlich hergestellte Stoffe.

(5)P Die historische Entwicklung des Baugrundstücks und seiner Umgebung muss berücksichtigt werden.

(6)P Die Erkundung muss mindestens durch alle Schichten geführt werden, bei denen feststeht, dass sie für das Bauvorhaben von Bedeutung sind.

(7)P Die vorhandenen Grundwasserspiegel müssen während der Baugrunderkundung ermittelt werden. Pegelstände von offenen Gewässern, die bei der Baugrunderkundung beobachtet werden, müssen registriert werden (siehe EN 1997-2).

(8) Die extremen Wasserspiegel, die sich auf die Grundwasserdrücke auswirken könnten, sollten festgestellt werden.

(9) Die Lage und das Fassungsvermögen von Dränagen oder Entnahmebrunnen in der Nachbarschaft der Baustelle sollten festgestellt werden.

3.3 Ableitung geotechnischer Kenngrößen

3.3.1 Allgemeines

(1) Bei den nachstehenden Anforderungen zur Ermittlung der Werte geotechnischer Kenngrößen wurde nur auf die gängigsten Labor- und Feldversuche Bezug genommen. Andere Versuche können angewendet werden, vorausgesetzt, ihre Eignung wurde durch vergleichbare Erfahrung nachgewiesen.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

3.3.2 Ansprache der Boden- und Felsart

(1)P Art und Grundbestandteile des Locker- oder Festgesteins müssen angesprochen werden, ehe die Ergebnisse anderer Versuche interpretiert werden.

(2)P Das Material muss geprüft, bestimmt und nach einer anerkannten Nomenklatur beschrieben werden. Eine geologische Bewertung muss vorgenommen werden.

(3) Die Klassifizierung der Böden und die Beschreibung der Bodenschichtung sollten nach einem anerkannten geotechnischen Bezeichnungs- und Klassifizierungssystem für Böden erfolgen.

(4) Fels sollte nach der Güte des Gesteins und nach der Klüftung klassifiziert werden. Die Gesteinsqualität sollte hinsichtlich Verwitterung, Kornaufbau, vorherrschender Korngröße der Minerale und Härte und Zähigkeit des Leitminerals beschrieben werden. Die Klüftung sollte durch Kluftart, Kluftweite, Kluftabstand und Beschaffenheit der Kluftfüllung charakterisiert werden.

(5) Als Ergänzung zum Augenscheinbefund können eine Reihe von Versuchen zur Klassifizierung, Identifizierung und Quantifizierung angewendet werden (siehe EN 1997-2) und zwar

für Lockergesteine:

- Kornverteilung;
- Wichte;
- Porenanteil;
- Wassergehalt;
- Kornform;
- Kornrauigkeit;
- Lagerungsdichte;
- Zustandsgrenzen;
- Schwellvermögen;
- Kalkgehalt;
- Gehalt an organischen Bestandteilen.

für Festgesteine:

- Mineralogie;
- Petrographie;
- Wassergehalt;
- Wichte;
- Porosität;
- Schallgeschwindigkeit;
- schnelle Absorption von Wasser;

- Schwellvermögen;
- Index der Schüttelfestigkeit;
- einaxiale Druckfestigkeit.

3.3.3 Wichte

(1)P Die Wichte muss mit ausreichender Genauigkeit bestimmt werden, um daraus Bemessungs- oder charakteristische Werte für Einwirkungen abzuleiten.

(2) Die Wichte sollte an Prüfkörpern von Boden oder Fels bestimmt werden, wenn Sonderproben gezogen werden (siehe EN 1997-2). Andernfalls lässt sie sich durch allgemein anerkannte oder dokumentierte Korrelationen ableiten, die sich beispielsweise auf Sondierungen gründen.

3.3.4 Lagerungsdichte

(1)P Die Lagerungsdichte muss den Grad der Verdichtung eines kohäsionslosen Bodens in Bezug auf die lockerste und dichteste Lagerung ausdrücken, wie in genormten Laborverfahren definiert.

3.3.5 Verdichtungsgrad

(1)P Der Verdichtungsgrad eines gewachsenen oder geschütteten Bodens muss als das Verhältnis der Trockenwichte zur maximalen Trockenwichte aus einem genormten Verdichtungsversuch bestimmt werden.

3.3.6 Scherfestigkeit

(1)P Bei der Festlegung der Scherfestigkeit des Bodens müssen folgende Merkmale beachtet werden:

- das im Boden verursachte Spannungsniveau;
- die Anisotropie der Festigkeit, speziell bei Tonen geringer Plastizität;
- Risse, speziell in steifen Tonen;
- Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit;
- sehr große Dehnungen, falls sie in einer Bemessungssituation vorkommen können;
- vorhandene Gleitflächen;
- Zeiteinflüsse;
- Sensitivität bei bindigen Böden;
- Sättigungsgrad.

(2) Wenn die Scherfestigkeit auf Grund von Versuchsergebnissen festgelegt wird, sollten der Vertrauensbereich der Theorie zur Ableitung von Scherfestigkeitswerten und ebenso die möglichen Entnahmestörungen bei der Probenahme und die Heterogenität der Proben in Rechnung gestellt werden.

(3) Bei den Zeiteinflüssen sollte beachtet werden, dass die Zeitspanne, in der ein Boden effektiv undränirt ist, von seiner Durchlässigkeit, dem Angebot an ungebundenem Wasser und den jeweiligen geometrischen Bedingungen abhängt.

(4)P Die Werte der wirksamen Scherparameter c' und $\tan\varphi'$ dürfen nur innerhalb des Spannungsbereiches als konstant angesehen werden, für den sie ermittelt worden sind.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

3.3.7 Bodensteifigkeit

(1)P Bei der Festlegung der Bodensteifigkeit müssen folgende Merkmale beachtet werden:

- Drainagebedingungen;
- das Niveau der mittleren wirksamen Spannung;
- eine natürliche oder künstliche Vorkonsolidierung;
- das Niveau der aufgetragenen Scherung oder Scherspannung, wobei letztere oft auf die Bruch-Scherfestigkeit bezogen wird.

(2) Zuverlässige Messungen der Bodensteifigkeit sind oft sehr schwer aus Feld- oder Laborversuchen zu erhalten. Besonders wegen der Probenstörungen und anderer Einflüsse unterschätzen die Messungen an Laborproben oft die Bodensteifigkeit in situ. Deswegen sollten, wenn immer möglich, Beobachtungen des Verhaltens bestehender Tragwerke analysiert werden.

3.3.8 Güte und Eigenschaften von Gestein und Fels (Gebirge)

3.3.8.1 Allgemeine Festlegungen

(1)P Bei der Festlegung der Güte und der Eigenschaften von Gestein und Fels muss zwischen dem an ungestörten Bohrkernen ermittelten Gesteinsverhalten und dem Verhalten sehr viel größerer Gesteinsbereiche unterschieden werden, die strukturelle Diskontinuitäten wie Schichtflächen, Klüfte, Scherzonen und Auslaugungshohlräume haben. Bei den Klüften müssen folgende charakteristischen Merkmale beachtet werden:

- Kluftabstand;
- Kluftstellung;
- Öffnungsweite;
- Durchgängigkeit (Kontinuität);
- Dichtigkeit;
- Rauigkeit, einschließlich der Auswirkungen früherer Bewegungen auf die Klüfte;
- Kluftfüllung.

(2)P Bei der Festlegung der Eigenschaften von Gestein und Fels müssen gegebenenfalls ergänzend folgende Merkmale berücksichtigt werden:

- vorhandene Spannungen;
- Wasserdruck;
- ausgeprägte Wechsel in den Eigenschaften verschiedener Schichten.

(3) Eigenschaften von Fels wie

- Festigkeit und Steifigkeit,
- Klüftigkeit, speziell in geträgten Zonen,

- Wasserdurchlässigkeit des Kluftsystems im Fels,
- Verformungseigenschaften von verwittertem Gestein

dürfen durch Anwendung des Konzepts der in EN 1997-2 beschriebenen Gebirgsklassifikation abgeschätzt werden.

(4)P Die Empfindlichkeit des Gesteins gegenüber Klima, Spannungsänderungen usw. muss bestimmt werden. Auch muss der Einfluss chemischer Zersetzung auf das Verhalten von Felsgründungen beachtet werden.

(5) Bei der Festlegung der Qualität von Gestein und Fels sollten folgende Punkte beachtet werden:

- manche poröse veränderlich feste Gesteine zerfallen rasch zu Lockergestein mit geringer Festigkeit, vor allem wenn sie der Verwitterung ausgesetzt sind;
- manche Gesteine haben hohe Lösungsraten durch das Grundwasser, was zu Gängen, Höhlen und Dolinen führt, die sich bis zur Erdoberfläche hin entwickeln können;
- bei Entlastung und Luftzutritt zeigen bestimmte Gesteine ein ausgeprägtes Quellverhalten infolge der Absorption von Wasser durch Tonminerale.

3.3.8.2 Einaxiale Druckfestigkeit und Verformbarkeit von Gestein

(1)P Bei der Festlegung der einaxialen Druckfestigkeit und Verformbarkeit von Gestein müssen folgende Merkmale berücksichtigt werden:

- die Orientierung der Belastungsrichtung in Bezug zur Anisotropie des Prüfkörpers, z. B. bei Schichtung, Schieferung;
- die Verfahren der Probengewinnung und Probenlagerung;
- die Anzahl der untersuchten Prüfkörper;
- die Geometrie der untersuchten Prüfkörper;
- Wassergehalt und Sättigungsgrad zur Zeit des Versuchs;
- Versuchsdauer und zeitlicher Spannungsverlauf;
- Verfahren zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls und das Spannungsniveau oder die Spannungsstufen, bei denen er bestimmt wurde.

3.3.8.3 Scherfestigkeit der Klüfte

(1)P Bei der Festlegung der Kluftscherfestigkeit muss der Einfluss folgender Faktoren berücksichtigt werden:

- Kluftrichtung im Versuchskörper in Beziehung zu der angenommenen Richtung von Einwirkungen;
- Orientierung des Scherversuchs;
- Anzahl der untersuchten Prüfkörper;
- Abmessungen der Scherfläche;
- Porenwasserdruckbedingungen;
- die Möglichkeit eines progressiven Bruches, der das Verhalten des Gesteins im Baugrund beeinflusst.

DIN EN 1997-1:2009-09**DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)**

(2) Schwächezonen im Fels stimmen gewöhnlich mit Klüften oder Schichtflächen, mit einer Schieferung oder Spaltenbildung oder mit der Grenzfläche zwischen Boden und Fels bzw. zwischen Beton und Fels überein. Die für solche Zonen ermittelte Scherfestigkeit sollte in der Regel bei Gleichgewichtsnachweisen für Gesteinsmassen angewendet werden.

3.3.9 Kenngrößen für die Durchlässigkeit und Konsolidation von Boden und Fels**3.3.9.1 Kenngrößen für die Durchlässigkeit und Konsolidation des Bodens**

(1)P Bei der Festlegung der Kenngrößen für die Durchlässigkeit und die Konsolidation des Bodens müssen folgende Faktoren beachtet werden:

- die Auswirkungen der Heterogenität;
- die Auswirkungen der Anisotropie;
- die Auswirkungen von Rissen oder Verwerfungen;
- die Spannungsänderungen infolge der geplanten Belastung.

(2) Durchlässigkeitsmessungen an kleinen Prüfkörpern im Labor sind möglicherweise nicht repräsentativ für die Verhältnisse vor Ort. Wenn immer möglich, sollten deswegen Feldversuche bevorzugt werden, mit denen die gemittelten Eigenschaften eines weiträumigen Bodenvolumens gemessen werden. Allerdings sollten die möglichen Veränderungen der Durchlässigkeit bei Zunahme der örtlich vorhandenen wirksamen Spannung beachtet werden.

(3) Unter Umständen kann die Durchlässigkeit auf Grund der Kornverteilung geschätzt werden.

3.3.9.2 Kenngrößen für die Durchlässigkeit von Fels

(1)P Da die Durchlässigkeit von Gesteinsmassen weitgehend vom Dichtungsgrad und vom Vorhandensein anderer Diskontinuitäten wie Verbrüchen und Spalten abhängt, muss sie durch geeignete Feldversuche ermittelt oder auf Grund örtlicher Erfahrung bewertet werden.

(2) Die naturgegebene Durchlässigkeit kann durch ein System von Pumpversuchen mit Strömungsmessungen ermittelt werden, wenn die räumlichen hydrogeologischen Verhältnisse um das Bauwerk und das Kluftegefüge und sonstigen Diskontinuitäten entsprechend berücksichtigt werden.

(3) Laborversuche zur Durchlässigkeit sollten nur dazu dienen, die Auswirkung von Diskontinuitäten, etwa ihrer veränderlichen Öffnungsweite, zu untersuchen.

3.3.10 Geotechnische Kenngrößen aus Feldversuchen**3.3.10.1 Drucksondierungen**

(1)P Bei der Feststellung des Drucksondierwiderstands, der Mantelreibung und, möglicherweise, des Porenwasserdrucks während der Eindringung müssen folgende Gesichtspunkte berücksichtigt werden:

- die genaue Form der Sondierspitze und der Reibungshülse. Dies kann die Ergebnisse nachhaltig beeinflussen, und daher müssen diese an die verwendete Art der Sondierspitze angepasst werden;
- die Ergebnisse lassen sich nur zuverlässig beurteilen, wenn die Bodenschichtung erkundet wurde; in vielen Fällen sind daher Bohrungen in Verbindung mit den Sondierungen notwendig;
- die Einflüsse von Grundwasser und Überlagerungsdruck;

- wenn in heterogenen Böden die Ergebnisse weit streuen, müssen die Sondierwerte in dem für das Tragwerk relevanten Bodenbereich ausgewählt werden;
- eingeführte Korrelationen mit anderen Versuchsdaten wie Dichtemessungen und anderen Rammsondierverfahren.

3.3.10.2 Standard Penetration Test und Rammsondierungen

(1)P Bei der Bewertung von Schlagzahlen müssen folgende Punkte berücksichtigt werden:

- die Versuchsart;
- eine genaue Beschreibung des Verfahrens;
- die Grundwasserverhältnisse;
- der Einfluss des Überlagerungsdrucks;
- die Art des Untergrundes, insbesondere ob Steine oder Grobkies diese beeinflussen.

3.3.10.3 Flügelscherversuch

(1)P Bei der Bewertung der Versuchsergebnisse müssen folgende Punkte berücksichtigt werden:

- die Details des Verfahrens;
- ob eine standardisierte Flügelanordnung verwendet wurde;
- ob Messungen in mehreren Tiefen ausgeführt wurden, um ein Festigkeitsprofil der Schichtenfolge zu bekommen;
- die Mantelreibung an der Führungsstange.

(2) Flügelsondierungen können zur Ermittlung der undränierten Scherfestigkeit c_u bindiger Böden angewendet werden.

ANMERKUNG Die Flügelsondierung ist eine einfache und billige Art, zu prüfen, ob ein weicher Untergrund mit schwerem Gerät und Fahrzeugen befahrbar ist.

(3) Um abgeleitete Werte von c_u zu bekommen, sollten sie mit einem Faktor berichtigt werden, der auf örtlicher Erfahrung beruht und z. B. von der Fließgrenze, der Konsistenzzahl und der wirksamen Vertikalspannung abhängt.

3.3.10.4 Gewichtssondierung

(1)P Bei der Bewertung der Versuchsergebnisse müssen folgende Punkte berücksichtigt werden:

- eine genaue Beschreibung des Verfahrens;
- die Grundwasserverhältnisse;
- der Überlagerungsdruck;
- die Art des Untergrundes, insbesondere ob Steine oder Grobkies diese beeinflussen.

(2) Fallkegelsondierungen können zur Ermittlung von Schichtgrenzen und der Lagerungsdichte nichtbindiger Böden angewendet werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

3.3.10.5 Pressiometer-Versuch

(1)P Bei der Feststellung des Grenzdrucks und des Pressiometermoduls müssen folgende Punkte berücksichtigt werden:

- der Gerätetyp;
- das Verfahren, wie das Gerät im Untergrund installiert wird.

(2) Versuchskurven, die auf einen mehr als nur mäßigen Grad an Störung hindeuten, sollten nicht verwendet werden. Wenn der Grenzdruck im Versuch nicht erreicht wird, ist eine vorsichtige und nach gängigen Regeln vorzunehmende Extrapolation der Kurve möglich. Bei Versuchen, in denen nur der Anfangsast der Pressiometer-Kurve bestimmt wird, dürfen allgemeine Korrelationen oder, vorzugsweise, auf demselben Grundstück gewonnene örtliche Korrelationen nach gängigen Regeln angewendet werden, um den Grenzdruck mit Hilfe des Pressiometermoduls vorsichtig abzuschätzen.

3.3.10.6 Dilatometer-Versuch

(1)P Bei der Bewertung der Ergebnisse von Dilatometer-Versuchen muss das Einbringverfahren berücksichtigt werden.

(2)P Die Schichtenfolge und vor allem einige grundlegende Kenngrößen wie die Korngrößenverteilung und der Sättigungsgrad müssen vor dem Versuch ermittelt werden.

(3) Falls Festigkeitswerte bestimmt werden sollen, sollte der Eindringwiderstand berücksichtigt werden.

(4) Dilatometer-Werte sollten als Indexwerte zur Ermittlung abgeleiteter Werte für die Steifemodulen der Schichtenfolge verwendet werden.

3.3.10.7 Verdichtungsversuch

(1)P Bei der Bewertung der Verdichtbarkeit eines Schüttmaterials müssen folgende Punkte berücksichtigt werden:

- Boden- oder Felsart;
- Kornverteilung;
- Kornform;
- Heterogenität des Materials;
- Sättigungsgrad oder Wassergehalt;
- vorgesehener Gerätetyp.

(2) Wenn zur Kontrolle des Verdichtungserfolges Feldversuche (z. B. Sondierungen, dynamische Verdichtungsversuche, Plattendruckversuche, Setzungsmessungen) durchgeführt werden, sollten die Ergebnisse, die mit der Verdichtung auf Versuchsfeldern gewonnen wurden (siehe 5.3.3(4)), in Bezug gesetzt werden zu Versuchswerten der genormten Verdichtungsversuche im Labor, um die Verdichtbarkeit einer Auffüllung von Locker- oder Festgestein festzulegen.

3.4 Geotechnischer Untersuchungsbericht

3.4.1 Anforderungen

(1)P Die Ergebnisse der Baugrunderkundung müssen in einem Geotechnischen Untersuchungsbericht zusammengefasst werden, der Teil des in 2.8 beschriebenen Geotechnischen Entwurfsberichtes sein soll.

(2)P Wegen der Handhabung der Labor- und Feldversuche zur Bestimmung geotechnischer Kenngrößen ist auf EN 1997-2 Bezug zu nehmen.

(3) Der Geotechnische Untersuchungsbericht sollte in der Regel bestehen aus:

- einer Darstellung aller verfügbaren geotechnischen Befunde einschließlich geologischer Eigenschaften und relevanter Daten;
- einer geotechnischen Bewertung der Befunde mit Angabe der Annahmen, die bei der Auswertung der Versuchsergebnisse getroffen wurden.

Die Befunde können entweder innerhalb eines Berichtes oder in Anlagen zum Bericht dargestellt werden.

3.4.2 Darstellung der geotechnischen Befunde

(1)P Die Darstellung der geotechnischen Befunde muss enthalten:

- eine sachdienliche Zusammenstellung aller Feld- und Laborarbeiten;
- eine Dokumentation der bei der Baugrunderkundung und den Laborversuchen angewendeten Verfahren.

Die Dokumentation muss auf der Grundlage der in EN 1997-2 beschriebenen Versuchsberichte erstellt werden.

(2) Soweit das in Frage kommt, sollte der Bericht außerdem Folgendes enthalten:

- die Namen aller Berater und Subunternehmer;
- Zweck und Umfang der Baugrunderkundung;
- den Zeitraum, in dem die Feld- und Laborversuche ausgeführt wurden;
- eine Geländebeschreibung des Projektgebietes, und zwar insbesondere
 - Grundwasservorkommen,
 - Verhalten von benachbarten Bauwerken,
 - Aufschlüsse in Steinbrüchen und an Entnahmestellen,
 - unsichere Geländebereiche,
 - Aushubschwierigkeiten;
- historische Entwicklung des Baugrundstücks;
- Geologie des Baugrundstücks einschließlich von Störzonen;
- geodätische Angaben;

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

- Erkenntnisse aus verfügbaren Luftaufnahmen;
- örtliche Erfahrung in dem Gebiet;
- Befunde zur Erdbebentätigkeit in dem Gebiet;
- bei der Probenahme, dem Transport und der Lagerung der Proben angewendete Verfahren;
- im Feld eingesetzte Ausrüstungen;
- tabellarische Aufstellung des Umfangs der ausgeführten Feld- und Laborarbeiten sowie Darstellung der Beobachtungen vor Ort, die von Aufsichtspersonen während der Baugrunderkundung gemacht wurden;
- Daten zu zeitlichen Grundwasserspiegel-Schwankungen in den Bohrlöchern während der Ausführung der Feldarbeiten und in Grundwasser-Messstellen nach Beendigung der Feldarbeiten;
- Zusammenstellung der Bohrergebnisse, einschließlich der Bohrkernphotos, mit Beschreibung der Schichtenfolge auf Grund der Feldbeobachtungen und der Laborversuchsergebnisse;
- das Auftreten – oder die Möglichkeit des Auftretens – von Radon;
- Frostepfindlichkeit der Böden;
- gruppenweise zusammengefasste Darstellung der Feld- und Laborversuchsergebnisse in Anlagen.

3.4.3 Bewertung der geotechnischen Befunde

(1)P Die Bewertung der geotechnischen Befunde muss in geeigneter Form enthalten:

- einen Überblick über die Erkundungsarbeiten. Etwaige Einschränkungen bei den Angaben (z. B. fehlerhafte, unzutreffende, ungenügende oder ungenaue) müssen ausgewiesen und kommentiert werden. Die Verfahren der Gewinnung, des Transportes und der Lagerung von Proben müssen bei der Bewertung der Versuchsergebnisse beachtet werden. Alle besonders abweichenden Versuchsergebnisse müssen sorgfältig daraufhin geprüft werden, ob sie irreführend sind oder ein wirkliches Phänomen wiedergeben, dem bei der Planung Rechnung zu tragen ist;
- eine Übersicht über die abgeleiteten Werte der geotechnischen Kenngrößen;
- eventuelle Vorschläge für notwendige weitere Erkundungsarbeiten im Feld und Labor mit einer Begründung für die Notwendigkeit dieses zusätzlichen Aufwandes. Derartige Vorschläge müssen von einem detaillierten Programm für die auszuführenden zusätzlichen Erkundungen mit besonderer Bezugnahme auf die zu beantwortenden Fragen begleitet sein.

(2) Soweit von Bedeutung, sollte die Bewertung der geotechnischen Befunde außerdem Folgendes enthalten:

- eine tabellarische und graphische Darstellung der Erkundungsergebnisse in Beziehung zu den Anforderungen des Projektes und, wenn das als notwendig angesehen wird,
- Histogramme, die den Wertebereich der wichtigsten Daten und ihre Verteilung zeigen;
- die Tiefe des Grundwasserspiegels und seine jahreszeitlichen Schwankungen;
- Profilschnitte des Untergrundes, die die Unterschiedlichkeit der verschiedenen Formationen zeigen;
- eine detaillierte Beschreibung aller Formationen einschließlich ihrer physikalischen Eigenschaften und ihrer Verformungs- und Festigkeits-Kenngrößen;
- Stellungnahmen zu Unregelmäßigkeiten wie Einschlüssen und Hohlräumen;
- Bereich und eine Gruppierung der für jede Schicht abgeleiteten Werte der geotechnischen Kenngrößen.

4 Bauüberwachung, Kontrollmessungen und Instandhaltung

4.1 Allgemeines

(1)P Um Sicherheit und Qualität eines Bauwerks zu erreichen, muss in geeigneter Weise Folgendes unter-
nommen werden:

- der Bauablauf und die Qualität der Arbeit müssen überwacht werden;
- das Verhalten des Bauwerks muss während und nach der Herstellung kontrolliert werden;
- das Bauwerk muss angemessen gewartet werden.

(2)P Im Geotechnischen Entwurfsbericht müssen die Überwachung der Durchführung und die Qualität der Bauarbeiten sowie alle Kontrollen des Bauwerkverhaltens während und nach der Herstellung vorgegeben werden.

(3) Die Überwachung der Bauarbeiten und der Ausführungsqualität sollte in geeigneter Weise Folgendes umfassen:

- Kontrolle, dass die Voraussetzungen der Planung zutreffen;
- Feststellung der Unterschiede zwischen den tatsächlichen Baugrundverhältnissen und den bei der Planung vorausgesetzten;
- Kontrolle, dass die Bauausführung planmäßig erfolgt.

(4) Beobachtungen und Messungen des Verhaltens des Bauwerks und seiner Umgebung sollten in geeigneter Weise durchgeführt werden, und zwar

- während des Baus, um Notwendigkeiten für Abhilfemaßnahmen, Änderungen des Bauablaufs usw. zu erkennen;
- während der Ausführung und danach, um das Langzeitverhalten zu beurteilen.

(5)P Planerische Entscheidungen, die von den Ergebnissen der Bauüberwachung und der Kontrollmessungen beeinflusst sind, müssen klar herausgestellt werden.

(6) Der Umfang der Bauüberwachung und der für die Kontrolle und die messtechnische Überwachung des Verhaltens erforderlichen Feld- und Laborversuche sollte in der Entwurfsphase geplant werden.

(7)P Bei unerwarteten Vorkommnissen müssen die Verfahren sowie Umfang und Häufigkeit der Messungen überprüft werden.

(8)P Niveau und Güte der Bauüberwachung und der Kontrollmessungen müssen wenigstens dem entsprechen, was in der Planung vorausgesetzt wurde, und zu den Werten passen, die als Kennwerte und Sicherheitsbeiwerte gewählt wurden.

ANMERKUNG Anhang J gibt eine Checkliste für die Bauüberwachung und Messungen am Bauwerk an.

4.2 Bauüberwachung

4.2.1 Überwachungsprogramm

(1)P Das im Geotechnischen Entwurfsbericht enthaltene Programm muss die für die Ergebnisse der Bauüberwachung zulässigen Grenzen angeben.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

- (2) Das Programm sollte Art, Qualität und Häufigkeit der Kontrollen vorgeben, wobei als Maßstab
- der Grad der Ungewissheit bei den Entwurfsannahmen,
 - die Komplexität der Baugrund- und Belastungsbedingungen,
 - das potentielle Risiko eines Versagens während der Bauarbeiten und
 - die Möglichkeit, während des Bauablaufs Änderungen des Entwurfs oder Korrekturmaßnahmen einfügen zu können,
- dienen sollten.

4.2.2 Beaufsichtigung und Kontrolle

- (1)P Die Bauarbeiten müssen laufend beaufsichtigt, die Ergebnisse schriftlich festgehalten werden.
- (2) Bei der Geotechnischen Kategorie 1 darf das Überwachungsprogramm auf eine Beaufsichtigung, einfache Qualitätsprüfungen und auf eine qualitative Feststellung des Bauwerksverhaltens beschränkt bleiben.
- (3) Bei der Geotechnischen Kategorie 2 sollten meist Messungen der Baugrundeigenschaften oder des Tragwerksverhaltens gefordert werden.
- (4) Bei der Geotechnischen Kategorie 3 sollten zusätzliche Messungen in jeder maßgebenden Phase des Bauablaufs gefordert werden.
- (5)P Folgende Aufzeichnungen müssen in geeigneter Weise aufbewahrt werden:
- wesentliche Baugrund- und Grundwassermerkmale;
 - Bauablauf;
 - Qualität der Baustoffe;
 - Planänderungen;
 - Bestandszeichnungen;
 - Messergebnisse und deren Bewertung;
 - Beobachtungen der Umweltbedingungen;
 - unvorhergesehene Ereignisse.
- (6) Auch vorübergehende Arbeiten sollten dokumentiert werden. Arbeitsunterbrechungen und die Bedingung für die Wiederaufnahme sollten schriftlich festgehalten werden.
- (7)P Die Ergebnisse der Bauaufsicht und der Kontrollen müssen dem Planer zur Verfügung gestellt werden, ehe über Änderungen entschieden wird.
- (8) In der Regel sollten die Ausführungs- und Bestandspläne zehn Jahre lang aufbewahrt werden, sofern nichts anderes vereinbart wird. Wichtigere Dokumente sollten für die Nutzungsdauer des betreffenden Tragwerks aufbewahrt werden.

4.2.3 Überprüfung der Planungsvorgaben

(1)P Die Eignung der Bauverfahren und die Bauabfolge müssen angesichts der angetroffenen Baugrundverhältnisse überprüft werden; das vorausgesagte Bauwerksverhalten muss mit dem tatsächlichen verglichen werden. Die Planungsvorgaben müssen auf Grund der Inspektions- und Überwachungsergebnisse bestätigt werden.

(2) Die Bestätigung der Planungsvorgaben sollte eine sorgfältige Prüfung der ungünstigsten Umstände enthalten, die während der Bauausführung auftreten, und zwar hinsichtlich

- der Baugrundverhältnisse,
- der Grundwasserverhältnisse,
- der Einwirkungen auf das Tragwerk und
- der Umwelteinwirkungen und -veränderungen einschließlich Rutschungen und Felsstürze.

4.3 Kontrolle der Baugrundverhältnisse

4.3.1 Boden und Fels

(1)P Die Beschreibung und die geotechnischen Eigenschaften des Baugrunds, in dem das Bauwerk gegründet oder auf dem es stehen soll, müssen während der Bauausführung kontrolliert werden.

(2) Bei der Geotechnischen Kategorie 1 sollten die Beschreibungen des Baugrunds durch

- eine Baustellenbesichtigung,
- eine Baugrundansprache in dem vom Bauwerk beeinflussten Bereich und
- Aufzeichnungen zu dem in Baugruben angetroffenen Baugrund

kontrolliert werden.

(3) Bei der Geotechnischen Kategorie 2 sollten auch die geotechnischen Eigenschaften des Baugrunds kontrolliert werden, in dem oder auf dem das Bauwerk gegründet wird. Ergänzend können Baustellenuntersuchungen erforderlich werden. Repräsentative Bodenproben sollten erneut herangezogen und untersucht werden, um die Klassifikationseigenschaften, die Festigkeit und die Verformbarkeit zu bestimmen.

(4) Bei der Geotechnischen Kategorie 3 sollten sich die zusätzlichen Anforderungen auf weitergehende Untersuchungen und die Prüfung einzelner Aspekte der Baugrund- oder Auffüllungsverhältnisse beziehen, die wichtige Konsequenzen für die Bemessung haben können.

(5) Indirekte Hinweise auf die Baugrundeigenschaften (z. B. Rammprotokolle von Pfählen) sollten schriftlich festgehalten werden und dazu verhelfen, die Baugrundsituation zu interpretieren.

(6)P Abweichungen der Art und der Eigenschaften des Baugrunds von den beim Entwurf vorausgesetzten sind unverzüglich mitzuteilen.

ANMERKUNG In der Regel werden diese Abweichungen dem Planverfasser mitgeteilt.

(7)P Es muss geprüft werden, ob die der Bemessung zu Grunde gelegten Grundsätze zu den angetroffenen geotechnischen Baugrundverhältnissen passen.

4.3.2 Grundwasser

(1)P Die während der Bauausführung angetroffenen Höhen der Grundwasserstände, Porenwasserdrücke und der Chemismus des Grundwassers müssen in geeigneter Weise mit den in der Planung vorausgesetzten verglichen werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

- (2) Gründlichere Kontrollen sollten bei Baustellen vorgenommen werden, bei denen wesentliche Unterschiede der Bodenart und der Durchlässigkeit bekannt sind oder vermutet werden.
- (3) Bei der Geotechnischen Kategorie 1 sollten die Kontrollen gewöhnlich von der regional vorhandenen und dokumentierten Erfahrung oder von indirekten Befunden ausgehen.
- (4) Bei den Geotechnischen Kategorien 2 und 3 sollten in der Regel direkte Grundwassermessungen vorgenommen werden, falls diese das Bauverfahren oder das Bauwerksverhalten sehr stark beeinflussen.
- (5) Die Merkmale der Grundwasserströmung und die Porenwasserdruckverteilung sollten mit Hilfe von Piezometern ermittelt werden, die vorzugsweise vor Beginn der Bauarbeiten installiert sein sollten. Gelegentlich kann es notwendig sein, Piezometer als Teil des Kontrollmesssystems in großer Entfernung von der Baustelle zu installieren.
- (6) Wenn während der Bauausführung Veränderungen des Porenwasserdrucks auftreten, die sich auf das Tragwerksverhalten auswirken können, sollten die Porenwasserdrücke bis zum Abschluss der Bauarbeiten oder so lange gemessen werden, bis sie auf unschädliche Werte abgeklungen sind.
- (7) Für Bauwerke im Grundwasser, die aufschwimmen könnten, sollten die Porenwasserdruckmessungen so lange fortgesetzt werden, bis das Gewicht des Bauwerks ausreicht, um Aufschwimmen auszuschließen.
- (8) Falls irgendwelche Teile der ständigen oder zeitlich befristeten Arbeiten durch chemische Einwirkung nachhaltig beeinträchtigt werden können, sollten chemische Analysen des fließenden Wassers vorgenommen werden.
- (9)P Auswirkungen der Baumaßnahmen (einschließlich solcher Verfahren wie Wasserhaltung, Verpress- und Tunnelbauarbeiten) auf das Grundwasserregime müssen überprüft werden.
- (10)P Grundwasserverhältnisse, die von den bei der Planung vorausgesetzten abweichen, müssen unverzüglich mitgeteilt werden.
- (11)P Es muss geprüft werden, ob die Entwurfsprinzipien für die angetroffenen Grundwasserverhältnisse sachgerecht sind.

4.4 Kontrolle der Baudurchführung

- (1)P Die Übereinstimmung der Baumaßnahmen mit dem bei der Planung vorausgesetzten und im Geotechnischen Entwurfsbericht beschriebenen Bauverfahren muss geprüft werden. Beobachtete Unterschiede zwischen den Voraussetzungen der Planung und der Bauausführung müssen unverzüglich mitgeteilt werden.
- (2)P Abweichungen von den bei der Bemessung vorausgesetzten und im Geotechnischen Entwurfsbericht angeführten Verfahren müssen eindeutig und verständlich berücksichtigt und umgesetzt werden.
- (3)P Es muss geprüft werden, ob die Prinzipien, auf denen die Bemessung beruht, mit der angewendeten Abfolge der Baumaßnahmen in Einklang stehen.
- (4) Bei der Geotechnischen Kategorie 1 braucht in der Regel kein Bauablaufplan im Geotechnischen Entwurfsbericht enthalten zu sein.

ANMERKUNG Der Bauablauf wird in der Regel vom Bauunternehmer entschieden.

- (5) Bei den Geotechnischen Kategorien 2 und 3 kann der Geotechnische Entwurfsbericht angeben, von welcher Reihenfolge der Baumaßnahmen beim Entwurf ausgegangen wurde.

ANMERKUNG Alternativ kann der Bericht auch feststellen, dass dies vom Unternehmer entschieden wird.

4.5 Kontrollmessungen

(1)P Kontrollmessungen sind anzuwenden, um

- die Gültigkeit des bei der Planung vorhergesagten Verhaltens zu prüfen und
- sicherzustellen, dass sich das Bauwerk weiter so verhält, wie das für die Zeit nach der Fertigstellung gefordert ist.

(2)P Das Messprogramm muss in Übereinstimmung mit dem Geotechnischen Entwurfsbericht durchgeführt werden (siehe 2.8(3)).

(3) Aufzeichnungen über das tatsächliche Verhalten von Bauwerken sollten vorgenommen werden, um Grundlagen für vergleichbare Erfahrungen zu sammeln.

(4) Das Kontrollprogramm sollte folgende Messungen enthalten:

- Verformungen des vom Bauwerk beeinflussten Baugrunds;
- Größe der Einwirkungen;
- Größe der Sohlspannungen zwischen Baugrund und Bauwerk;
- Porenwasserdrücke;
- Schnittlasten und Verformungen (vertikale und horizontale Bewegungen, Drehungen oder Verdrehungen) in Bauteilen.

(5) Die Messergebnisse sollten in qualitative Beobachtungen, auch des äußeren Erscheinungsbildes, einbezogen werden.

(6) Die Zeitdauer von Kontrollmessungen sollte nach Abschluss der Bauarbeiten auf Grund von Beobachtungen während der Bauausführung modifiziert werden. Bei Bauwerken, die sich auf wichtige Teile ihrer Umgebung unvorteilhaft auswirken können oder deren Versagen ungewöhnliche Risiken für Personen und Sachen bedeuten könnte, sollten Kontrollmessungen für mehr als zehn Jahre nach Bauabschluss oder während ihrer gesamten Nutzungsdauer gefordert werden.

(7)P Die Ergebnisse der Kontrollmessungen müssen stets bewertet und interpretiert werden, und zwar in der Regel quantitativ.

(8) Bei der Geotechnischen Kategorie 1 darf die Bewertung des Bauwerksverhaltens in einfacher Weise, qualitativ durch Augenschein erfolgen.

(9) Bei der Geotechnischen Kategorie 2 darf die Bewertung des Bauwerksverhaltens auf Grund von Bewegungsmessungen an ausgewählten Punkten des Bauwerks erfolgen.

(10) Bei der Geotechnischen Kategorie 3 sollte die Bewertung des Bauwerksverhaltens in der Regel auf Verschiebungsmessungen und Berechnungen beruhen, bei denen die Abfolge der Baumaßnahmen berücksichtigt wird.

(11)P Bei Bauwerken, die eine ungünstige Auswirkung auf die Baugrund- oder Grundwasserverhältnisse haben können, muss bei der Planung des Kontrollmessprogramms davon ausgegangen werden, dass Leckstellen oder Änderungen bei den Grundwasser-Fließrichtungen auftreten können, vor allem wenn feinkörnige Bodenarten beteiligt sind.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(12) Beispiele für derartige Baumaßnahmen sind:

- Stauanlagen;
- Einbauten zur Kontrolle von Sickerströmungen;
- Tunnel;
- große unterirdische Bauwerke;
- tiefliegende Untergeschosse;
- Böschungen und Stützbauwerke;
- Baugrundverbesserungen.

4.6 Instandhaltung

(1)P Um die Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks zu gewährleisten, ist die erforderliche Instandhaltung vorzugeben.

ANMERKUNG In der Regel geschieht das dem Eigentümer bzw. Auftraggeber gegenüber.

(2) Die Angaben zur Instandhaltung sollten auf

- Arbeiten, die ohne vorherige statische Überprüfung des Bauwerks unzulässig sind,
- kritische Bauteile, bei denen eine regelmäßige Inspektion erforderlich ist und
- die Häufigkeit solcher Inspektionen

hinweisen.

5 Schüttungen, Wasserhaltung, Bodenverbesserung und Bodenbewehrung

5.1 Allgemeines

(1)P Die Vorgaben dieses Abschnitts müssen erfüllt werden, wenn geeignete Baugrundverhältnisse durch

- Schütten von Bodenmaterial, gebrochenem oder gesprengtem Steinbruchmaterial oder von bestimmten Reststoffen,
- Entwässerung,
- Bodenbehandlung oder
- Bodenbewehrung

geschaffen werden.

ANMERKUNG 1 Fälle, in denen für bautechnische Zwecke Boden oder körniges Material geschüttet wird, sind:

- Schüttungen unter Fundamenten und Sohlplatten,
- Hinterfüllungen bei Baugruben und Stützbauwerken,
- Geländeaufhöhungen, einschließlich Aufspülungen, Halden sowie
- Aufschüttungen für kleine Erddämme und Infrastrukturmaßnahmen.

ANMERKUNG 2 Die Entwässerung kann vorübergehend oder ständig sein.

ANMERKUNG 3 Baugrund, der zur Verbesserung seiner Eigenschaften behandelt wird, kann entweder gewachsen oder aufgefüllt sein. Die Bodenverbesserung kann vorübergehend oder ständig sein.

(2)P Beim Entwurf von geotechnischen Maßnahmen, die eine Auffüllung, Entwässerung, Verbesserung oder Bewehrung enthalten, müssen die in den Abschnitten 6 bis 12 dargestellten Verfahren angewendet werden.

5.2 Grundsätzliche Anforderungen

(1)P Geschütteter und entwässerter, verbesserter oder bewehrter Baugrund muss imstande sein, allen aus seiner Funktion und aus Umwelteinflüssen herrührenden Einwirkungen zu widerstehen.

(2)P Diese grundsätzlichen Anforderungen sind auch von dem Untergrund zu erfüllen, auf den geschüttet wird.

5.3 Ausführung von Schüttungen

5.3.1 Grundsätze

(1)P Bei der Planung von Schüttungen muss berücksichtigt werden, dass die Qualität einer Schüttung von Folgendem abhängt:

- guter Materialbehandlung;
- zweckentsprechenden technischen Eigenschaften nach der Verdichtung.

(2) Bei der Planung sollten Transport und Schüttvorgang des Materials berücksichtigt werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

5.3.2 Wahl des Schüttmaterials

(1)P Den Bedingungen dafür, dass ein Material als geeignetes Schüttgut in Frage kommt, muss zu Grunde liegen, dass nach dem Verdichten eine ausreichende Festigkeit, Steifigkeit, Dauerhaftigkeit und Durchlässigkeit erreicht werden. Diese Kriterien sollen dem Zweck der Schüttung und den Anforderungen an jedes darauf zu stellende Bauwerk Rechnung tragen.

(2) Als geeignete Schüttmaterialien dürfen die meisten natürlichen, ungleichkörnigen Materialien und bestimmte Abfallstoffe wie sortierter Abraum aus Bergwerken oder Flugasche verwendet werden. Bestimmte Produkte wie leichte Zusatzstoffe dürfen unter besonderen Umständen ebenfalls verwendet werden. Auch bindige Materialien können sich eignen, erfordern aber besondere Sorgfalt.

(3)P Folgende Gesichtspunkte müssen bei der Spezifizierung eines Schüttmaterials beachtet werden:

- Korngrößenverteilung;
- Kornbruchfestigkeit;
- Verdichtbarkeit;
- Durchlässigkeit;
- Zustandsgrenzen;
- Festigkeit des Untergrundes;
- Gehalt an organischen Bestandteilen;
- Empfindlichkeit gegen chemische Einwirkungen;
- Umwelteinflüsse;
- Lösbarkeit;
- Anfälligkeit für Volumenänderungen (schwellende Tone und strukturempfindliche Materialien);
- tiefe Temperatur und Frostepfindlichkeit;
- Widerstand gegen Verwitterung;
- Wirkung des Aushubs, des Transportes und des Schüttens;
- Möglichkeit der Verfestigung nach dem Schütten (z. B. bei Hochofenschlacke).

(4) Wenn sich die örtlich anstehenden Materialien in ihrem natürlichen Zustand nicht für eine Auffüllung eignen, kann es notwendig sein, eines der folgenden Verfahren anzuwenden:

- Anpassung des Wassergehalts;
- Beigabe von Zement, Kalk oder anderen Stoffen;
- Brechen, Sieben oder Waschen;
- Schutz mit geeignetem Material;
- Einbau von Dränschichten.

(5) Gefrorene, schwellfähige oder lösliche Bodenarten sollten im Allgemeinen nicht als Schüttgut verwendet werden.

(6)P Wenn das gewählte Material potentiell aggressive oder umweltschädliche Chemikalien enthält, müssen geeignete Vorkehrungen getroffen werden, um zu verhüten, dass sie das Bauwerk oder seine Zuleitungen beeinträchtigen oder das Grundwasser verunreinigen. In großen Mengen dürfen derartige Stoffe nur in ständig überwachten Anlagen eingesetzt werden.

(7)P In Zweifelsfällen muss das Material an der Gewinnungsstelle geprüft werden, ob es für den beabsichtigten Zweck geeignet ist. Art, Anzahl und Häufigkeit der Prüftests müssen je nach Art und Heterogenität des Materials und der Art des Projektes gewählt werden.

(8) In der Geotechnischen Kategorie 1 kann der Augenscheinbefund zumeist ausreichen.

(9)P Bei strengen Anforderungen hinsichtlich Tragfähigkeit, Setzung und Standsicherheit dürfen Schüttstoffe keine wesentlichen Beimengungen von Stoffen wie Schnee, Eis oder Torf enthalten.

(10) Bei Auffüllungen ohne besondere Anforderungen an Tragfähigkeit, Setzung oder Standsicherheit darf das Material geringe Mengen von Schnee, Eis oder Torf enthalten.

5.3.3 Wahl der Einbau- und Verdichtungsverfahren

(1)P Für jeden Bereich oder jede Schicht einer Schüttung müssen entsprechend dem Zweck und den Anforderungen an das Verhalten Verdichtungskriterien festgelegt werden.

(2)P Die Schütt- und Verdichtungsverfahren müssen so vorgeschrieben werden, dass die Standsicherheit der Auffüllung während der gesamten Bauzeit gegeben ist und der gewachsene Untergrund nicht nachteilig beeinflusst wird.

(3)P Für das Verdichtungsverfahren bei einer Auffüllung müssen Verdichtungskriterien und folgende Merkmale vorgegeben werden:

- Herkunft und Art des Materials;
- Einbauverfahren;
- Wassergehalt beim Einbau und seine möglichen Veränderungen;
- anfängliche und endgültige Dicke der Schüttlage;
- örtliche Wetterbedingungen;
- Gleichförmigkeit der Verdichtung;
- Art des Untergrundes.

(4) Um ein geeignetes Verdichtungsverfahren zu entwickeln, sollte auf der Baustelle eine Probeverdichtung mit dem vorgesehenen Schüttmaterial und Verdichtungsgerät durchgeführt werden. Dies ermöglicht die Festlegung des Verdichtungsverfahrens (Schüttfolge, Verdichtungsgerät, Dicke der Schüttlage, Anzahl der Übergänge, geeignete Transportmöglichkeiten, zuzugebende Wassermenge und Verteilung des Schüttgutes). Es kann auch zur Festlegung der Einbaukriterien dienen.

(5) Wenn mit Niederschlägen während des Einbaus einer bindigen Schüttung zu rechnen ist, sollte die Oberfläche der Schüttung in allen Phasen so profiliert werden, dass das Wasser gut ablaufen kann.

(6) Bei Temperaturen unter dem Gefrierpunkt kann es erforderlich sein, das Füllgut vor dem Einbau anzuwärmen und die Schüttoberfläche gegen Frost zu schützen. Die Notwendigkeit derartiger Maßnahmen sollte bei der Planung fallweise beurteilt werden, wobei die Qualität des Füllmaterials und die Anforderung an den Verdichtungsgrad zu berücksichtigen sind.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(7)P Verfüllungen neben Fundamenten und unter Sohlplatten müssen so stark verdichtet werden, dass kein schädliches Absacken eintritt.

(8) Die Schüttung sollte auf einer ungestörten und dränierten Erdoberfläche erfolgen. Jede Vermischung des Füllmaterials mit dem Untergrund sollte durch Einlegen eines Geokunststofffilters oder einer Filterschicht verhütet werden.

(9) Bevor eine Schüttung unter Wasser erfolgt, sollten alle weichen Ablagerungen durch Baggerung oder andere Methoden beseitigt werden.

5.3.4 Überprüfung der Schüttung

(1)P Bei einer Schüttung muss durch eine Bauaufsicht oder Versuche sichergestellt werden, dass das Schüttgut, sein Einbauwassergehalt und das Verdichtungsverfahren den Vorgaben entsprechen.

(2) Bei bestimmten Kombinationen von Schüttgut und Verdichtungsverfahren darf auf Versuche verzichtet werden, wenn das Verdichtungsverfahren durch einen vorangegangenen Feldversuch oder durch vergleichbare Erfahrung erprobt ist.

(3) Die Verdichtung sollte mit einem der folgenden Verfahren geprüft werden:

- Messung der Trockenwichte und, falls in der Planung gefordert, des Wassergehalts;
- Messung von Eigenschaften wie Sondierwiderstand, Steifigkeit usw. Bei bindigen Bodenarten eignen sich solche Methoden möglicherweise nicht, um eine ausreichende Verdichtung nachzuweisen.

(4) Die beispielsweise als Proctorwerte festgelegten Mindestwerte der Lagerungsdichte sollten vorgeschrieben und auf der Baustelle überprüft werden.

(5) Bei Schüttungen von Felsbruch oder Auffüllungen mit einem hohen Anteil an Grobmaterial sollte die Verdichtung durch Feldversuche kontrolliert werden. Der Proctorversuch ist bei solchen Materialien ungeeignet.

(6) Baustellenkontrollen (siehe EN 1997-2) können erfolgen, indem alternativ

- dafür gesorgt wird, dass die Verdichtung nach dem in einem Vorversuch entwickelten Verfahren oder nach vergleichbarer Erfahrung ausgeführt wird;
- überprüft wird, dass die bei einer zusätzlichen Überfahrt des Verdichtungsgerätes eingetretene Setzung kleiner oder gleich dem vereinbarten Wert ist;
- Lastplattenversuche vorgenommen werden;
- seismische oder dynamische Verfahren benutzt werden.

(7)P In Fällen, in denen eine Überverdichtung unzulässig ist, muss ein oberer Grenzwert für die Verdichtung vorgeschrieben werden.

(8) Eine Überverdichtung kann folgende unerwünschten Wirkungen haben:

- Entstehung von Harnischflächen und hohen Bodensteifigkeiten in Böschungen;
- hohe Erddrücke auf überschüttete Bauwerke und Stützbauwerke;
- Kornbruch von Materialien wie weiche Gesteine, Schlacken, vulkanische Sande, die als leichte Füllstoffe dienen.

5.4 Wasserhaltung

(1)P Jeder Maßnahme, dem Untergrund Wasser zu entziehen oder den Wasserdruck zu mindern, müssen die Ergebnisse einer geotechnischen oder hydrogeologischen Untersuchung zu Grunde gelegt werden.

(2) Wasser darf dem Untergrund durch offene Haltung, durch Abpumpen aus Pumpensümpfen, Flachbrunnen, gebohrten Brunnen oder durch Elektroosmose entzogen werden.

Die Wahl der Anlage wird abhängen von

— den vorhandenen Boden- und Grundwasserverhältnissen;

— der Art des Bauvorhabens, z. B. Aushubtiefe und Umfang der Wasserhaltung.

(3) Teil der Wasserhaltung kann eine Wiederversickerungsanlage in einer gewissen Entfernung von der Baugrube sein.

(4) Bei der Grundwasserhaltung sollten folgende Bedingungen in geeigneter Weise berücksichtigt werden:

— unter dem Einfluss der Grundwasserhaltung darf zu keinem Zeitpunkt die Standsicherheit der Baugrubenwände gefährdet sein; ebenso darf keine übermäßige Hebung oder ein hydraulischer Grundbruch der Sohle eintreten, etwa durch gespanntes Wasser unter einer weniger durchlässigen Schicht;

— die Grundwasserhaltung darf nicht zu übermäßigen Setzungen oder Schäden bei benachbarten Bauwerken führen;

— ein übermäßiger Bodenaustrag durch Erosion aus Wänden und aus der Sohle ist zu vermeiden;

— abgesehen vom Fall eines relativ gleichmäßig abgestuften Materials, das selbst als Filter wirkt, sind rings um Pumpensümpfe geeignete Filter vorzusehen, damit Bodenausspülungen durch das abgepumpte Wasser weitgehend vermieden werden;

— das aus der Baugrube geförderte Wasser ist in der Regel weit genug entfernt vom Baugrubenbereich abzuführen;

— die Grundwasserhaltung ist so zu planen und einzurichten, dass die von der Planung vorausgesetzten Spiegelhöhen und Porenwasserdrücke ohne größere Schwankungen eingehalten werden;

— die Pumpenkapazität soll einen angemessenen Spielraum haben; für den Fall, dass die Pumpe ausfällt, steht eine Reserveanlage zur Verfügung;

— beim Wiederanstieg des Grundwassers auf die ursprüngliche Höhe ist dafür zu sorgen, dass es bei Bodenarten mit einem empfindlichen Korngefüge, wie z. B. lockerem Sand, nicht zu Schwierigkeiten wie Sackungen kommt;

— durch die Grundwasserhaltung darf kein kontaminiertes Wasser in größerem Umfang in die Baugrube gelangen;

— in Trinkwassergewinnungsgebieten darf durch die Grundwasserhaltung kein übermäßiger Wasserentzug verursacht werden.

(5)P Die Wirksamkeit einer Grundwasserhaltung muss in notwendigem Umfang durch die Messung der Piezometerhöhen, Porenwasserdrücke und Bodenbewegungen überprüft werden. Die Ablesungen müssen regelmäßig kontrolliert und ausgewertet werden, um Auswirkungen der Grundwasserhaltung auf die Baugrundverhältnisse und das Verhalten von Nachbargebäuden zu ermitteln.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(6)P Wenn sich das Abpumpen über einen längeren Zeitraum erstreckt, muss kontrolliert werden, ob das Grundwasser gelöste Salze und Gase enthält, die entweder zur Korrosion der Brunnenfilter oder zu deren Blockierung führen könnten.

(7)P Langfristige Grundwasserhaltungen müssen so geplant werden, dass Verstopfungen durch die Tätigkeit von Bakterien oder durch andere Ursachen vermieden werden.

5.5 Bodenverbesserung und Bodenbewehrung

(1)P Bevor irgendein Verfahren zur Bodenverbesserung oder Bodenbewehrung gewählt oder eingesetzt wird, muss eine geotechnische Untersuchung des Baugrunds vorgenommen werden.

(2)P Bei der Planung der Bodenverbesserung für einen bestimmten Anwendungsfall müssen folgende in Frage kommenden Faktoren beachtet werden:

- Dicke und Eigenschaften des Untergrundes oder des Schüttmaterials;
- Höhe des Wasserdrucks in den verschiedenen Schichten;
- Art, Größe und Lage des zu gründenden Bauwerks;
- Vermeidung von Schäden an der Nachbarbebauung oder an Versorgungsleitungen;
- ob die Bodenverbesserung vorübergehend oder auf Dauer angelegt ist;
- die wechselseitigen Beeinflussungen der Baugrundverbesserung und der Bauabfolge im Hinblick auf die zu erwartenden Verformungen;
- die Wirkungen auf die Umwelt wie die Verunreinigung durch toxische Stoffe oder durch Veränderungen des Grundwasserspiegels;
- langfristige Zersetzung der Stoffe.

(3)P Die Wirksamkeit der Bodenverbesserung muss an Hand der Abnahmebedingungen durch Ermittlung der erzielten Veränderungen der in Frage kommenden Baugrundeigenschaften überprüft werden.

6 Flächengründungen

6.1 Allgemeines

(1)P Die Vorgaben dieses Abschnitts beziehen sich auf Flächengründungen, d. h. Einzelfundamente, Streifenfundamente und Sohlplatten.

(2) Einige der Vorgaben lassen sich auf Tiefgründungen wie Senkkästen anwenden.

6.2 Grenzzustände

(1)P Folgende Grenzzustände müssen berücksichtigt und in einer entsprechenden Liste zusammengestellt werden:

- Verlust der Gesamtstandsicherheit;
- Grundbruch, Versagen durch Durchstanzen, Stauchen;
- Gleiten;
- gemeinsames Versagen von Baugrund und Bauwerk;
- Tragwerksversagen infolge Fundamentbewegung;
- übermäßige Setzungen;
- übermäßige Hebung durch Schwellen, Frost oder andere Ursachen;
- unzulässige Schwingungen.

6.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen

(1)P Bemessungssituationen müssen nach den in 2.2 genannten Grundsätzen ausgewählt werden.

(2) Bei der Wahl der Grenzzustände für die Nachweise sollten die in 2.4.2 (4) aufgezählten Einwirkungen berücksichtigt werden.

(3) Falls die Tragwerkssteifigkeit von Bedeutung ist, sollte eine Untersuchung der Wechselwirkung zwischen Tragwerk und Baugrund erfolgen, um die Verteilung der Einwirkungen zu ermitteln.

6.4 Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung

(1)P Bei der Wahl der Gründungstiefe einer Flächengründung muss Folgendes beachtet werden:

- Erreichen einer geeigneten tragfähigen Schicht;
- die Tiefe, bis zu der durch das Schwellen und Schrumpfen von Tonböden infolge von Witterungseinflüssen oder durch Bäume oder Sträucher beträchtliche Bewegungen verursacht werden können;
- die Tiefe, bis zu der Frostschäden auftreten können;
- der Grundwasserspiegel im Untergrund und die Erschwernisse, die auftreten können, wenn ein Baugrubenaushub bis unter dieses Niveau erforderlich ist;
- mögliche Bodenbewegungen und Festigkeitseinbußen in der tragenden Schicht durch Sickerwasser, klimatische Einflüsse oder den Baubetrieb;

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

- die Rückwirkungen von Baugruben auf benachbarte Gründungen und Bauwerke;
- Baugruben für Versorgungsleitungen dicht an der Gründung;
- hohe oder niedrige Temperaturen, die vom Gebäude ausgehen;
- mögliche Kolke;
- die Auswirkungen wechselnder Wassergehalte bei langen Trockenperioden mit anschließenden Regenperioden auf die Eigenschaften strukturempfindlicher Bodenarten in ariden Gebieten;
- das Vorhandensein löslicher Stoffe, wie z. B. Kalkstein, Tonstein, Gips, Salzgestein.

(2) Frostschäden können vermieden werden, wenn

- der Boden nicht frostempfindlich ist,
- frostfrei gegründet wird und
- Frosteinwirkung durch Dämmung ausgeschaltet wird.

(3) EN ISO 13793 darf für den Frostschutz von Gebäudegründungen angewendet werden.

(4)P Zusätzlich zur Erfüllung der Anforderungen an das Bauwerksverhalten muss die Wahl der Fundamentbreite auch praktischen Erwägungen Rechnung tragen, die sich aus einem wirtschaftlichen Aushub, der Einhaltung von Toleranzen, dem erforderlichen Arbeitsraum und den Abmessungen der Wand oder Stütze ergeben, die das Fundament tragen soll.

(5)P Beim Entwurf von Flächengründungen muss eines der folgenden Verfahren angewendet werden:

- eine direkte Bemessungsmethode, bei der für jeden Grenzzustand ein getrennter Nachweis geführt wird. Bei der Untersuchung eines Grenzzustands der Tragfähigkeit muss das Rechenmodell den betrachteten Bruchmechanismus so genau wie möglich wiedergeben. Bei Untersuchung eines Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit muss eine Setzungsberechnung ausgeführt werden;
- eine indirekte Methode auf Grund vergleichbarer Erfahrung und der Ergebnisse von Feld- oder Labormessungen oder Beobachtungen, bei der zwar die Einwirkungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit angesetzt werden, die Anforderungen aller in Frage kommenden Grenzzustände aber erfüllt werden;
- ein Verfahren, bei dem zulässige Sohldrücke angewendet werden (siehe 2.5).

(6) Die in 6.5 bzw. 6.6 angegebenen Rechenmodelle für Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Flächengründungen im Boden sollten angewendet werden. Für die Bemessung von Flächengründungen auf Fels sollten die in 6.7 vorgegebenen Sohldrücke angewendet werden.

6.5 Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

6.5.1 Gesamtstandsicherheit

(1)P Mit oder ohne Gründungen muss die Gesamtstandsicherheit vor allem in folgenden Fällen nachgewiesen werden:

- nahe oder auf einer natürlichen oder künstlich angelegten Böschung;
- neben einer Baugrube oder einem Stützbauwerk;

- neben einem Fluss, einem Kanal, einem See, einem Staubecken oder am Meeresufer;
- in der Nähe von Bergbauten oder unterirdischen Bauwerken.

(2)P In solchen Fällen muss gezeigt werden, dass bei Anwendung der in Abschnitt 11 dargelegten Grundsätze ein Versagen jenes Bodenbereiches, in dem die Gründung liegt, unwahrscheinlich ist.

6.5.2 Grundbruchwiderstand

6.5.2.1 Allgemeines

(1)P Folgende Ungleichung muss für alle Grenzzustände der Tragfähigkeit erfüllt sein:

$$V_d \leq R_d \quad (6.1)$$

(2)P R_d muss nach 2.4 berechnet werden.

(3)P V_d muss das Fundamentgewicht, das Gewicht aller Hinterfüllungen und alle Erddrücke, ob günstig oder ungünstig, enthalten. Nicht von der Fundamentlast verursachte Wasserdrücke müssen als Einwirkungen mit einbezogen werden.

6.5.2.2 Rechnerisches Verfahren

(1) Es sollte ein allgemein anerkanntes Rechenverfahren verwendet werden.

ANMERKUNG Für die Grundbruchberechnung darf das im Anhang D exemplarisch dargestellte Verfahren angewendet werden.

(2)P Eine rechnerische Ermittlung des Bemessungswiderstands R_d für den Anfangszustand und den Endzustand muss besonders bei feinkörnigen Bodenarten vorgenommen werden.

(3)P Wenn der Baugrund unter einem Fundament eine deutlich erkennbare Struktur von Schichten oder anderen Diskontinuitäten aufweist, müssen diese bei dem angenommenen Bruchmechanismus und den gewählten Scher- und Verformungskenngrößen berücksichtigt werden.

(4)P Wenn der Bemessungswiderstand einer Gründung auf Baugrundsichten berechnet wird, deren Eigenschaften stark differieren, müssen die Bemessungswerte der geotechnischen Kenngrößen für jede Schicht bestimmt werden.

(5) Wenn eine feste Schicht unter einer weichen liegt, kann der Grundbruchwiderstand mit den Scherparametern der weichen Schicht berechnet werden. Im umgekehrten Fall sollte das Versagen durch Durchstanzen geprüft werden.

(6) Rechnerische Verfahren sind auf die in 6.5.2.2 (3)P, 6.5.2.2 (4)P und 6.5.2.2 (5) angesprochenen Bemessungssituationen oft nicht anwendbar. Dann sollten die ungünstigsten Bruchmechanismen mit numerischen Verfahren ermittelt werden.

(7) Die in Abschnitt 11 beschriebenen Nachweise der Gesamtstandsicherheit dürfen hier ebenfalls angewendet werden.

6.5.2.3 Halbempirisches Verfahren

(1) Es sollte ein allgemein anerkanntes halbempirisches Verfahren verwendet werden.

ANMERKUNG Als Beispiel für ein halbempirisches Verfahren zur Abschätzung des Grundbruchwiderstandes wird im Anhang E die Anwendung der Ergebnisse von Pressiometer-Versuchen empfohlen.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

6.5.2.4 Verwendung vorgegebener zulässiger Sohlwiderstände

(1) Bei der Anwendung zulässiger Sohldrücke sollte ein allgemein anerkanntes Verfahren verwendet werden.

ANMERKUNG Das im Anhang G als Beispiel für die Ermittlung zulässiger Sohldrücke bei Flächengründungen auf Fels angegebene Verfahren wird empfohlen. Wenn solch ein Verfahren angewendet wird, sollte das Rechenergebnis an Hand vergleichbarer Erfahrung bewertet werden.

6.5.3 Gleitwiderstand

(1)P Wenn der Lastvektor nicht normal zur Sohlfläche steht, müssen die Fundamente gegen ein Versagen durch Gleiten in der Sohlfläche untersucht werden.

(2)P Folgende Ungleichung muss erfüllt werden:

$$H_d \leq R_d + R_{p;d} \quad (6.2)$$

(3)P H_d muss die Bemessungswerte aller aktiven Erddruckkräfte enthalten, die auf das Fundament einwirken.

(4)P R_d muss nach 2.4 berechnet werden.

(5) Die Werte von R_d und $R_{p;d}$ sollten auf das Maß der für den betrachteten Grenzzustand vorhersehbaren Verschiebung abgestimmt sein. Bei großen Verschiebungen sollte der Einfluss des Bodenverhaltens nach Überschreiten des Scheitelwertes der Scherfestigkeit beachtet werden. Der für $R_{p;d}$ gewählte Wert sollte der vorgesehenen Nutzungsdauer des Tragwerks entsprechen.

(6)P Bei Fundamenten auf Tonböden, die innerhalb der Zone mit jahreszeitlich bedingten Bewegungen gegründet werden, muss von der Möglichkeit ausgegangen werden, dass der Tonboden neben den Fundamenten schrumpft.

(7)P Die Möglichkeit, dass der Boden vor dem Fundament durch Erosion oder menschliche Einwirkung entfernt wird, muss in Betracht gezogen werden.

(8)P Im konsolidierten Zustand muss der Bemessungswert des Scherwiderstands R_d entweder mit den Bemessungswerten der Bodenkenngrößen aus:

$$R_d = V_d' \times \tan \delta_d \quad (6.3a)$$

oder mit dem Bemessungswert des Scherwiderstands aus

$$R_d = V_d' \times \frac{\tan \delta_k}{\gamma_{R;d}} \quad (6.3b)$$

berechnet werden.

ANMERKUNG Bei Nachweisverfahren, bei denen die Beanspruchungen mit einem Teilsicherheitsbeiwert belegt werden, wird in Gleichung (6.3b) $\gamma_F = 1,0$ und $V_d' = V_k'$ gesetzt.

(9)P Bei dem Ansatz von V_d' muss berücksichtigt werden, ob H_d und V_d' Einwirkungen sind, die voneinander abhängen oder nicht.

(10) Als Bemessungswert δ_d des Sohlreibungswinkels darf bei Ortbetonfundamenten der Bemessungswert des kritischen Reibungswinkels $\phi'_{cv;d}$, bei vorgefertigten glatten Fundamenten $2/3 \phi'_{cv;d}$ angesetzt werden. Jegliche effektive Kohäsion sollte vernachlässigt werden.

(11)P Im unkonsolidierten Zustand muss der Bemessungswert R_d des Scherwiderstands entweder durch

$$R_d = A \times c_{u;d} \quad (6.4a)$$

oder durch

$$R_d = \frac{(A \times c_{u;k})}{\gamma_{R;d}} \quad (6.4b)$$

begrenzt werden.

(12)P Wenn die Möglichkeit besteht, dass Wasser oder Luft in die Sohlfläche zwischen Fundament und einem undrännierten Tonboden eindringen, muss folgende Kontrolle vorgenommen werden:

$$R_d \leq 0,4 \times V_d \quad (6.5)$$

(13) Auf die Forderung in Gleichung (6.5) darf nur verzichtet werden, wenn die Bildung einer klaffenden Fuge zwischen Fundament und Boden durch Saugzugspannungen in den nicht gedrückten Flächenbereichen verhindert ist.

6.5.4 Stark exzentrische Belastung

(1)P Besondere Vorkehrungen müssen getroffen werden, wenn die Ausmittigkeit der Lastresultierenden bei Rechteckfundamenten 1/3 der Seitenlänge, bei Kreisfundamenten 0,6 des Radius überschreitet.

Solche Vorkehrungen umfassen:

- eine sorgfältige Überprüfung der Bemessungswerte der Einwirkungen nach 2.4.2;
- die Bemessung der Fundamentkanten unter Berücksichtigung der Größe von Bauleranzen.

(2) Sofern nicht besondere Sorgfalt bei der Herstellung aufgewandt wird, sollten Toleranzen bis zu 0,10 m berücksichtigt werden.

6.5.5 Tragwerksversagen durch Fundamentbewegung

(1)P Horizontale und vertikale Verschiebungsunterschiede der Fundamente müssen nachgewiesen werden, um zu verhindern, dass sie im Tragwerk einen Grenzzustand der Tragfähigkeit verursachen.

(2) Ein zulässiger Sohlwiderstand (siehe 2.5) darf angesetzt werden, vorausgesetzt, dass nicht durch Verschiebungen ein Grenzzustand der Tragfähigkeit im Tragwerk eintritt.

(3)P Bei einem Baugrund, der zum Schwellen neigt, sind die möglichen Hebungsunterschiede festzulegen und Gründung und Tragwerk so auszulegen, dass sie dem widerstehen oder sich anpassen können.

6.6 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

6.6.1 Allgemeines

(1)P In Rechnung zu stellen sind Fundamentverschiebungen infolge von Einwirkungen wie den in 2.4.2 (4) zusammengestellten.

(2)P Bei der Ermittlung der Größe von Fundamentverschiebungen muss die in 1.5.2.2 definierte vergleichbare Erfahrung in die Betrachtung einbezogen werden. Wenn nötig, müssen auch Berechnungen von Verschiebungen ausgeführt werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

- (3)P Bei weichen Tönen müssen in jedem Fall Setzungsberechnungen ausgeführt werden.
- (4) Bei Flachfundamenten der Geotechnischen Kategorien 2 und 3, die auf steifen und festen Tönen stehen, sollten gewöhnlich die vertikalen Verschiebungen (Setzungen) nachgewiesen werden. Verfahren, um durch Fundamenteinwirkungen verursachte Setzungen zu berechnen, werden in 6.6.2 angegeben.
- (5)P Die Bemessungslasten für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit müssen angesetzt werden, wenn Fundamentverschiebungen für einen Vergleich mit den Kriterien der Gebrauchstauglichkeit berechnet werden.
- (6) Setzungsberechnungen sollten nicht als exakt zutreffend angesehen werden. Sie liefern lediglich angenähert die Größenordnung der Setzungen.
- (7)P Bei Fundamentverschiebungen müssen sowohl die Verschiebung der gesamten Gründung als auch die Verschiebungsdifferenzen zwischen Gründungsteilen untersucht werden.
- (8)P Die Mitwirkung benachbarter Gründungen und Auffüllungen muss in Rechnung gestellt werden, wenn der Spannungszuwachs im Baugrund und seine Wirkung auf die Zusammendrückbarkeit berechnet werden.
- (9)P Der mögliche Bereich von relativen Verdrehungen der Gründung muss ermittelt und mit den maßgebenden Grenzwerten für die Verschiebungen verglichen werden, die in 2.4.9 behandelt sind.

6.6.2 Setzung

- (1)P Setzungsnachweise müssen sowohl die Sofortsetzungen als auch die zeitlich verzögerte Konsolidations- und Kriechsetzung umfassen.
- (2) Bei teilgesättigten oder voll gesättigten Böden sollten folgende drei Setzungskomponenten erfasst werden:
- s_0 : die Sofortsetzung; bei voll gesättigtem Boden infolge volumenkonstanter Scherung und bei teilgesättigtem Boden infolge Scherung und Volumenverminderung;
 - s_1 : Setzung infolge Konsolidierung;
 - s_2 : Kriechsetzung.
- (3) Zur Setzungsermittlung sollte ein allgemein anerkanntes Verfahren verwendet werden.

ANMERKUNG Die im Anhang F angegebenen Beispiele für Verfahren zur Ermittlung der Setzungen s_0 und s_1 dürfen angewendet werden.

- (4) Besonders beachtet werden sollten Bodenarten wie etwa organische Böden oder weiche Tone, bei denen die Setzung infolge des Kriechens sehr lange andauern kann.
- (5) Die Tiefe, bis zu der kompressible Bodenschichten bei einer Setzungsberechnung berücksichtigt werden sollten, hängt von der Fundamentform und -größe, der Veränderlichkeit der Steifigkeit mit der Tiefe und vom Abstand der Fundamente ab.
- (6) In der Regel darf als maßgebend eine Tiefe genommen werden, bei der die wirksame Vertikalspannung aus der Fundamentbelastung 20 % der wirksamen Auflastspannung ausmacht.
- (7) In vielen Fällen darf als maßgebende Tiefe auch grob die ein- bis zweifache Fundamentbreite geschätzt werden. Die maßgebende Tiefe darf aber bei leicht belasteten, ausgedehnten Gründungsplatten verringert werden.

ANMERKUNG Dieser Ansatz gilt nicht für sehr weiche Böden.

- (8)P Jede mögliche zusätzliche Setzung durch Eigenverdichtung des Untergrundes muss ermittelt werden.

(9) Folgendes sollte beachtet werden:

- die möglichen Einflüsse von Eigengewicht, Überflutung und Erschütterung auf geschüttete und zu Sackungen neigende Böden;
- die Wirkungen von Spannungsänderungen auf brüchige Sande.

(10)P Für die Bodensteifigkeit müssen je nach Zweckmäßigkeit entweder lineare oder nichtlineare Modelle angesetzt werden.

(11)P Um einen Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sicher zu vermeiden, müssen bei der Ermittlung von Setzungsdifferenzen und relativen Verdrehungen sowohl die Lastverteilung als auch die mögliche Veränderlichkeit des Untergrundes berücksichtigt werden.

(12) Berechnungen von Setzungsunterschieden, bei denen die Tragwerkssteifigkeit außer Acht bleibt, tendieren zu Überschätzungen der Setzungsunterschiede. Durch eine Untersuchung der Wechselwirkung zwischen Baugrund und Tragwerk können reduzierte Werte der Setzungsunterschiede begründet werden.

(13) Für Setzungsunterschiede infolge der Streuung der Baugrundeigenschaften sollte ein möglicher Wert vorgesehen werden, sofern sie nicht durch die Überbausteifigkeit verhindert werden.

(14) Bei Flächengründungen auf gewachsenem Boden sollte in Rechnung gestellt werden, dass sich in der Regel ein gewisser Setzungsunterschied einstellt, auch wenn die Rechnung nur eine gleichmäßige Setzung vorhersagt.

(15) Die Verkantung eines ausmittig belasteten Fundaments sollte dadurch abgeschätzt werden, dass eine lineare Sohldruckverteilung angesetzt und dann die Setzung an den Fundamentecken über die zugehörige Vertikalspannungsverteilung und mit den zuvor genannten Rechenverfahren ermittelt wird.

(16) Bei auf Tonböden gegründeten konventionellen Tragwerken sollte das Verhältnis der Baugrund-Tragfähigkeit im unkonsolidierten Anfangszustand zu der für die Gebrauchstauglichkeit angesetzten Belastung berechnet werden (siehe 2.4.8 (4)). Wenn dieses Verhältnis kleiner als 3 ist, sollten die Setzungen stets berechnet werden. Ist es kleiner als 2, dann sollten die Berechnungen die nichtlineare Steifigkeit des Untergrundes berücksichtigen.

6.6.3 Hebung

(1)P Folgende Ursachen von Hebungen müssen unterschieden werden:

- Verminderung der wirksamen Spannung;
- Volumenzunahme teilgesättigter Böden;
- Anhebungen infolge Volumenkonstanz voll gesättigter Böden durch die Setzung von Nachbargebäuden.

(2)P Bei der Berechnung einer Hebung müssen sowohl die sofortige als auch die verzögerte Hebung erfasst werden.

6.6.4 Schwingungsberechnung

(1)P Tragwerksgründungen, die Schwingungen ausgesetzt sind oder dynamische Einwirkungen zu übertragen haben, müssen so bemessen werden, dass durch Schwingungen keine übermäßigen Setzungen und Erschütterungen ausgelöst werden.

(2) Durch entsprechende Vorkehrungen sollte erreicht werden, dass zwischen der Betriebsfrequenz und der Eigenfrequenz des Systems Gründung/Tragwerk keine Resonanzerscheinung auftritt und eine Bodenverflüssigung ausgeschlossen werden kann.

(3)P Durch Erdbeben verursachte Erschütterungen müssen nach EN 1998 berücksichtigt werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

6.7 Gründungen auf Fels; ergänzende Gesichtspunkte bei Entwurf und Bemessung

(1)P Die Bemessung von Flächengründungen auf Fels muss folgenden Gesichtspunkten Rechnung tragen:

- Verformbarkeit und Festigkeit von Fels und zulässige Setzung des zu gründenden Tragwerks;
- Vorhandensein weicher Einlagerungen, Anzeichen von Hydrolyse, Störzonen usw. unter dem Fundament;
- Vorhandensein von Trennflächen und anderen Diskontinuitäten sowie deren Merkmale (z. B. Kluftfüllung, Durchgängigkeit, Kluftweite, Abstand);
- Zustand der Verwitterung, Zersetzung und Zerlegung des Gesteins;
- Störung des natürlichen Gebirgszustands durch bauliche Tätigkeiten wie z. B. unterirdische Arbeiten und Aushub von Böschungen in Gründungsnähe.

(2) Flächengründungen auf Fels dürfen normalerweise mit zulässigen Sohlpressungen bemessen werden. Bei harten und intakten Erstarrungsgesteinen, gneisartigen Gesteinen, Kalksteinen und Sandsteinen ist die zulässige Sohlpressung durch die Druckfestigkeit des Fundamentbetons begrenzt.

ANMERKUNG Ein Verfahren zur Bestimmung der zulässigen Sohlpressung für Flächengründungen auf Fels ist im Anhang G angegeben.

(3) Die Fundamentsetzung darf auf Grund vergleichbarer Erfahrungen in Abhängigkeit von der Gebirgsklassifizierung ermittelt werden.

6.8 Bemessung der Bauteile von Flächengründungen

(1)P Das innere Versagen von Flächengründungen ist in Übereinstimmung mit 2.4.6.4 auszuschließen.

(2) Bei starren Fundamenten darf eine lineare Sohldruckverteilung angesetzt werden. Durch genauere Untersuchungen der Wechselwirkung zwischen Baugrund und Tragwerk darf eine wirtschaftlichere Bemessung begründet werden.

(3) Bei biegeweichen Gründungen darf die Sohldruckverteilung in der Weise ermittelt werden, dass die Gründung als Balken oder Platte auf einem verformten Kontinuum oder durch Federn mit geeigneter Steifigkeit und Festigkeit modelliert wird.

(4)P Die Gebrauchstauglichkeit von Streifen- oder Plattengründungen muss dadurch nachgewiesen werden, dass die Belastung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und eine Sohldruckverteilung angesetzt werden, die den Verformungen der Gründung und des Untergrundes entspricht.

(5) Bei Einzellasten auf Streifen- oder Plattengründungen dürfen die Querkräfte und Biegemomente im Tragwerk mittels Bettungsmodulverfahren der linearen Elastizitätstheorie abgeleitet werden. Die Bettungsmoduln dürfen durch eine Setzungsberechnung auf Grund der sachgerechten Einschätzung der Sohldruckverteilung bestimmt werden. Die Moduln dürfen so angepasst werden, dass die berechneten Sohldrücke nicht Werte annehmen, für die das lineare Verhalten nicht mehr zutrifft.

(6) Die Gesamtsetzung und die Setzungsunterschiede des Tragwerks als Ganzes sollten nach 6.6.2 berechnet werden. Zu diesem Zweck ist das Bettungsmodulverfahren oft ungeeignet. Genauere Verfahren wie Finite-Element-Berechnungen sollten herangezogen werden, wenn die Wechselwirkung zwischen Baugrund und Tragwerk dominiert.

6.9 Vorbereitung der Baugrubensohle

(1)P Der Baugrund unter einer Flächengründung muss sehr sorgfältig vorbereitet werden. Wurzeln, Hindernisse und weiche Einschlüsse müssen ohne Störung des anstehenden Bodens entfernt werden. Etwa sich ergebende Löcher müssen mit Boden (oder anderem Material) so ausgefüllt werden, dass die Steifigkeit des anstehenden Bodens wiederhergestellt wird.

(2) Bei empfindlichen Bodenarten wie Ton sollte die Abfolge des Baugrubenaushubs vorgeschrieben werden, um Störungen gering zu halten. Gewöhnlich reicht es aus, in horizontalen Schichten auszuheben. In Fällen, in denen die Hebung der Aushubsohle kontrolliert werden muss, sollte der Aushub in alternierenden Abschnitten erfolgen, die betoniert werden, ehe die dazwischen befindlichen Abschnitte ausgehoben werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

7 Pfahlgründungen

7.1 Allgemeines

(1)P Die Vorgaben dieses Abschnitts gelten für Spitzendruckpfähle, Reibungspfähle, Zugpfähle und querbelastete Pfähle, die durch Rammen, Drücken, Drehen oder Bohren mit oder ohne Verpressung hergestellt werden.

(2) Die Vorgaben dieses Abschnitts sollten nicht unmittelbar auf die Bemessung von Pfählen angewendet werden, deren Zweck die Setzungsminderung wie etwa bei Pfahlplattengründungen ist.

(3)P Folgende Normen müssen bei der Ausführung von Pfahlarbeiten angewendet werden:

EN 1536:1999, für Bohrpfähle;

EN 12063:2000, für Spundwandkonstruktionen;

EN 12699:2000, für Verdrängungspfähle;

EN 14199:2005, für Mikropfähle.

7.2 Grenzzustände

(1)P Folgende Grenzzustände müssen untersucht und in einer entsprechenden Liste zusammengestellt werden:

- Verlust der Gesamtstandsicherheit;
- Grundbruch der Pfahlgründung;
- Aufschwimmen oder unzureichender Zugwiderstand der Pfahlgründung;
- Bodenversagen bei Querbelastrung der Pfahlgründung;
- Inneres Versagen des Pfahles bei Druck, Zug, Biegung, Knicken oder Schub;
- gemeinsames Versagen von Baugrund und Pfahlgründung;
- gemeinsames Versagen von Baugrund und Tragwerk;
- übermäßige Setzungen;
- übermäßige Hebungen;
- übermäßige seitliche Bewegung;
- unzulässige Schwingungen.

7.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen

7.3.1 Allgemeines

(1) Die in 2.4.2 (4) aufgelisteten Einwirkungen sollten bei der Auswahl der Bemessungssituationen berücksichtigt werden.

(2) Pfähle können axial und/oder quer belastet werden.

(3)P Die Bemessungssituationen müssen in Einklang mit 2.2 stehen.

(4) Die Untersuchung der Wechselwirkung zwischen Tragwerk, Pfahlgründung und Baugrund kann notwendig sein, um nachzuweisen, dass die Anforderungen der Grenzzustände erfüllt sind.

7.3.2 Einwirkungen durch Bodenverschiebung

7.3.2.1 Allgemeines

(1)P Im Baugrund, in dem die Pfähle stehen, können durch Konsolidation, Schwellen, benachbarte Lasten, Bodenkriechen, Rutschungen oder Erdbeben Verschiebungen auftreten. Die sich daraus ergebenden Einwirkungen, die die Pfähle nach unten ziehen (negative Mantelreibung), anheben, dehnen, seitlich belasten und verdrängen können, müssen berücksichtigt werden.

(2) Bei derartigen Bemessungssituationen sollten die Bemessungswerte der Festigkeit und Steifigkeit des Bodens in der Regel obere Werte sein.

(3)P Die Bemessung muss nach einem der beiden nachstehenden Ansätze erfolgen:

- die Bodenverdrängung wird als Einwirkung behandelt. Durch Untersuchung der Wechselwirkung werden dann die Kräfte, Verschiebungen und Dehnungen im Pfahl nachgewiesen;
- ein oberer Grenzwert für die Kraft, die der Boden auf den Pfahl ausüben könnte, ist als Bemessungseinwirkung anzusetzen. Die Ermittlung der Größe dieser Kraft muss die Festigkeit des Bodens berücksichtigen sowie die Ursache der Belastung, die durch das Gewicht oder die Zusammendrückung des sich bewegenden Bodens oder die Intensität der Störeinflüsse gegeben ist.

7.3.2.2 Negative Mantelreibung

(1)P Wenn Grenzzustände der Tragfähigkeit mit negativer Mantelreibung als Einwirkung untersucht werden, muss als Wert das Maximum dessen angesetzt werden, was bei der abwärts gerichteten Relativbewegung des Bodens am Pfahl hervorgerufen werden könnte.

(2) Bei der Berechnung der maximalen Mantelreibung sollten der Schubwiderstand des Bodens am Pfahlschaft, die Tiefe der kompressiblen Schicht und die Abwärtsbewegung des Bodens infolge Zusammendrückung unter Eigengewicht und alle Oberflächenbelastungen rings um den Pfahl in Rechnung gestellt werden.

(3) Eine obere Grenze für die Größe der auf eine Pfahlgruppe wirkenden negativen Mantelreibung kann aus dem Gewicht der die Bewegung auslösenden Auflast ermittelt werden, wobei Änderungen des Grundwasserdrucks auf Grund von Grundwasserabsenkungen, Konsolidation und Pfahlrammung zu berücksichtigen sind.

(4) Wenn die Setzung des Bodens nach der Einbringung des Pfahles als klein angesehen wird, darf eine wirtschaftliche Bemessung dadurch erzielt werden, dass die Bodensetzung als Einwirkung behandelt und eine Ermittlung der Wechselwirkung angestellt wird.

(5)P Bei der Ableitung des Bemessungswertes der Bodensetzung müssen die Wichten und die Zusammendrückbarkeit nach 2.4.3 in Rechnung gestellt werden.

(6) Bei der Untersuchung der Wechselwirkung sollten die Bewegung des Pfahles relativ zum umgebenden Boden, der Schubwiderstand des Bodens am Pfahlschaft sowie das ursächliche Bodengewicht und die erwarteten Oberflächenbelastungen neben dem Pfahl beachtet werden.

(7) In der Regel brauchen die negative Mantelreibung und die veränderlichen Lasten bei den Lastfällen nicht gleichzeitig angesetzt zu werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

7.3.2.3 Hebung

(1)P Wenn die Wirkung einer Hebung oder aufwärtsgerichteter Kräfte untersucht wird, die längs des Pfahls auftreten können, muss die Baugrundbewegung allgemein als Einwirkung angesetzt werden.

ANMERKUNG 1 Eine Ausdehnung oder Hebung des Bodens kann durch Entlastung, Aushub, Frostwirkung oder die Rammung benachbarter Pfähle verursacht sein. Sie kann ebenso die Folge eines Grundwasseranstiegs durch Abholzen von Bäumen, die Beendigung einer Wassergewinnung, die Verhinderung (durch Neubauten) der Verdunstung oder Unfälle verursacht werden.

ANMERKUNG 2 Die Hebung kann während der Bauarbeiten eintreten, ehe die Pfähle durch das Tragwerk belastet werden, so dass sich ein unzulässiger Auftrieb oder ein inneres Versagen der Pfähle ergibt.

7.3.2.4 Seitendruck

(1)P Seitendrucke infolge von Bodenbewegungen rings um den Pfahl müssen berücksichtigt werden.

(2) Die nachstehend zusammengestellten Bemessungssituationen, die einen Seitendruck auf Pfähle verursachen können, sollten berücksichtigt werden:

- unterschiedliche Auflasten beiderseits der Pfahlgründung (z. B. auf oder neben einem Damm);
- unterschiedliche Aushubtiefen beiderseits der Pfahlgründung (z. B. in oder neben einem Einschnitt);
- Pfahlgründung in einem Kriechhang;
- Schrägpfähle in sich setzendem Boden;
- Pfähle in einem Erdbebengebiet.

(3) Der Seitendruck sollte in der Regel ermittelt werden, indem die Wechselwirkung zwischen dem Pfahl als steifem oder flexiblem Balken und dem sich bewegenden Boden untersucht wird. Wenn die Horizontalbewegung weicher Bodenschichten groß ist und die Pfähle in weitem Abstand stehen, hängt die resultierende seitliche Belastung der Pfähle hauptsächlich von der Scherfestigkeit der weichen Bodenschichten ab.

7.4 Verfahren und Gesichtspunkte bei Entwurf und Bemessung

7.4.1 Entwurfs- und Bemessungsverfahren

(1)P Entwurf und Bemessung müssen auf einem der folgenden Verfahren beruhen:

- Ergebnisse statischer Probelastungen, bei denen mittels Nachrechnung oder auf andere Weise gezeigt werden konnte, dass sie sonstigen einschlägigen Erfahrungen entsprechen;
- empirische oder analytische Berechnungsverfahren, deren Gültigkeit durch statische Probelastungen in vergleichbaren Situationen nachgewiesen worden ist;
- Ergebnisse dynamischer Probelastungen, deren Gültigkeit durch statische Probelastungen unter vergleichbaren Umständen nachgewiesen worden ist;
- das beobachtete Verhalten einer vergleichbaren Pfahlgründung, vorausgesetzt, die Ergebnisse der Baugrunderkundung und Baugrundversuche sind ebenfalls vergleichbar.

(2) Die Bemessungswerte für die in Berechnungen verwendeten Kenngrößen sollten generell mit Abschnitt 3 übereinstimmen, doch dürfen auch die Ergebnisse der Probelastungen bei der Wahl der Kennwerte herangezogen werden.

(3) Statische Probelastungen dürfen vor der endgültigen Bemessung an Versuchspfählen vorgenommen werden, die eigens für Versuchszwecke hergestellt werden, oder an Bauwerkspfählen, die Teil der Gründung sind.

7.4.2 Gesichtspunkte bei der Bemessung

(1)P Das Verhalten von Einzelpfählen und Pfahlgruppen und die Steifigkeit und Festigkeit der Kopfkonstruktion müssen beachtet werden.

(2)P Bei der Wahl der Rechenverfahren und der Kennwerte sowie der Nutzung der Probelastungsergebnisse müssen Dauer und zeitliche Veränderlichkeit der Belastung berücksichtigt werden.

(3)P Geplantes künftiges Aufbringen oder Beseitigen von Auflasten oder mögliche Veränderungen der Grundwasserverhältnisse müssen sowohl bei den Berechnungen als auch bei der Interpretation der Probelastungsergebnisse berücksichtigt werden.

(4)P Bei der Wahl des Pfahltyps einschließlich der Qualität des Pfahlbaustoffs und des Herstellungsverfahrens müssen berücksichtigt werden:

- die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse auf der Baustelle, einschließlich vorhandener oder möglicher Hindernisse im Untergrund;
- die in den Pfählen beim Einbringen verursachten Spannungen;
- die Möglichkeit, den Pfahl nach der Herstellung zu schützen und eine Integritätsprüfung vorzunehmen;
- die Auswirkung des Verfahrens und der Reihenfolge der Pfahlherstellungen auf bereits fertige Pfähle oder angrenzende Bauten oder Leitungen;
- die Toleranzen, mit denen die Pfähle zuverlässig eingebracht werden können;
- die schädlichen Auswirkungen von Chemikalien im Untergrund;
- die Möglichkeit eines Kurzschlusses zwischen verschiedenen Aquiferen;
- die Handhabung und der Transport der Pfähle;
- die Auswirkung der Pfahlherstellung auf benachbarte Gebäude.

(5) Bei der Behandlung der vorgenannten Gesichtspunkte sollten folgende Punkte beachtet werden:

- die Pfahlabstände innerhalb der Gruppe;
- Verschiebungen oder Erschütterungen benachbarter Bauten infolge der Pfahlherstellung;
- der Typ des verwendeten Ramm- oder Vibrationsbärs;
- die dynamischen Spannungen im Pfahl während des Rammens;
- bei Bohrpfählen, für deren Herstellung eine Stützflüssigkeit im Bohrloch eingesetzt wird, die Notwendigkeit, den Flüssigkeitsdruck so hoch zu halten, dass das Bohrloch nicht einstürzt und kein hydraulischer Grundbruch der Bohrlochsohle auftritt;
- Reinigung der Bohrlochsohle und manchmal der Bohrlochwand, speziell bei Anwendung von Bentonit, um gestörtes Material zu entfernen;

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

- eine örtliche Instabilität des frisch betonierten Pfahlschaftes, was zu Bodeneinschlüssen im Pfahl führen kann;
- Eindringen von Boden oder Wasser in den Querschnitt von Ortbetonpfählen und die mögliche Störung des Frischbetons durch hindurchfließendes Wasser;
- die Wirkung ungesättigter Sandlagen um den Pfahl, durch die Betonwasser abgezogen wird;
- der Verzögerungseinfluss von Chemikalien im Boden;
- die Bodenverdichtung beim Rammen von Verdrängungspfählen;
- Störungen des Bodens beim Bohren der Löcher für Bohrpfähle.

7.5 Pfahlprobebelastungen

7.5.1 Allgemeines

(1)P Pfahlprobebelastungen müssen in folgenden Fällen ausgeführt werden:

- wenn eine Pfahlart oder ein Herstellungsverfahren angewendet wird, für das es keine vergleichbaren Erfahrungen gibt;
- wenn die Pfähle noch nicht unter vergleichbaren Baugrund- und Belastungsverhältnissen probebelastet worden sind;
- wenn die Pfähle unter Belastungsbedingungen eingesetzt werden sollen, für die Theorie und Erfahrung noch keine ausreichende Bemessungssicherheit ergeben. Die Probebelastung sollte dann der vorgesehenen Belastung ähneln;
- wenn Beobachtungen bei der Herstellung ein Pfahlverhalten zeigen, das erheblich und ungünstig von dem abweicht, was auf Grund der Baugrunderkundung und Erfahrung zu erwarten wäre, und wenn ergänzende Baugrundaufschlüsse zu keiner Klärung der Gründe für diese Abweichung führen.

(2) Pfahlprobebelastungen dürfen dazu dienen,

- die Eignung des Herstellungsverfahrens festzustellen;
- die Reaktion eines repräsentativen Pfahles und seiner Umgebung auf die Belastung hinsichtlich Setzung und Grenztragfähigkeit festzustellen;
- eine Beurteilung der gesamten Pfahlgründung zu ermöglichen.

(3) Wenn Probebelastungen nicht praktikabel sind, weil die Modellierung der Lastwechsel schwierig ist (z. B. zyklische Belastung) sollten sehr vorsichtige Bemessungswerte für die Materialeigenschaften angesetzt werden.

(4)P Wenn eine einzige Probebelastung ausgeführt wird, muss sie in der Regel an einer Stelle vorgenommen werden, wo die ungünstigsten Baugrundverhältnisse vermutet werden. Wenn das nicht möglich ist, muss bei der Ableitung des charakteristischen Wertes für den Druckwiderstand ein Abschlag gemacht werden.

(5)P Wenn Probebelastungen an zwei oder mehr Versuchspfählen ausgeführt werden, müssen die Versuchsorte für die Pfahlbaustelle repräsentativ sein, wobei einer der Versuchspfähle dort angesetzt werden muss, wo die ungünstigsten Baugrundverhältnisse vermutet werden.

(6)P Zwischen der Herstellung des Versuchspfahles und dem Versuchsbeginn muss eine angemessene Wartezeit eingehalten werden, um zu erreichen, dass der Pfahlbaustoff seine erforderliche Festigkeit erreicht hat und die Porenwasserdrücke wieder ihre Ausgangswerte angenommen haben.

(7) In bestimmten Fällen kann es notwendig sein, die bei der Pfahlherstellung verursachten Porenwasserdrücke und ihren anschließenden Abbau aufzuzeichnen, um über den Versuchsbeginn eindeutig entscheiden zu können.

7.5.2 Statische Probelastungen

7.5.2.1 Belastungsverfahren

(1)P Der Ablauf der Pfahlprobelastung⁵⁾, insbesondere hinsichtlich der Anzahl und Dauer der Laststufen und der Durchführung von Lastzyklen, muss so geplant werden, dass aus den Messungen am Pfahl auf das Verformungsverhalten, Kriechverhalten und das Verhalten bei Wiederbelastung geschlossen werden kann. Versuchspfähle sind so zu belasten werden, dass auch auf die Grenzlaster geschlossen werden kann.

(2) Einrichtungen für die Messung der Lasten, Spannungen oder Dehnungen und Verschiebungen sollten vor dem Versuch kalibriert werden.

(3) Die Richtung der bei Druckpfahl- oder Zugpfahlversuchen aufgetragenen Kraft sollte mit der Pfahlachse übereinstimmen.

(4) Bei Pfahlprobelastungen für die Bemessung von Zugpfahlgründungen sollte bis zum Versagen belastet werden. Eine Extrapolation der Last-Verschiebungs-Linie sollte bei Zugpfahlversuchen nicht vorgenommen werden.

7.5.2.2 Versuchspfähle

(1)P Die Anzahl der zur Bestätigung der Bemessung erforderlichen Versuchspfähle muss von folgenden Gesichtspunkten abhängig gemacht werden:

- den Baugrundverhältnissen und ihrer Veränderlichkeit im Baustellenbereich;
- gegebenenfalls der Geotechnischen Kategorie des Tragwerks;
- früheren, dokumentierten Nachweisen zum Verhalten des gleichen Pfahltyps bei ähnlichen Baugrundverhältnissen;
- der Gesamtzahl und der Art der Pfähle beim Gründungsentwurf.

(2)P Die Baugrundverhältnisse am Versuchsort müssen gründlich untersucht werden. Die Tiefe der Bohrungen und Sondierungen muss ausreichen, um sich sichere Erkenntnisse über die Bodenart neben und unter dem Pfahlfuß zu verschaffen. Dabei müssen alle Schichten untersucht werden, die vermutlich wesentlich zum Pfahlverhalten beitragen.

(3)P Das bei der Herstellung der Versuchspfähle angewendete Verfahren muss nach 7.9 vollständig dokumentiert werden.

7.5.2.3 Tragwerkspfähle

(1)P Es muss vorgeschrieben werden, dass die Anzahl der Probelastungen an Tragwerkspfählen auf Grund der beim Herstellen gewonnenen Erkenntnisse gewählt werden muss.

(2)P Die auf Tragwerkspfähle aufgetragene Versuchsbelastung muss mindestens der Bemessungslast der Gründung entsprechen.

5) Siehe: ISSMFE Subcommittee on Field and Laboratory Testing, Axial Pile loading Test, Suggested Method. ASTM Journal, June 1985, S. 79–90.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

7.5.3 Dynamische Probelbelastungen

(1) Dynamische Probelbelastungen⁶⁾ dürfen angewendet werden, um den Druckwiderstand abzuschätzen, vorausgesetzt, eine angemessene Baugrunderkundung wurde durchgeführt und das Verfahren wurde durch statische Probelbelastungen am gleichen Pfahltyp, bei vergleichbarer Länge und Querschnitt und bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen geprüft (siehe 7.6.2.4 bis 7.6.2.6).

(2)P Wenn mehr als ein dynamisches Testverfahren angewendet wird, müssen die Ergebnisse der verschiedenen Verfahren stets in Bezug zueinander gesetzt werden.

(3) Dynamische Probelbelastungen dürfen auch als Hinweis auf das gleichmäßige Tragverhalten der Pfähle und zur Auffindung von Pfählen mit reduzierter Tragfähigkeit genutzt werden.

7.5.4 Probelbelastungsbericht

(1)P Es muss vorgeschrieben werden, dass alle Belastungsversuche protokolliert werden. Soweit zutreffend, muss dieses Protokoll enthalten:

- eine Beschreibung der Baustelle;
- die Baugrundverhältnisse mit Bezugnahme auf die Baugrunduntersuchungen;
- die Pfahlart;
- eine Beschreibung der Pfahlherstellung und eventueller Schwierigkeiten bei den Arbeiten;
- eine Beschreibung der Belastungs- und Messeinrichtungen und des Widerlagersystems;
- Prüfzeugnisse für die Druckmessdosen, Pressen und Messgeber;
- Aufzeichnungen zur Herstellung der Versuchspfähle;
- Photos des Pfahles und des Versuchsortes;
- tabellarische Auftragung der Versuchsergebnisse;
- Zeit-Verschiebungs-Diagramme für jede aufgebrachte Last, wenn ein Laststufenverfahren angewendet wird;
- das gemessene Last-Verschiebungs-Verhalten;
- Gründe für alle Abweichungen von den genannten Forderungen.

7.6 Axial beanspruchte Pfähle

7.6.1 Allgemeines

7.6.1.1 Bemessung nach Grenzzuständen

(1)P Entwurf und Bemessung müssen zeigen, dass die nachstehenden Grenzzustände hinreichend unwahrscheinlich sind:

- Grenzzustände des Druck- oder Zugwiderstands eines Einzelpfahles;
- Grenzzustände des Druck- oder Zugwiderstands der Pfahlgründung als Ganzes;

6) Siehe: ASTM Designation D 4945, Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles.

- Grenzzustand der Tragfähigkeit durch Versagen oder schwere Beschädigung eines gestützten Tragwerks durch übermäßige Verschiebungen oder Verschiebungsdifferenzen der Pfahlgründung;
- Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit im gestützten Tragwerk durch Verschiebungen der Pfähle.

(2) In der Regel sollte der Bemessung der Sicherheitsabstand gegenüber dem Versagen bei Druck- oder Zugbelastung zu Grunde gelegt werden, d. h. der Zustand, in dem sich die Pfahlgründung erheblich setzt oder hebt, ohne dass der Widerstand nennenswert zu- oder abnimmt (siehe 7.6.2 und 7.6.3).

(3) Bei Druckpfählen ist es oft schwierig, an Hand der Widerstands-Setzungslinie einen Grenzzustand der Tragfähigkeit zu definieren, wenn diese stetig gekrümmt ist. In solchen Fällen sollte als „Versagenskriterium“ eine Pfahlkopfsetzung von 10 % des Pfahlfußdurchmessers gewählt werden.

(4)P Bei Pfählen, die sich erheblich setzen, treten möglicherweise Grenzzustände der Tragfähigkeit im unterstützten Tragwerk auf, ehe der Pfahlwiderstand voll mobilisiert ist. In solchen Fällen muss bei der Bemessung eine vorsichtige Abschätzung der Setzungen zu Grunde gelegt werden.

ANMERKUNG Pfahlsetzungen werden in 7.6.4 behandelt.

7.6.1.2 Gesamtstandsicherheit

(1)P Das Versagen hinsichtlich der Gesamtstandsicherheit bei Gründungen, an denen Druckpfähle beteiligt sind, muss nach Abschnitt 11 untersucht werden.

(2) Wenn ein Versagen hinsichtlich der Gesamtstandsicherheit möglich ist, sollten sowohl Bruchflächen unter den Pfählen als auch solche untersucht werden, welche die Pfähle schneiden.

(3)P Das Versagen durch Aufschwimmen eines Bodenblocks, der Pfähle enthält, muss nach 7.6.3.1 (4)P überprüft werden.

7.6.2 Widerstand bei Druck

7.6.2.1 Allgemeines

(1)P Zum Nachweis, dass die Pfahlgründung die Bemessungslast mit angemessener Sicherheit gegen ein Versagen unter Druck übertragen kann, ist folgende Ungleichung für die Grenzzustände der Tragfähigkeit bei allen Lastfällen und Lastkombinationen zu erfüllen:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \quad (7.1)$$

(2) Prinzipiell sollte $F_{c;d}$ das Pfahlgewicht enthalten und $R_{c;d}$ den Überlagerungsdruck des Bodens an der Gründungssohle. Allerdings dürfen diese beiden Faktoren außer Betracht bleiben, wenn sie sich annähernd gegenseitig aufheben. Dies braucht nicht der Fall zu sein, wenn

- eine wesentliche negative Mantelreibung wirkt,
- der Boden eine sehr geringe Wichte hat,
- die Pfähle über die Geländeoberfläche hinausragen.

(3)P Bei Pfahlgruppen müssen zwei Arten des Versagens nachgewiesen werden:

- Versagen des Druckwiderstands der Einzelpfähle;
- Versagen des Druckwiderstands der Pfähle und des dazwischen vorhandenen Bodens als Block.

Als Bemessungswiderstand ist der von diesen beiden Beanspruchungsarten verursachte kleinere Wert zu nehmen.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(4) Der Druckwiderstand der Pfahlgruppe als Block darf berechnet werden, indem der Block wie ein Pfahl mit großem Durchmesser behandelt wird.

(5)P Wenn der Bemessungswiderstand der Gründung ermittelt wird, müssen die Steifigkeit und Festigkeit der Pfahlkopfkonstruktion berücksichtigt werden.

(6) Wenn die Pfähle ein steifes Tragwerk stützen, darf die Fähigkeit des Tragwerks zur Lastumlagerung zwischen den Pfählen genutzt werden. Ein Grenzzustand tritt nur ein, wenn eine entsprechend große Zahl von Pfählen gemeinsam nachgibt, weshalb das Versagen nur eines einzigen Pfahles nicht beachtet zu werden braucht.

(7) Wenn die Pfähle ein biegeweiches Tragwerk stützen, sollte davon ausgegangen werden, dass der Druckwiderstand des schwächsten Pfahles das Auftreten eines Grenzzustands bestimmt.

(8) Besonders beachtet werden sollte das mögliche Nachgeben von Randpfählen unter schräger oder exzentrischer Tragwerksbelastung.

(9)P Wenn die Schicht, die die Pfähle trägt, über einer weichen Schicht liegt, muss der Einfluss der weichen Schicht auf den Druckwiderstand der Gründung in Rechnung gestellt werden.

(10)P Die Festigkeit eines Bodenbereichs über und unter dem Pfahlfuß muss in Rechnung gestellt werden, wenn der Pfahlfußwiderstand ermittelt wird.

ANMERKUNG Dieser Bereich kann sich über mehrere Durchmesser unter und über dem Pfahl erstrecken. Weiche Bodeneinschlüsse haben hier einen relativ großen Einfluss auf den Pfahlfußwiderstand.

(11) Ein Versagen durch Durchstanzen sollte untersucht werden, wenn weicher Boden in einer Tiefe von weniger als 4 Pfahlfußdurchmessern unter dem Pfahlfuß ansteht.

(12)P Wenn der Durchmesser des Pfahlfußes größer ist als der des Schaftes, muss eine mögliche ungünstige Wirkung berücksichtigt werden.

(13) Bei offenen geramten Rohr- oder Kastenpfählen mit Öffnungsweiten über 500 mm in jeder Richtung und ohne eine innere Vorrichtung zur Pfropfenbildung sollte der Fußwiderstand auf den kleineren der beiden folgenden Werte begrenzt bleiben:

- der Scherwiderstand zwischen dem Pfropfen und der Pfahlinnenwand;
- der Fußwiderstand, der aus dem Fußquerschnitt abgeleitet wird.

7.6.2.2 Grenzwert des Druckwiderstands aus statischen Probelastungen

(1)P Die Art der Durchführung von Belastungsversuchen muss 7.5 entsprechen und ist im Geotechnischen Entwurfsbericht vorzugeben.

(2)P Versuchspfähle, die im Voraus probebelastet werden sollen, müssen in der gleichen Weise wie die Tragwerkspfähle hergestellt und in derselben Schicht gegründet werden.

(3) Wenn der Durchmesser des Versuchspfahles von dem der Tragwerkspfähle abweicht, muss die mögliche Differenz im Tragverhalten von Pfählen verschiedenen Durchmessers bei der Festlegung des Druckwiderstands berücksichtigt werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(4) Im Fall eines Pfahles von sehr großem Durchmesser ist es oft unpraktisch, einen Belastungsversuch an einem Pfahl dieses Durchmessers auszuführen. Belastungsversuche an Versuchspfählen mit kleinerem Durchmesser dürfen herangezogen werden, vorausgesetzt, dass

- das Durchmesser Verhältnis von Versuchspfahl zu Tragwerkspfahl nicht kleiner als 0,5 ist,
- die kleineren Versuchspfähle in gleicher Weise hergestellt und eingebracht werden wie die Tragwerkspfähle,
- der Versuchspfahl so instrumentiert wird, dass Spitzendruck und Mantelreibung aus den Messungen getrennt abgeleitet werden können.

Dieses Verfahren sollte bei unten offenen Verdrängungspfählen mit Vorsicht angewendet werden, weil der Durchmesser die Weckung des Druckwiderstands unter dem Pfropfen beeinflusst.

(5)P Wenn eine Pfahlgründung negativer Mantelreibung ausgesetzt ist, muss der Pfahlwiderstand im Grenzzustand bzw. bei der Verschiebung, die als Kriterium für den Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit an Hand von Pfahlprobelbelastungen dient, berichtigt werden. Dies muss dadurch erfolgen, dass die gemessene bzw. die ungünstigste positive Mantelreibung in der zusammendrückbaren Schicht und in den darüber anstehenden Schichten, in denen sich die negative Mantelreibung entwickelt, von den am Pfahlkopf gemessenen Belastungen abgezogen wird.

(6) Während der Probelbelastung eines Pfahles, der negative Mantelreibung zu übernehmen haben wird, entwickelt sich eine positive Mantelreibung über die ganze Pfahllänge und sollte nach 7.3.2.2(6) berücksichtigt werden. Bei dem Ansatz der maximalen Versuchslast auf den Tragwerkspfahl sollte diese größer sein als die Summe aus der äußeren Bemessungslast plus der doppelten negativen Mantelreibungskraft.

(7)P Bei der Ableitung des charakteristischen Druckwiderstands $R_{c,k}$ aus den in einem oder mehreren Probelbelastungen gemessenen Werten $R_{c,m}$ muss ein Abschlag zur Berücksichtigung der durch den Baugrund und die Einbringung bedingten Streuungen gemacht werden.

(8)P Bei Tragwerken, die nicht imstande sind, Lasten von „weichen“ zu „steifen“ Pfählen umzulagern, muss mindestens folgende Gleichung erfüllt werden:

$$R_{c,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{mitt}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad (7.2)$$

wo ξ_1 und ξ_2 von der Anzahl durchgeführter Probelbelastungen abhängige Streuungsfaktoren sind, die auf den Mittelwert $(R_{c,m})_{\text{mitt}}$ bzw. den kleinsten Wert $(R_{c,m})_{\text{min}}$ von $R_{c,m}$ angewendet werden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Streuungsfaktoren dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. In Tabelle A.9 werden die empfohlenen Werte angegeben.

(9) Wenn Tragwerke eine ausreichende Steifigkeit und Festigkeit haben, um Lasten von „weichen“ zu „steifen“ Pfählen umzulagern, dürfen die Zahlenwerte von ξ_1 und ξ_2 durch 1,1 dividiert werden, vorausgesetzt dass ξ_1 niemals kleiner als 1,0 wird.

(10)P Bei der Auswertung von Pfahlprobelbelastungen müssen die systematischen und zufälligen Anteile an der Veränderlichkeit des Untergrundes beachtet werden.

(11)P Die Aufzeichnungen über die Herstellung der Versuchspfähle müssen überprüft werden, und etwaigen Abweichungen von der normalen Durchführung muss Rechnung getragen werden.

(12) Der charakteristische Widerstand $R_{c,k}$ des Baugrunds darf bei Druckpfählen aus den charakteristischen Werten $R_{b,k}$ des Pfahlfußwiderstands und $R_{s,k}$ der Mantelreibung ermittelt werden, so dass

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} \quad (7.3)$$

ist.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(13) Diese Komponenten dürfen entweder direkt aus den Ergebnissen von Pfahlprobebelastungen abgeleitet oder auf Grund der Ergebnisse von Baugrundversuchen oder dynamischen Belastungsversuchen geschätzt werden.

(14)P Der Bemessungswiderstand $R_{c;d}$ muss entweder aus

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} \quad (7.4)$$

oder

$$R_{c;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} \quad (7.5)$$

ermittelt werden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die für ständige und vorübergehende Situationen empfohlenen Werte sind in den Tabellen A.6, A.7 und A.8 angegeben.

7.6.2.3 Grenzwert des Druckwiderstands aus den Ergebnissen von Baugrundversuchen

(1)P Verfahren, an Hand von Ergebnissen von Baugrundversuchen den Druckwiderstand einer Pfahlgründung festzulegen, müssen auf der Grundlage von Pfahlprobebelastungen und vergleichbarer Erfahrung – siehe die Definition in 1.5.2.2 – entwickelt worden sein.

(2) Durch die Einführung eines Modellfaktors nach 2.4.1 (9) lässt sich erreichen, dass der vorausgesagte Druckwiderstand ausreichend sicher ist.

(3)P Der Bemessungswert $R_{c;d}$ des Druckwiderstands eines Pfahles muss aus

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} \quad (7.6)$$

ermittelt werden.

(4)P Für jeden Pfahl müssen $R_{b;d}$ und $R_{s;d}$ aus

$$R_{b;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} \quad \text{und} \quad R_{s;d} = \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} \quad (7.7)$$

ermittelt werden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die für ständige und für vorübergehende Situationen empfohlenen Werte sind in den Tabellen A.6, A.7 und A.8 angegeben.

(5)P Die charakteristischen Werte $R_{b;k}$ und $R_{s;k}$ müssen folgendermaßen bestimmt werden:

entweder mit

$$R_{c;k} = (R_{b;k} + R_{s;k}) = \frac{R_{b;cal} + R_{s;cal}}{\xi} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{\text{mitt}}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad (7.8)$$

worin ξ_3 und ξ_4 von der Zahl n der herangezogenen Sondierdiagramme abhängige Streuungsfaktoren sind, die

auf die Mittelwerte $(R_{c;cal})_{\text{mitt}} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{\text{mitt}} = (R_{b;cal})_{\text{mitt}} + (R_{s;cal})_{\text{mitt}}$ bzw.

auf die Kleinstwerte $(R_{c;cal})_{\text{min}} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{\text{min}}$

angewendet werden, oder mit dem in 7.6.2.3 (8) angegebenen Verfahren.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Streuungsfaktoren dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle A.10 angegeben.

(6)P Die systematischen und zufälligen Anteile an der Veränderlichkeit des Baugrunds müssen bei der Bewertung der Baugrundversuche und der berechneten Widerstände beachtet werden.

(7) Bei Tragwerken mit ausreichender Steifigkeit und Festigkeit, die imstande sind, Lasten von „weichen“ zu „steifen“ Pfählen umzuverteilen, darf eine Abminderung der Streuungsfaktoren ξ_3 und ξ_4 durch Division mit 1,1 vorgenommen werden, vorausgesetzt, dass ξ_3 niemals kleiner als 1,0 ist.

(8) Die charakteristischen Werte können rechnerisch durch

$$R_{b;k} = A_b \times q_{b;k} \quad \text{und} \quad R_{s;k} = \sum_i A_{s;i} \times q_{s;i;k} \quad (7.9)$$

ermittelt werden, wo $q_{b;k}$ und $q_{s;k}$ charakteristische Werte des Spitzendrucks und der Mantelreibung in den verschiedenen Schichten sind, die an Hand von Bodenkennwerten erhalten werden.

ANMERKUNG Wenn diese Alternative angewendet wird, kann es erforderlich sein, die im Anhang A empfohlenen Teilsicherheitsbeiwerte γ_b und γ_s durch Modellfaktoren $> 1,0$ zu korrigieren. Der Wert des Modellfaktors darf im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(9)P Bei Anwendung des Nachweisverfahrens 3 müssen die charakteristischen Werte der Boden-Kenngrößen nach 2.4.5 bestimmt werden. Dann müssen Teilsicherheitsbeiwerte auf diese charakteristischen Werte angewendet werden, um Bemessungswerte der Bodenkenngrößen für die Berechnung des Bemessungswertes des Pfahlwiderstands zu erhalten.

(10) Bei der Bewertung der Gültigkeit eines Rechenmodells, das auf den Bemessungswerten der Ergebnisse von Baugrundversuchen beruht, sollten folgende Punkte beachtet werden:

- Bodenart einschließlich Korngrößenverteilung, Mineralogie, Rundungsgrad (Kornform), Lagerungsdichte, Konsolidierungsgrad, Zusammendrückbarkeit und Durchlässigkeit;
- Art der Pfahlherstellung einschließlich des Bohr- oder Rammverfahrens;
- Länge, Durchmesser, Baustoff und Form des Pfahlschaftes und Pfahlfußes (z. B. bei Fußverbreiterung);
- Art der Baugrundversuche.

7.6.2.4 Grenzwert des Druckwiderstands aus Stoßversuchen bzw. dynamischen Probelastungen

(1)P Wenn eine dynamische Probelastung bzw. ein dynamischer Schlagversuch („Hammerschlag“) bei der Dehnung und Beschleunigung zeitabhängig während des Schlages gemessen werden (siehe 7.5.3 (1)), verwendet wird, um den Widerstand einzelner Druckpfähle festzustellen, muss die Gültigkeit des Ergebnisses dadurch nachgewiesen werden, dass zuvor bei einer statischen Probelastung am gleichen Pfahltyp mit gleicher Länge und gleichem Durchmesser sowie bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen ein zufrieden stellendes Verhalten erzielt worden ist.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(2) Bei dynamischen Probelastungen sollte der Rammwiderstand direkt an dem betreffenden Standort gemessen werden.

ANMERKUNG Die dynamischen Probelastungen können auch durch eine vollständige Modellbildung ausgewertet werden. Das ermöglicht eine angenäherte Bestimmung von Mantelreibung und Spitzenwiderstand des Pfahles sowie eine Simulation seines Last-Setzungs-Verhaltens.

(3)P Die Schlagenergie muss groß genug sein, um eine geeignete Interpretation der Pfahltragfähigkeit bei entsprechend großer Pfahlsetzung zu ermöglichen.

(4)P Der Bemessungswert $R_{c;d}$ des Druckwiderstands der Pfähle muss aus

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} \quad (7.10)$$

ermittelt werden. Dabei ist

$$R_{c;k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{c;m})_{\text{mitt}}}{\xi_5}, \frac{(R_{c;m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\} \quad (7.11)$$

worin ξ_5 und ξ_6 von der Anzahl n der getesteten Pfähle abhängige Streuungsfaktoren sind, die auf den Mittelwert $(R_{c;m})_{\text{mitt}}$ bzw. den Kleinstwert $(R_{c;m})_{\text{min}}$ von $R_{c;m}$ angesetzt werden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte des Teilsicherheitsbeiwerts und der Streuungsfaktoren dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die empfohlenen Zahlenwerte der Streuungsfaktoren sind in Tabelle A.11 angegeben.

7.6.2.5 Grenzwert des Druckwiderstands durch Anwendung von Rammformeln

(1)P Pfahlrammformeln dürfen nur angewendet werden, wenn die Baugrundsichtung bestimmt worden ist.

(2)P Wenn Rammformeln benutzt werden, um den Grenzwert des Druckwiderstands von Einzelpfählen einer Gründung festzulegen, muss die Gültigkeit der Formel durch frühere Eignungsnachweise oder statische Probelastungen an Pfählen gleicher Art, ähnlicher Länge und ähnlichen Querschnitts und bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen belegt worden sein.

(3)P Bei geramnten Spitzendruckpfählen in kohäsionslosem Boden muss der Bemessungswert $R_{c;d}$ des Grenzwiderstands in gleicher Weise wie in 7.6.2.4 ermittelt werden.

(4) Wenn eine Rammformel benutzt wird, um den Druckwiderstand eines Pfahles nachzuweisen, sollte der Rammversuch an wenigstens 5 Pfählen ausgeführt worden sein, die in ausreichendem Abstand über die Pfahlbaustelle verteilt sind, um die geeignete Schlagzahl für die letzte Hitze festzustellen.

(5) Die Eindringung des Pfahlfußes in der letzten Hitze sollte für jeden Pfahl registriert werden.

7.6.2.6 Grenzwert des Druckwiderstands mittels Analyse der Wellengleichung

(1)P Die Methode der Analyse der Wellengleichung darf nur angewendet werden, wenn die Baugrundsichtung durch Bohrungen und Feldversuche erkundet worden ist.

(2)P Wenn die Analyse der Wellengleichung benutzt wird, um die Widerstände einzelner Druckpfähle festzulegen, muss die Gültigkeit der Methode durch frühere Eignungsnachweise bei statischen Probelastungen an Pfählen gleicher Art, ähnlicher Länge und ähnlichen Querschnitts und bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen belegt worden sein.

(3)P Der Bemessungswert $R_{c,d}$ des Druckwiderstands, der aus den Auswertungsergebnissen von Wellengleichungen bei einer Anzahl repräsentativer Pfähle abgeleitet wird, muss in der gleichen Weise festgelegt werden wie in 7.6.2.4, und zwar mit ξ -Werten nach örtlicher Erfahrung.

ANMERKUNG Grundlage für die Analyse der Wellengleichung ist ein mathematisches Modell für Baugrund, Pfahl und Rammgerät ohne Messung der Spannungswellenausbreitung im Pfahl. Die Methode wird in der Regel angewendet, um das Verhalten des Rammbärs, dynamische Bodenkenngößen und die Spannungen im Pfahl während der Rammung zu untersuchen. Ebenso ist es auf Grund der Modelle möglich, die erforderliche Rammenergie (Schlagzahl) zu bestimmen, die gewöhnlich in einer Beziehung zum erwarteten Druckwiderstand steht.

7.6.2.7 Nachrammung

(1)P Im Entwurf muss die Anzahl der nachzurammenden Pfähle angegeben werden. Wenn die Nachrammung niedrigere Ergebnisse liefert, müssen diese als Grundlage für die Festlegung des Grenzwertes des Druckwiderstands genommen werden. Ergeben sie höhere Werte, dürfen diese genommen werden.

(2) Eine Nachrammung sollte in der Regel in schluffigen Böden erfolgen, sofern nicht die örtliche Erfahrung gezeigt hat, dass das nicht nötig ist.

ANMERKUNG Die Nachrammung von Reibungspfählen in tonigen Böden liefert in der Regel einen verminderten Druckwiderstand.

7.6.3 Widerstand bei Zug

7.6.3.1 Allgemeines

(1)P Soweit anwendbar, muss die Bemessung von Zugpfählen den in 7.6.2 genannten Regeln entsprechen. Bemessungsregeln, die nur auf Zugpfahlgründungen zutreffen, werden nachfolgend behandelt.

(2)P Zum Nachweis, dass die Gründung die Bemessungslast mit angemessener Sicherheit gegen ein Versagen durch Zugeinwirkung überträgt, muss die folgende Ungleichung für alle Lastfälle und Lastkombinationen in Grenzzuständen erfüllt werden:

$$F_{t,d} \leq R_{t,d} \quad (7.12)$$

(3)P Bei Zugpfählen müssen zwei Formen des Versagens untersucht werden:

- das Herausziehen der Pfähle aus dem Boden;
- das Aufschwimmen des Bodenblocks, der die Pfähle enthält.

(4)P Der Nachweis gegen Aufschwimmen des Bodenblocks mit den Pfählen, siehe Bild 7.1, muss nach 2.4.7.4 ausgeführt werden.

(5) Bei einzeln stehenden Zugpfählen oder einer Zugpfahlgruppe kann das Versagen durch den Herauszieh-Widerstand eines mittragenden Erdkörpers bestimmt sein, besonders bei Pfählen mit Fußverbreiterung oder bei Pfählen, die kraftschlüssig in Fels einbinden.

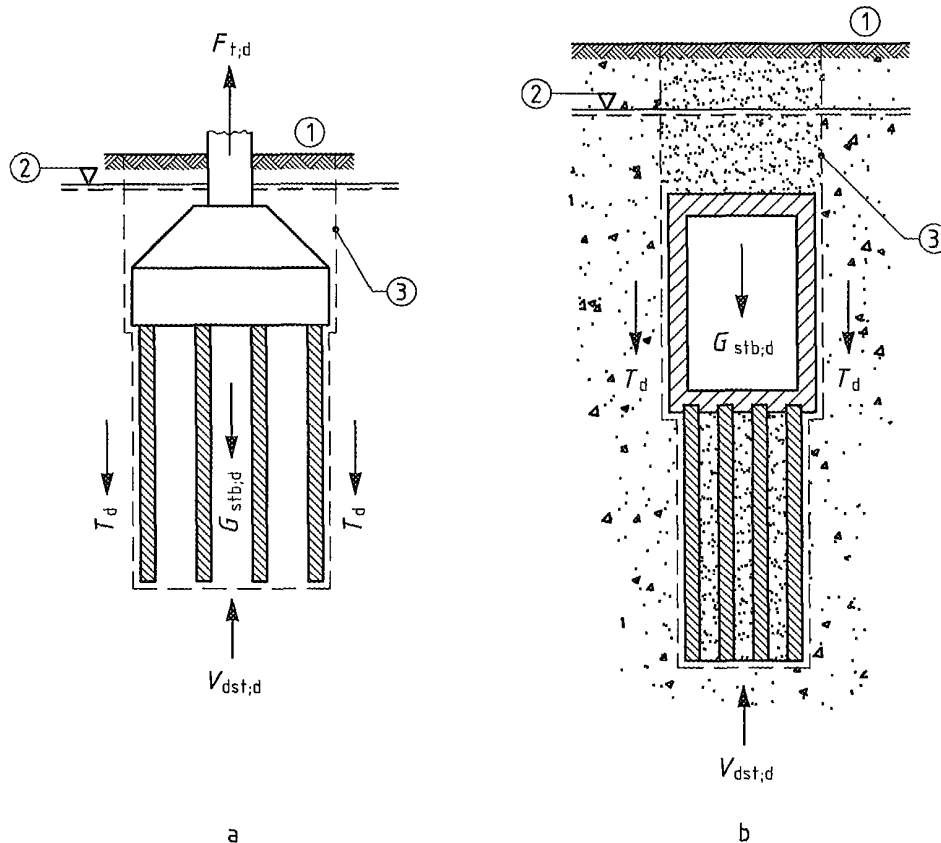
(6) Beim Nachweis gegen Aufschwimmen mit der Untersuchung der Blockhebung darf der seitliche Schubwiderstand T_d zusätzlich als stabilisierende Einwirkung angesetzt werden (siehe Bild 7.1).

(7) In der Regel ist das Blockverhalten für den Herauszieh-Widerstand maßgebend, wenn der Pfahlabstand gleich oder kleiner ist als die Quadratwurzel aus dem Produkt von Pfahldurchmesser und Einbindetiefe in die hauptsächlich tragende Bodenschicht.

DIN EN 1997-1:2009-09**DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)**

(8)P Die Gruppenwirkung, die die wirksamen Vertikalspannungen im Boden und damit die Mantelreibung der einzelnen Pfähle in der Gruppe vermindern kann, muss bei der Festlegung des Herauszieh-Widerstands der Pfahlgruppe berücksichtigt werden.

(9)P Die äußerst nachteilige Wirkung zyklischer und wiederholter Belastung auf den Herauszieh-Widerstand muss berücksichtigt werden.

**Legende**

- (1) Geländeoberfläche
- (2) Grundwasserspiegel
- (3) Blockseitenflächen, in denen sich ein Schubwiderstand T_d entwickelt

Bild 7.1 — Beispiele zum Aufschwimmen (UPL) einer Pfahlgründung

(10) Um diese Wirkung einzuschätzen, sollten vergleichbare Erfahrungen aus Pfahlprobelastungen herangezogen werden.

7.6.3.2 Grenzwert des Herauszieh-Widerstands auf Grund von Pfahlprobelastungen

(1)P Pfahlprobelastungen zur Bestimmung des Grenzwerts R_t des Herauszieh-Widerstands eines einzeln stehenden Pfahles müssen entsprechend 7.5.1, 7.5.2 und 7.5.4 sowie unter Berücksichtigung von 7.6.2.2 durchgeführt werden.

(2)P Der Bemessungswert $R_{t,d}$ des Herauszieh-Widerstands muss aus

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{s;t}} \quad (7.13)$$

abgeleitet werden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die für ständige und vorübergehende Situationen empfohlenen Werte sind in den Tabellen A.6, A.7 und A.8 angegeben.

(3) Wenn die Pfähle auf Zug beansprucht werden, sollte in der Regel vorgeschrieben werden, mehr als nur einen Pfahl zu prüfen. Bei einer großen Anzahl von Zugpfählen sollten wenigstens 2 % geprüft werden.

(4)P Die Aufzeichnungen über das Einbringen der Versuchspfähle müssen überprüft werden, und allen Abweichungen von den normalen Herstellbedingungen muss bei der Auswertung der Probelastungsergebnisse Rechnung getragen werden.

(5)P Der charakteristische Wert des Herauszieh-Widerstands eines Pfahles muss aus

$$R_{t,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{mitt}}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad (7.14)$$

bestimmt werden, wobei ξ_1 und ξ_2 von der Anzahl n probebelasteter Pfähle abhängige Streuungsfaktoren sind, die auf den Mittelwert $(R_{t,m})_{\text{mitt}}$ bzw. den Kleinstwert $(R_{t,m})_{\text{min}}$ der gemessenen Herauszieh-Widerstände angewendet werden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Streuungsfaktoren dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle A.9 angegeben.

7.6.3.3 Grenzwerte des Herauszieh-Widerstands auf Grund der Ergebnisse von Baugrundversuchen

(1)P Die auf Ergebnissen von Baugrundversuchen beruhenden Verfahren zur Festlegung des Herauszieh-Widerstands einer Pfahlgründung müssen von Pfahlprobelastungen und auf Grund nach 1.5.2.2 definierter Erfahrung hergeleitet worden sein.

(2) Durch die Einführung eines Modellfaktors nach 2.4.1 (9) lässt sich erreichen, dass der vorausgesagte Herauszieh-Widerstand ausreichend sicher ist.

(3)P Der Bemessungswert $R_{t,d}$ des Herauszieh-Widerstands eines Pfahles muss aus

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{s;t}} \quad (7.15)$$

abgeleitet werden.

Dabei ist

$$R_{t,k} = R_{s;k} \quad (7.16)$$

ANMERKUNG Der Zahlenwert des Teilsicherheitsbeiwerts darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die für ständige und vorübergehende Situationen empfohlenen Werte sind in den Tabellen A.6, A.7 und A.8 angegeben.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(4)P Der charakteristische Wert $R_{t,k}$ muss entweder mit

$$R_{t,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{s;cal})_{\text{mitt}}}{\xi_3}, \frac{(R_{s;cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad (7.17)$$

ermittelt werden, wo ξ_3 und ξ_4 von der Zahl n der herangezogenen Sondierdiagramme abhängige Streuungsfaktoren sind, die auf den Mittelwert $(R_{s;cal})_{\text{mitt}}$ bzw. den Kleinstwert $(R_{s;cal})_{\text{min}}$ angewendet werden, oder mit dem in 7.6.3.3 (6) genannten Verfahren.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Streuungsfaktoren dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle A.10 angegeben.

(5)P Die systematischen und zufälligen Anteile an der Veränderlichkeit des Baugrunds müssen bei der Bewertung des berechneten Herauszieh-Widerstands berücksichtigt werden.

(6) Der charakteristische Wert des Herauszieh-Widerstands kann mit

$$R_{t,k} = \sum_i A_{s,i} \times q_{s,i,k} \quad (7.18)$$

berechnet werden, wobei $q_{s,i,k}$ charakteristische Werte für die Mantelreibung in den verschiedenen Schichten sind, die an Hand von Baugrund-Kennwerten erhalten werden.

ANMERKUNG Wenn diese Alternative angewendet wird, kann es erforderlich sein, den im Anhang A empfohlenen Wert durch einen Modellfaktor $> 1,0$ zu korrigieren. Der Zahlenwert des Modellfaktors darf im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(7)P Bei Anwendung des Nachweisverfahrens 3 müssen die charakteristischen Werte der Bodenkenngrößen nach 2.4.5 bestimmt werden. Dann müssen auf diese charakteristischen Werte Teilsicherheitsbeiwerte angewendet werden, um die Bemessungswerte der Bodenkenngrößen für die Berechnung des Bemessungs-Pfahlwiderstands zu erhalten.

(8) Die Gültigkeit des auf den Ergebnissen bodenmechanischer Versuche beruhenden Rechenmodells sollte entsprechend 7.6.2.3 (10) festgestellt werden.

7.6.4 Vertikalverschiebungen von Pfahlgründungen (Gebrauchstauglichkeit des gestützten Bauwerks)

7.6.4.1 Allgemeines

(1)P Vertikalverschiebungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit müssen ermittelt werden, um zu prüfen, ob die in 2.4.8 und 2.4.9 genannten Anforderungen eingehalten sind.

(2) Bei der Berechnung der Vertikalverschiebungen einer Pfahlgründung sollten die Unsicherheiten des Rechenmodells und jene bei der Bestimmung der relevanten Baugrundeigenschaften in Rechnung gestellt werden. Deswegen sollte nicht übersehen werden, dass die Berechnungen in den meisten Fällen nur eine angenäherte Abschätzung der Verschiebungen der Pfahlgründung liefern.

ANMERKUNG Bei Pfählen, die in mitteldicht bis dicht gelagerten Böden Last abtragen, und bei Zugpfählen sind die Sicherheitsanforderungen für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Regel ausreichend, um einen Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im gestützten Tragwerk zu verhüten.

7.6.4.2 Druckpfahlgründungen

(1)P Die Möglichkeit, dass im gestützten Tragwerk ein Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit infolge von Pfahlsetzungen auftritt, muss überprüft werden, wobei eine negative Mantelreibung eingerechnet werden muss, falls sie wahrscheinlich ist.

ANMERKUNG Wenn der Pfahlfuß in einer mitteldichten oder festen Bodenschicht über Fels oder hartem Boden steht, genügen in der Regel die Teilsicherheitsbeiwerte für die Verhältnisse im Grenzzustand der Tragfähigkeit, um die Anforderungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen.

(2)P Die Ermittlung von Setzungen muss sowohl die Setzung des einzelnen Pfahles als auch die infolge der Gruppenwirkung enthalten.

(3) Die Setzungsberechnung sollte eine Schätzung der Setzungsunterschiede enthalten, die möglicherweise auftreten.

(4) Wenn keine Probelastungsergebnisse für die Untersuchung der Wechselwirkung zwischen der Pfahlgründung und dem aufgehenden Tragwerk zur Verfügung stehen, sollte das Last-Setzungs-Verhalten von Einzelpfählen auf Grund empirisch begründeter sicherer Annahmen festgelegt werden.

7.6.4.3 Zugpfahlgründungen

(1)P Die Ermittlung aufwärtsgerichteter Verschiebungen muss den Grundsätzen von 7.6.4.2 entsprechen.

ANMERKUNG Besonders beachtet werden sollte die Dehnung des Pfahlbaustoffs.

(2)P Wenn für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sehr strenge Kriterien gelten, muss eine getrennte Überprüfung der aufwärtsgerichteten Verschiebungen durchgeführt werden.

7.7 Quer beanspruchte Pfähle

7.7.1 Allgemeines

(1)P Die Bemessung quer beanspruchter Pfähle muss mit den in 7.4 und 7.5 genannten Bemessungsregeln übereinstimmen, soweit sie anwendbar sind. Regeln, die sich speziell auf Gründungen mit quer belasteten Pfählen beziehen, werden nachfolgend angegeben.

(2)P Für den Nachweis, dass ein Pfahl den Bemessungsseitendruck mit angemessener Sicherheit gegen Versagen übernehmen kann, muss für alle Lasten und Lastkombinationen in Grenzzuständen der Tragfähigkeit folgende Ungleichung erfüllt werden:

$$F_{tr,d} \leq R_{tr,d} \quad (7.19)$$

(3) Eine der folgenden Versagensformen sollte untersucht werden:

- bei kurzen Pfählen die Drehung und Verschiebung als starrer Körper;
- bei langen, schlanken Pfählen das Versagen durch Pfahlbiegung in Verbindung mit örtlichem Kriechen und dem Ausweichen des Bodens am Pfahlkopf.

(4)P Wenn der Widerstand quer beanspruchter Pfähle ermittelt wird, muss die Gruppenwirkung berücksichtigt werden.

(5) Es sollte beachtet werden, dass die auf eine Pfahlgruppe in Querrichtung ausgeübte Belastung zu einer Kombination von Druck, Zug und Querkraften in den einzelnen Pfählen führen kann.

7.7.2 Widerstand gegen Querbeanspruchung auf Grund von Pfahlprobelastungen

(1)P Probelastungen mit quer beanspruchten Pfählen müssen entsprechend 7.5.2 durchgeführt werden.

(2) Im Gegensatz zu der in 7.5 beschriebenen Versuchsdurchführung brauchen Versuche an quer beanspruchten Pfählen im Allgemeinen nicht bis zu einem Versagen fortgesetzt zu werden. Die Größe und die Kraftrichtung der Versuchslast sollten die Bemessungslast des Pfahles simulieren.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(3)P Bei der Wahl der Anzahl von Versuchspfählen und der Ableitung des Bemessungswiderstands aus den Versuchsergebnissen muss ein Abschlag zur Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Baugrunds, speziell in den oberen Metern des Pfahles, gemacht werden.

(4) Die Aufzeichnungen über die Herstellung der Versuchspfähle sollten überprüft und eine etwaige Abweichung von normalen Herstellungsbedingungen berücksichtigt werden, wenn die Ergebnisse der Probelastung ausgewertet werden. Bei Pfahlgruppen sollten deren Wechselwirkung und ihre Kopfeinbindung berücksichtigt werden, wenn der seitliche Widerstand aus den Ergebnissen der Probelastungen an Einzelpfählen abgeleitet wird.

7.7.3 Widerstand gegen Querbeanspruchung auf Grund von Baugrunduntersuchungen und Kenngrößen der Pfahlfestigkeit

(1)P Der Widerstand gegen die Querbeanspruchung von Pfählen oder Pfahlgruppen muss mit einem passenden Ansatz für die Beanspruchungen, Baugrundreaktionen und Verschiebungen berechnet werden.

(2)P Entsprechend 7.8 muss der Nachweis für den quer beanspruchten Pfahl die Möglichkeit berücksichtigen, dass es zu einem inneren Versagen des Pfahles im Baugrund kommt.

(3) Die Berechnung des Widerstands eines langen, schlanken Pfahles gegen eine Querbeanspruchung darf mit dem Bettungsmodulverfahren für einen am Kopf belasteten und von einem verformbaren Medium gestützten Balken ausgeführt werden.

(4)P Der Freiheitsgrad der Pfahlverdrehung am Anschluss an die Kopfplatte muss berücksichtigt werden, wenn der Widerstand der Gründung gegen eine Querbeanspruchung ermittelt wird.

7.7.4 Verschiebung bei Querbeanspruchung

(1)P Bei der Ermittlung der Querverschiebung einer Pfahlgründung muss in Rechnung gestellt werden:

- die Steifigkeit des Baugrunds und ihre Abhängigkeit von der Größe der Verformung;
- die Biegesteifigkeit der Einzelpfähle;
- das Einspannmoment der Pfähle am Anschluss an das Tragwerk;
- die Gruppenwirkung;
- die Wirkung schwellender oder zyklischer Belastung.

(2) Die allgemeine Berechnung des Verschiebungszustands einer Pfahlgründung sollte von den erwarteten kinematischen Freiheitsgraden ausgehen.

7.8 Innere Bemessung des Pfahles

(1)P Das innere Versagen des Pfahles ist in Übereinstimmung mit 2.4.6.4 auszuschließen.

(2)P Pfähle müssen so konstruiert sein, dass sie alle Beanspruchungen aufnehmen können, denen sie ausgesetzt sein können. Dazu gehören:

- die Umstände bei ihrer Nutzung, z. B. Korrosionsbedingungen;
- die Umstände bei der Herstellung, z. B. ungünstige Baugrundverhältnisse wie Findlinge, steil einfallende Flächen des Grundgebirges;
- andere Faktoren, die die Rammbarkeit beeinflussen, einschließlich der Beschaffenheit von Klüften;
- bei vorgefertigten Pfählen: die Umstände ihrer Anlieferung zur Baustelle und ihrer Einbringung.

(3)P Bei der Pfahlbemessung müssen die für die Pfahlart ausgewiesenen Herstellungstoleranzen, die Komponenten der Einwirkung und das Verhalten der Gründung in Rechnung gestellt werden.

(4)P Schlanke Pfähle, die teilweise im Wasser oder in sehr weichen Sedimenten größerer Dicke stehen, müssen auf Knicken untersucht werden.

(5) In der Regel ist kein Knicknachweis zu fordern, wenn die Pfähle von Böden mit einer charakteristischen Scherfestigkeit im undränierten Zustand mit dem Wert $c_u > 10$ kPa umschlossen sind.

7.9 Bauüberwachung

(1)P Grundlage der Pfahlarbeiten muss ein Plan mit den Angaben für die Einbringung der Pfähle sein.

(2) Der Plan sollte folgende Angaben enthalten:

- die Pfahlart;
- den Ansatzpunkt und die Neigung jedes Pfahles, einschließlich der Toleranzen für den Ansatzpunkt;
- den Pfahlquerschnitt;
- bei Ortbetonpfählen Angaben über ihre Bewehrung;
- die Pfahllänge;
- eine Nummerierung der Pfähle;
- die erforderliche Pfahltragfähigkeit;
- die Pfahlfußtiefe (bezogen auf einen Festpunkt auf der Baustelle oder in der Nähe) oder den erforderlichen Eindringwiderstand;
- die Reihenfolge der Pfahlherstellung;
- bereits bekannte Hindernisse;
- alle sonstigen Einschränkungen für die Pfahlbaustelle.

(3)P Die Herstellung der Pfähle muss durch Messungen überwacht werden, die auf der Baustelle während der Herstellung zu protokollieren sind.

(4) Jedes Pfahlprotokoll sollte Angaben zur Herstellung enthalten, die in den einschlägigen Ausführungsnormen EN 1536:1999, EN 12063:1999, EN 12699:2000 und EN 14199:2005 angegeben sind, etwa folgende:

- Pfahlnummer;
- Gerätedaten;
- Pfahlquerschnitt und -länge;
- Datum und Zeitpunkt der Herstellung (einschließlich etwaiger Unterbrechungen);
- Betonrezeptur, Betonmenge und Schüttverfahren bei Ortbetonpfählen;
- Wichte, pH-Wert, Marsh-Zähigkeit sowie den Feststoffanteil der Bentonitsuspension (falls angewendet);

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

- bei Schneckenbohrpfählen oder anderen Verpresspfählen: Menge und Pumpendruck des Verpressmittels oder Betons; Innen- und Außendurchmesser, Ganghöhe der Schnecke und Eindringmaß je Umdrehung;
- bei Verdrängungspfählen: Messwerte zur Rammarbeit wie Gewicht und Fallhöhe des Rammhärs oder sein Kraftaufwand, Schlagfrequenz und Anzahl der Schläge bei mindestens den letzten 25 cm Eindringung;
- gegebenenfalls: die Leistungsaufnahme von Schwingern;
- gegebenenfalls: das Drehmoment des Bohrgerätes;
- bei Bohrpfählen: die beim Bohren angetroffenen Schichten und die Verhältnisse auf der Bohrlochsohle, wenn das Verhalten des Pfahlfußes kritisch ist;
- angetroffene Hindernisse;
- Lage- und Richtungsabweichungen und tatsächliche Ansatzhöhen.

(5) Die Protokolle sollten wenigstens fünf Jahre lang nach Abschluss der Arbeiten aufbewahrt werden. Nach Beendigung der Pfahlherstellung sollten die Abnahmeprotokolle gesammelt und den Bestandsplänen beigefügt werden.

(6)P Wenn sich bei Baustellenbeobachtungen oder bei der Überprüfung der Pfahlprotokolle Zweifel an der Qualität von fertig gestellten Pfählen ergeben, müssen Untersuchungen zur Ermittlung ihres Zustands und zur Notwendigkeit von Sanierungen durchgeführt werden. Diese Untersuchungen müssen entweder die Ausführung einer statischen Pfahlprobelastung, einer „low-strain“-Integritätsprüfung, das Herstellen eines Ersatzpfahles oder, bei Verdrängungspfählen, das Nachrammen in Verbindung mit Baugrundversuchen neben dem fraglichen Pfahl umfassen.

(7)P Wenn die Pfahlherstellung bei Pfählen, deren Zustand empfindlich von der Herstellung abhängt, nicht zuverlässig überwacht werden kann, muss eine „low-strain“-Integritätsprüfung vorgenommen werden.

(8) „Low-strain“-Integritätsprüfungen dürfen für eine grobe Bewertung von solchen Pfählen eingesetzt werden, die schwere Schäden haben könnten oder die während der Herstellung einen bedenklichen Verlust an Festigkeit im Boden verursacht haben könnten. Mängel wie eine ungenügende Betongüte und Betondeckung, die das Langzeitverhalten eines Pfahles beeinträchtigen können, lassen sich oft nicht mit „low-strain“-Integritätsprüfungen feststellen, so dass andere Versuche wie Ultraschallprüfungen, Schwingungsversuche oder Kernentnahmen nötig sind, um die Herstellung zu überwachen.

8 Verankerungen

8.1 Allgemeines

8.1.1 Geltungsbereich

(1)P Dieser Abschnitt muss bei dem Entwurf, der Berechnung und der Bemessung von temporären und dauernden Verankerungen angewendet werden, um

- ein Stützbauwerk zu verankern,
- Böschungen, Einschnitte und Tunnel standsicher zu machen und
- die auf Tragwerke wirkenden Auftriebskräfte zu übertragen,

indem eine Zugkraft in eine tragfähige Boden- oder Felsformation eingeleitet wird.

(2)P Dieser Abschnitt ist anwendbar auf

- vorgespannte Anker, die aus dem Ankerkopf, einer freien Stahllänge und einer Verankerungslänge bestehen, die mittels Verpressung mit dem Untergrund kraftschlüssig verbunden ist und auf
- nicht vorgespannte Anker, die aus einem Ankerkopf, einer freien Stahllänge und einer Rückhaltekonstruktion, wie einem Verpresskörper als Krafteintragungslänge, einer Ankerplatte bzw. Ankerwand, einer Schraubverankerung oder einem Klemm- oder Haftkörper im Fels bestehen.

(3)P Dieser Abschnitt ist nicht auf Bodennägel anwendbar.

(4)P Für die Bemessung von Verankerungen mit Zugpfählen ist Abschnitt 7 anzuwenden.

8.1.2 Definitionen

8.1.2.1

Daueranker

Anker mit einer geplanten Lebensdauer von mehr als zwei Jahren

ANMERKUNG Die Definition ist EN 1537:1999 entnommen.

8.1.2.2

Kurzzeitanker

Anker mit einer geplanten Lebensdauer von weniger als zwei Jahren

ANMERKUNG Die Definition ist EN 1537:1999 entnommen.

8.1.2.3

Abnahmeprüfung

Belastungsprüfung vor Ort an jedem Anker zur Überprüfung der Einhaltung der Entwurfskriterien

8.1.2.4

Eignungsprüfung

Belastungsprüfung zur Bestätigung der Eignung einer gegebenen Ankerkonstruktion für gegebene Baugrundbedingungen

ANMERKUNG Die Definition ist EN 1537:1999 entnommen.

8.1.2.5

Untersuchungsprüfung

Belastungsprüfung zur Ermittlung des maximalen Herauszieh-Widerstands eines Ankers an der Baugrund-Verpresskörper-Fuge und der Eigenschaften des Ankers im Gebrauchslastbereich

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

ANMERKUNG Diese Definition ist EN 1537:1999 entnommen.

8.1.2.6

Krafteintragungslänge

planmäßige Länge eines Ankers, in der die Kraft über einen Verpresskörper auf den umgebenden Baugrund übertragen wird

ANMERKUNG Diese Definition ist EN 1537:1999 entnommen.

8.1.2.7

freie Stahllänge

Länge des Zuggliedes zwischen dem Ankerkopf und dem Anfang der Verankerungslänge des Zuggliedes

ANMERKUNG Die Definition ist EN 1537:1999 entnommen.

8.1.2.8

Verankerungslänge des Zuggliedes

Länge des Zuggliedes, die direkt mit dem Verpresskörper verbunden ist und die die aufgebrachte Zugkraft überträgt

ANMERKUNG Die Definition ist EN 1537:1999 entnommen.

8.2 Grenzzustände

(1)P Folgende Grenzzustände, sowohl einzeln als auch in Kombination, müssen bei Verankerungen nachgewiesen werden:

- Versagen des Zuggliedes oder Ankerkopfes infolge der aufgebrachten Spannungen;
- Verdrehung oder Korrosion des Ankerkopfes;
- bei Verpressankern: Versagen an der Kontaktfläche zwischen Verpresskörper und Boden;
- bei Verpressankern: Versagen des Verbundes zwischen Stahlzugglied und Verpresskörper;
- bei Ankerplatten bzw. Ankerwänden: Versagen oder ungenügender Widerstand der Ankerplatte bzw. Ankerwand;
- Verlust der Ankerkraft durch übermäßiges Nachgeben des Ankerkopfes oder durch Kriechen und Entspannung;
- Versagen oder übermäßige Verformung von Tragwerksteilen infolge der aufgebrachten Ankerkraft;
- Verlust der Gesamtstandsicherheit des verankerten Bodens samt Stützbauwerk;
- Wechselwirkung von Ankergruppen mit dem Untergrund und angrenzenden Bauwerken.

8.3 Bemessungssituationen und Einwirkungen

(1)P Bei der Auswahl der Bemessungssituationen muss Folgendes beachtet werden:

- alle Umstände während des Baus des Tragwerks;
- alle vorhersehbaren Umstände während der Lebensdauer des Tragwerks;
- alle in Frage kommenden, in 8.2 aufgelisteten Grenzzustände und ihre Kombinationen;

- die voraussichtlichen Grundwasserspiegel und die Wasserdrücke im gespannten Aquifer;
- die Folgen beim Bruch eines einzelnen Ankers;
- die Möglichkeit, dass die beim Vorspannen in den Anker eingeleiteten Kräfte (Ankerkraft) unter Umständen die für die Bemessung des Tragwerks erforderlichen Kräfte übersteigen.

(2)P Die Ankerkraft P muss bei der Bemessung des Ankers als ungünstige Einwirkung angesetzt werden.

8.4 Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung

(1)P Bei der Bemessung von Verankerungen und der Ausschreibung von Verankerungsarbeiten müssen negative Auswirkungen auf Bereiche außerhalb des Baugeländes einbezogen werden, wenn dort Ankerkräfte eingeleitet werden sollen.

(2)P Der Bereich des Untergrundes, in den Zugkräfte einzuleiten sind, muss in die Baugrunderkundung mit einbezogen werden.

(3)P Bei vorgespannten Verankerungen muss der Ankerkopf das Anspannen, die Prüflast und das Festlegen ermöglichen und, falls erforderlich, auch das Lösen, Entspannen und Wiederanspannen.

(4)P Bei allen Ankerarten muss der Ankerkopf so ausgelegt werden, dass er Richtungsabweichungen der Ankerkraft unter Berücksichtigung von EN 1537:1999, 6.3, aushält und in der Lage ist, sich Verformungen anzupassen, die während der Nutzungsdauer des Tragwerks auftreten können.

(5)P Wenn verschiedene Materialien in einer Verankerung kombiniert werden, müssen die Bemessungswerte der Festigkeiten so angesetzt werden, dass sie mit dem Verformungsverhalten verträglich sind.

(6)P Da die Wirksamkeit eines Verankerungssystems von seiner freien Länge abhängt, müssen folgende Anforderungen erfüllt werden:

- die Ankerkraft muss in so ausreichender Entfernung von der rückverhängten Bodenmasse in den Untergrund eingeleitet werden, dass die Standsicherheit dieser Masse nicht ungünstig beeinflusst wird;
- die Ankerkraft muss in den Untergrund so eingeleitet werden, dass sie von vorhandenen Fundamenten ausreichend weit entfernt ist, um ungünstige Rückwirkungen zu vermeiden;
- es müssen Maßnahmen getroffen werden, damit ungünstige Wechselwirkungen zwischen den Verankerungslängen nahe beieinanderliegender Anker vermieden werden.

(7) Ungünstige Wechselwirkungen zwischen Krafteintragungslängen von Ankern sollten, wenn möglich, durch einen Abstand der Krafteintragungslängen von nicht weniger als 1,5 m vermieden werden.

(8)P Es dürfen nur Ankersysteme eingesetzt werden, die durch Untersuchungsprüfungen (siehe EN 1537:1999) geprüft sind oder für die eine erfolgreiche vergleichbare Erfahrung sowohl hinsichtlich des Verhaltens als auch der Dauerhaftigkeit dokumentiert ist.

(9)P Das Zugglied muss üblicherweise so gerichtet sein, dass es sich bei Verformungen infolge des möglichen Bruchmechanismus selbst anspannt. Wenn das nicht möglich ist, müssen die ungünstigen Folgen bei der Bemessung berücksichtigt werden.

(10)P Bei Verpressankern und Schraubankern muss der charakteristische Wert $R_{a,k}$ des Herauszieh-Widerstands auf Grund von Eignungsprüfungen nach 8.7 oder vergleichbarer Erfahrung bestimmt werden. Der Bemessungswiderstand muss nach der Herstellung durch Abnahmeprüfungen überprüft werden.

(11)P Nach EN 1537:1999 muss das Verhalten der freien Stahllänge von vorgespannten Verankerungen kontrolliert werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(12)P Um zu erreichen, dass der Ankerwiderstand unter den Bedingungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit mit akzeptablen Ankerkopfbewegungen mobilisiert wird, muss eine ausreichende Festlegekraft angewendet werden.

(13)P Der Korrosionsschutz vorgespannter Anker muss EN 1537:1999, 6.9, entsprechen.

(14)P Der Korrosionsschutz von Rundstahlankern muss unter Berücksichtigung der Aggressivität des Untergrundes in der Umgebung geplant werden.

(15) Um Rundstahlanker gegen Korrosion zu schützen, sollten, wenn notwendig, geeignete Maßnahmen wie die Anwendung von Schutzschichten oder die Einrechnung eines Querschnittsverlustes gefordert werden.

8.5 Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

8.5.1 Bemessung der Anker

(1)P Der Bemessungswert $R_{a;d}$ des Herauszieh-Widerstands R_a muss die Grenzzustandsbedingung

$$P_d \leq R_{a;d} \quad (8.1)$$

erfüllen.

(2) Die Bemessungswerte des Herauszieh-Widerstands dürfen auf Grund der Ergebnisse von Ankerversuchen oder durch Berechnung bestimmt werden.

8.5.2 Bemessungswerte des Herauszieh-Widerstands auf Grund von Versuchsergebnissen

(1)P Der Bemessungswert des Herauszieh-Widerstands muss aus dem charakteristischen Wert mit der Gleichung

$$R_{a;d} = \frac{R_{a;k}}{\gamma_a} \quad (8.2)$$

abgeleitet werden.

ANMERKUNG Der Teilsicherheitsbeiwert γ_a berücksichtigt ungünstige Abweichungen des Herauszieh-Widerstands der Verankerung.

(2)P Die in A.3.3.4 (1)P definierten Teilsicherheitsbeiwerte γ_a sind in Gleichung (8.2) anzuwenden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die für ständige und vorübergehende Situationen empfohlenen Zahlenwerte sind in Tabelle A.12 angegeben.

(3) Die charakteristischen Werte sollten auf die Ergebnisse von Eignungsprüfungen durch Anwendung eines Streuungsfaktors ξ_a bezogen werden.

ANMERKUNG 8.5.2 (3) bezieht sich auf Ankerarten, bei denen nicht jeder Anker durch Abnahmeprüfungen geprüft wird. Falls ein Streuungsfaktor ξ_a angewendet wird, muss er auf Erfahrung beruhen oder im Nationalen Anhang angegeben werden.

8.5.3 Bemessungswerte des Herauszieh-Widerstands auf Grund von Berechnungen

(1)P Soweit zutreffend, müssen die Bemessungswerte des Herauszieh-Widerstands nach den Grundsätzen in 2.4.7 und 2.4.8 festgesetzt werden.

8.5.4 Bemessungswert des Materialwiderstands der Anker

(1)P Bei der inneren Bemessung der Anker muss folgende Ungleichung erfüllt werden:

$$R_{a;d} \leq R_{t;d} \quad (8.3)$$

(2)P Der Materialwiderstand $R_{t;d}$ der Anker muss nach den einschlägigen Bestimmungen in EN 1992, EN 1993 und EN 1537:1999 berechnet werden.

(3)P Wenn Anker durch Eignungsprüfungen geprüft werden, muss $R_{t;d}$ unter Berücksichtigung der Prüflast ermittelt werden (siehe EN 1537:1999, 9.5).

8.5.5 Bemessungswert der Ankerbeanspruchung

(1)P Der Bemessungswert P_d der Ankerbeanspruchung muss aus der Bemessung des Stützbauwerks als der größere Wert von

- der für das Stützbauwerk ermittelten Kraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit und, falls zutreffend,
 - der für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit des Stützbauwerks ermittelten Kraft
- abgeleitet werden.

8.6 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

(1)P Für die Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit des Stützbauwerks muss der Anker als Feder angesehen werden.

(2)P Bei vorgespannten Ankern (z. B. Verpressankern) muss die Feder als eine elastische, vorgespannte Feder angesehen werden.

(3) Die ungünstigste Kombination der kleinsten oder größten Ankersteifigkeit mit der geringsten oder größten Vorspannung sollte der Untersuchung der in 8.6 (2)P angegebenen Bemessungssituation zu Grunde gelegt werden.

(4) Die Ankerkraft im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sollte mit einem Modellfaktor versehen werden, um zu erreichen, dass der Ankerwiderstand ausreichend sicher ist.

ANMERKUNG Der Zahlenwert des Modellfaktors darf im Nationalen Anhang festgesetzt werden.

(5) Bei der Behandlung eines nicht vorgespannten Ankers als (nicht vorgespannte) Feder sollte seine Steifigkeit so angesetzt werden, dass die berechneten Verschiebungen der Stützkonstruktion zur Verschiebung und Dehnung des Ankers passen.

(6) Die Auswirkungen aller Verformungen auf angrenzende Fundamente, die auf Ankervorspannkraft zurückzuführen sind, sollten beachtet werden.

8.7 Eignungsprüfungen

(1)P Eignungsprüfungen müssen für Verpressanker, Schraubanker und Gebirgsanker vorgeschrieben werden. Die Versuchsdurchführung muss EN 1537:1999 entsprechen.

(2) Für alle voneinander unterschiedlichen Baugrund- und Tragwerksverhältnisse sollte eine Eignungsprüfung an mindestens drei Ankern durchgeführt werden, um den charakteristischen Herauszieh-Widerstand zu ermitteln.

(3)P Die Prüfkraft P_p bei der Eignungsprüfung von Verpressankern muss EN 1537:1999 entsprechen.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(4) Bis ein spezieller Test für Schraubanker und Gebirgsanker zur Verfügung steht, sollten deren Eignungsprüfungen nach dem gleichen Schema durchgeführt werden, das laut EN 1537:1999 für Verpressanker vorgesehen ist.

8.8 Abnahmeprüfungen

(1)P Vor ihrer Festsetzung und ehe sie in Aktion treten, müssen alle Verpressanker durch Abnahmeprüfungen kontrolliert werden.

(2)P Das Verfahren der Abnahmeversuche muss den in EN 1537:1999 genannten Regeln für Verpressanker entsprechen.

(3) Wo sich Ankerlagen mit ihren Krafteintragungslängen in Abständen von weniger als 1,5 m kreuzen, sollte nach dem Festlegen, wenigstens als Stichprobe, ein Kontrollversuch vorgenommen werden.

8.9 Bauüberwachung und Kontrollmessungen

(1)P Die Bauüberwachung und Kontrollmessungen müssen, soweit zutreffend, den in Abschnitt 4 dieser Norm und den in EN 1537:1999, 9.10 und 9.11, angegebenen Regeln folgen.

9 Stützbauwerke

9.1 Allgemeines

9.1.1 Geltungsbereich

(1)P Die Vorgaben dieses Abschnitts beziehen sich auf Tragwerke, die einen Untergrund abstützen, der Boden, Fels oder Hinterfüllung und Wasser enthält. Ein Material ist gestützt, wenn es in steilerer Neigung gehalten wird als die, unter der es sich ohne ein stützendes Tragwerk einstellen würde. Stützbauwerke umfassen alle Arten von Wänden oder Stützsystemen, bei denen Bauteile durch Kräfte aus dem gestützten Material beansprucht werden.

(2)P Der Druck durch in einem Silo gespeichertes körniges Material muss nach EN 1991-4 berechnet werden.

9.1.2 Definitionen

(1) Bei der Bemessung von Stützbauwerken sollten folgende drei Hauptarten unterschieden werden:

9.1.2.1

Gewichtsstützwände

Wände aus Stein oder Beton oder Stahlbeton auf einem Fundament, mit oder ohne Sporn, Fuß oder Stützpfeiler. Das Wandgewicht selbst, gegebenenfalls einschließlich stabilisierender Boden-, Fels- oder Hinterfüllungsmassen, spielt bei der Stützwirkung eine wesentliche Rolle. Beispiele sind Gewichtsstützwände aus Beton mit konstanter oder variabler Dicke, Winkelstützwände, Widerlagerwände

9.1.2.2

im Boden einbindende Wände

relativ dünne Wände aus Stahl, Stahlbeton oder Holz, die durch Verankerungen, Steifen und/oder den Erdwiderstand gestützt werden. Die Biegesteifigkeit solcher Wände spielt bei der Stützwirkung eine wesentliche Rolle, während das Wandgewicht ohne große Bedeutung ist. Beispiele sind eingespannte Stahlspundwände, verankerte oder ausgesteifte Stahl- oder Betonspundwände, Schlitzwände

9.1.2.3

zusammengesetzte Stützkonstruktionen

Wände, die sich aus Elementen der vorgenannten beiden Arten zusammensetzen. Es gibt eine große Vielfalt derartiger Konstruktionen, und Beispiele dafür sind Kastenfangedämme, durch Anker, Geokunststoffe oder Injektionen bewehrte Erdbauwerke, Tragwerke mit mehreren Lagen von Bodenankern oder Bodennägeln

9.2 Grenzzustände

(1)P Eine Liste der zu untersuchenden Grenzzustände muss aufgestellt werden. Mindestens folgende Grenzzustände müssen für alle Arten von Stützbauwerken untersucht werden:

- Gesamtstandsicherheit;
- Versagen eines Bauteils, z. B. einer Wand, einer Verankerung, eines Gurtes oder einer Steife, oder Bruch der Anschlüsse zwischen derartigen Bauteilen;
- gemeinsames Versagen des Baugrunds und des Bauteils;
- hydraulischer Grundbruch und Piping;
- Nachgeben des Stützbauwerks, so dass es zum Einsturz kommt oder dass das Erscheinungsbild die uneingeschränkte Nutzung des Bauwerks, angrenzende Bauwerke oder Leitungen, die davon abhängen, beeinträchtigt werden;

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

- unzulässige Leckagen durch die Wand oder unter dieser;
- unzulässige Bodenausspülungen durch die Wand oder unter dieser;
- unzulässige Veränderungen der Grundwasserverhältnisse.

(2)P Zusätzlich müssen folgende Grenzzustände bei Gewichtsstützwänden und zusammengesetzten Stützkonstruktionen nachgewiesen werden:

- Grundbruch des Bodens unter dem Fundament;
- Gleitversagen in der Sohlfläche;
- Kippen;

und bei in Boden einbindenden Wänden:

- Versagen der Wand oder von Teilen durch Drehung oder Verschiebung;
- Versagen durch fehlendes vertikales Gleichgewicht.

(3)P Soweit zutreffend, müssen Kombinationen der vorgenannten Grenzzustände bei allen Arten von Stützbauwerken in die Nachweise einbezogen werden.

(4) Der Entwurf von Gewichtsstützwänden erfordert oft Lösungsansätze, wie sie auch beim Entwurf von Flächengründungen, Verkehrsdämmen und Böschungen auftreten. Beim Nachweis der Grenzzustände sollten daher die Grundsätze des Abschnitts 6 in geeigneter Weise angewendet werden. Besonders zu beachten ist das Versagen durch einen Grundbruch unter der Bauwerkssohle bei Einwirkungen mit großen Exzentrizitäten und Neigungswinkeln (siehe 6.5.4).

9.3 Einwirkungen, geometrische Angaben und Bemessungssituationen

9.3.1 Einwirkungen

9.3.1.1 Grundlegende Einwirkungen

(1) Die in 2.4.2 (4) zusammengestellten Einwirkungen sollten berücksichtigt werden.

9.3.1.2 Gewicht der Hinterfüllung

(1)P Bemessungswerte für die Wichte des Hinterfüllungsmaterials müssen in Kenntnis des verfügbaren Materials abgeschätzt werden. Im Geotechnischen Entwurfsbericht muss angegeben werden, welche Kontrollen während der Bauausführung vorzunehmen sind, um zu erreichen, dass die tatsächlichen Werte nicht ungünstiger sind als die bei der Bemessung angesetzt.

9.3.1.3 Auflasten

(1)P Bei der Bestimmung der Bemessungswerte von Auflasten müssen die an der Oberfläche oder in Oberflächennähe vorhandenen Nachbargebäude, geparkte oder fahrende Fahrzeuge oder Kräne, gelagertes Schüttmaterial, Waren, Container usw. berücksichtigt werden.

(2) Mit Sorgfalt sollte in Fällen wiederholter Auflast wie etwa bei Kranschienen auf einer Kaimauer vorgegangen werden. Die von solchen Auflasten verursachten Drücke können beträchtlich diejenigen übersteigen, die bei der ersten Belastung auftreten oder die sich aus einer statischen Belastung gleicher Größe herleiten.

9.3.1.4 Wassergewicht

(1)P Die Bemessungswerte für die Wichte des Wassers müssen wiedergeben, ob es sich um Süßwasser, Salzwasser oder Wasser handelt, das mit Chemikalien oder Verunreinigungen in einem Umfang belastet ist, der eine Anpassung des üblichen Wertes erfordert.

9.3.1.5 Wellen- und Eiskräfte

(1)P Bemessungswerte für die durch reflektierte Wellen erzeugten Kräfte oder Eisdruckkräfte müssen auf Grund örtlich verfügbarer Daten der klimatischen und hydraulischen Bedingungen gewählt werden.

(2)P Bei den Bemessungswerten für die von einer Eisscholle verursachten statischen Kräfte muss Folgendes berücksichtigt werden:

- die Ausgangstemperatur vor der Erwärmung des Eises;
- der Temperaturanstieg;
- die Dicke der Eisscholle.

9.3.1.6 Strömungskräfte

(1)P Bei Strömungskräften infolge unterschiedlicher Grundwasserspiegel hinter und vor einem Stützbauwerk muss beachtet werden, dass sie den Erddruck hinter dem Bauwerk verändern und den Erdwiderstand davor verringern können.

9.3.1.7 Stoßkräfte

(1) Bei der Bestimmung der Bemessungswerte für Stoßkräfte, beispielsweise durch Wellen, Eisschollen oder Fahrzeuge, darf die von den zusammenstoßenden Massen oder von Leitschutzeinrichtungen absorbierte Energie berücksichtigt werden, wie z. B. durch Fender oder Leiteinrichtungen.

(2) Bei seitlichen Stößen auf Stützwände sollte die erhöhte Steifigkeit des gestützten Bodens berücksichtigt werden.

(3) Die Gefahr, dass durch einen seitlichen Stoß auf einbindende Wände eine Verflüssigung auftritt, sollte untersucht werden.

(4)P Die Stoßkraft einer Eisscholle beim Anprall an ein Stützbauwerk muss unter Berücksichtigung der Druckfestigkeit des Eises und der Schollendicke berechnet werden. Salzgehalt und Homogenität des Eises müssen bei der Berechnung der Druckfestigkeit berücksichtigt werden.

9.3.1.8 Temperaturwirkungen

(1)P Bei der Planung von Stützbauwerken müssen die zeitlichen und räumlichen Wirkungen ungewöhnlicher Temperaturänderungen in Rechnung gestellt werden.

(2) Derartige Wirkungen sollten besonders bei der Bestimmung von Steifen- und Stützkräften beachtet werden.

(3) Wenn Brandwirkungen untersucht werden, sollten die materialspezifischen Eurocodes mit den Teilen herangezogen werden, die sich mit dem konstruktiven Brandschutz befassen.

(4)P Um zu verhindern, dass sich im Boden hinter dem Stützbauwerk Eislinsen bilden, müssen besondere Vorkehrungen, wie beispielsweise die Wahl geeigneten Hinterfüllungsmaterials, Drainage oder Dämmung, getroffen werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

9.3.2 Geometrische Vorgaben

9.3.2.1 Grundlegende Werte

(1)P Bemessungswerte für geometrische Vorgaben müssen nach den in 2.4.6.3 angegebenen Grundsätzen abgeleitet werden.

9.3.2.2 Geländeoberfläche

(1)P Bei den Bemessungswerten für die Geometrie des gestützten Materials muss die Unregelmäßigkeit der tatsächlichen Geländehöhen in Rechnung gestellt werden. Die Bemessungswerte müssen auch einen vorhersehbaren Aushub oder mögliche Kolke vor dem Stützbauwerk berücksichtigen.

(2) Bei Nachweisen des Grenzzustands der Tragfähigkeit, bei denen die Standsicherheit eines Stützbauwerks vom Erdwiderstand vor dem Tragwerk abhängt, sollte die Oberfläche des dazu herangezogenen Bodens um ein Maß Δa unter den erwarteten Nennwert abgesenkt werden. Bei der Wahl des Wertes Δa sollte berücksichtigt werden, in welchem Umfang von einer örtlichen Kontrolle der Geländeoberfläche ausgegangen werden kann. Unter normalen Umständen sollten folgende Werte angesetzt werden:

- bei einer nicht gestützten, im Boden eingespannten Wand sollte Δa gleich 10 % der Wandhöhe oberhalb der Aushubsohle betragen, begrenzt auf maximal 0,5 m;
- bei einer gestützten Wand sollte Δa gleich 10 % des Abstandes zwischen unterster Stützung und Aushubsohle sein, begrenzt auf maximal 0,5 m.

(3) Kleinere Werte von Δa bis zu $\Delta a = 0$ dürfen angesetzt werden, wenn eine zuverlässige Kontrolle der Sohlentiefe während der in Frage kommenden Bemessungssituation vorgeschrieben ist.

(4) Größere Werte von Δa sollten angesetzt werden, wenn die Geländehöhe besonders unsicher ist.

9.3.2.3 Wasserstände

(1)P Die Wahl der Bemessungs- oder charakteristischen Werte für die freien und gespannten Wasserspiegelhöhen muss auf der Grundlage der hydraulischen und hydrogeologischen Verhältnisse vor Ort erfolgen.

(2)P Die Folgen der veränderlichen Durchlässigkeit auf die Grundwasserverhältnisse müssen berücksichtigt werden.

(3)P Die Möglichkeit ungünstiger Wasserdrücke durch Sperrschichten oder artesisch gespannte Wasserspiegel muss berücksichtigt werden.

9.3.3 Bemessungssituationen

(1)P Folgende Punkte müssen beachtet werden:

- die räumliche Veränderlichkeit der Baugrundeigenschaften, Wasserstände und Porenwasserdrücke;
- die voraussichtliche zeitliche Veränderung der Baugrundeigenschaften, Wasserstände und Porenwasserdrücke;
- Veränderungen bei den Einwirkungen und in der Art ihres Zusammenwirkens;
- Aushub, Kolk oder Erosion vor dem Stützbauwerk;
- Verdichtungswirkungen beim Hinterfüllen des Stützbauwerks;

- die Auswirkungen voraussichtlicher künftiger Konstruktionen sowie Be- und Entlastungen auf oder nahe dem gestützten Material;
 - voraussichtliche Bewegungen im Untergrund, beispielsweise infolge von Sackungen, Frostwirkungen.
- (2) Bei Uferbauwerken braucht eine gleichzeitige Einwirkung durch Wellen und Eis an der gleichen Stelle nicht angesetzt zu werden.

9.4 Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung

9.4.1 Allgemeines

(1)P Mit den in 2.4.7 und 2.4.8 beschriebenen Verfahren müssen die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden.

(2)P Es muss gezeigt werden, dass für die angenommenen Druckverteilungen und die Einwirkungen auf die Wand vertikales Gleichgewicht besteht.

(3) Der Nachweis des vertikalen Gleichgewichts darf dadurch erreicht werden, dass die Kennwerte der Wandreibung reduziert werden.

(4) So weit wie möglich, sollten Stützwände so gestaltet werden, dass sich ein Grenzzustand deutlich ankündigt. Der Entwurf sollte Schutz gegen einen Spröbruch bieten, z. B. einen plötzlichen Einsturz ohne auffallende vorausgehende Verformungen.

(5) Bei vielen Tragwerken zur Bodenabstützung sollte ein kritischer Grenzzustand berücksichtigt werden, bei dem sich die Wand so weit verschoben hat, dass an nahe stehenden Gebäuden oder Leitungen Schäden auftreten. Obwohl ein Einsturz der Wand möglicherweise nicht droht, kann für die abgestützten Konstruktionen das Ausmaß der Beschädigung beträchtlich über einen Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit hinausgehen.

(6) Die in dieser Norm empfohlenen Bemessungsverfahren und Teilsicherheitswerte reichen in der Regel aus, einen Grenzzustand der Tragfähigkeit auch in Nachbargebäuden zu vermeiden, vorausgesetzt, dass die betroffenen Bodenbereiche eine mindestens mitteldichte Lagerung oder eine feste Konsistenz haben und dass sachgemäße Bauverfahren und Bauabläufe angewendet werden. Besondere Beachtung sollten allerdings bestimmte hoch vorbelastete Tonsedimente erfahren, bei denen große horizontale Ruhedruckspannungen erhebliche Bewegungen in einem weiten Bereich um die Baugrube auslösen können.

(7) Die Komplexität der Wechselwirkung zwischen Baugrund und Stützbauwerk erschwert es in bestimmten Fällen, ein Stützbauwerk im Einzelnen zu planen, ehe die tatsächliche Ausführung beginnt. In einem solchen Fall sollte die Beobachtungsmethode bei der Planung in Betracht gezogen werden (siehe 2.7).

(8)P Soweit zutreffend, müssen bei der Planung von Stützbauwerken folgende Punkte berücksichtigt werden:

- die Begleitumstände der Bauausführung einschließlich
 - Vorhaltung vorübergehender Abstützung der Baugrubenwände,
 - Veränderungen der Eigenspannungen und der daraus sich ergebenden Bewegungen des Bodens beim Einbau der Wand,
 - Störungen des Bodens bei Ramm- oder Bohrarbeiten,
 - Zufahrtsmöglichkeit für den Baubetrieb;
- der geforderte Grad an Wasserdichtigkeit der fertig gestellten Wand;

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

- die Ausführbarkeit einer wasserdichten Einbindung einer Wand in eine Sperrschicht; anstatt der Berücksichtigung einer Unterströmung ist das Gleichgewicht der Wand unter Einfluss des hydrostatischen Wasserdrucks zu untersuchen;
- die Ausführbarkeit von Ankern im angrenzenden Untergrund;
- die Ausführbarkeit von Aushubarbeiten zwischen Aussteifungen der Stützwände;
- die Eignung der Wand zur Abtragung vertikaler Lasten;
- die Duktilität von Konstruktionselementen;
- Zugänglichkeit für die Erhaltung der Wand und eventueller damit verbundener Entwässerungsmaßnahmen;
- Erscheinungsbild und Dauerhaftigkeit der Wand und eventueller Verankerungen;
- bei Spundwänden ein ausreichend steifer Querschnitt für die Rammung bis zur vorgesehenen Tiefe ohne Schlosssprengung;
- die Standsicherheit von Bohrlöchern oder Wandschlitzten, solange sie offen sind;
- bei Auffüllungen die Art des verfügbaren Materials und die zur Verdichtung neben der Wand angewendeten Verfahren entsprechend 5.3.

9.4.2 Dränsysteme

(1)P Wenn Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit des geplanten Tragwerks vom erfolgreichen Funktionieren eines Entwässerungssystems abhängen, sind die Folgen seines Versagens hinsichtlich Sicherheit und Reparaturaufwand zu bedenken. Eine der folgenden Vorkehrungen (oder eine Kombination von ihnen) ist anzuwenden:

- ein Wartungsprogramm für das Entwässerungssystem muss gefordert und die entsprechende Zugänglichkeit eingeplant werden;
- sowohl durch vergleichbare Erfahrung als auch durch Regelung ausreichender Abflussverhältnisse muss gezeigt werden, dass die Dränung ihre Funktion sachgemäß ohne Wartung erfüllen wird.

(2) Die Mengen, Drücke und gegebenenfalls chemischen Bestandteile aller abzuführenden Wasserzuflüsse sollten berücksichtigt werden.

9.5 Erddruckermittlung

9.5.1 Allgemeines

(1)P Bei der Erddruckermittlung müssen die zulässige Art und Größe der Bewegung und Verformung berücksichtigt werden, die im untersuchten Grenzzustand auftreten können.

(2) Im folgenden Kontext sollte das Wort „Erddruck“ auch den totalen Erddruck weicher und verwitterter Gesteine bezeichnen und den Grundwasserdruck mit einschließen.

(3)P Bei der Berechnung der Größe von Erddrücken und der sich daraus ergebenden Kraftrichtung müssen in Rechnung gestellt werden:

- Belastung und Neigung der Geländeoberfläche;
- Wandneigung gegen die Senkrechte;

- Wasserspiegel und Strömungskräfte im Untergrund;
 - Größe und Richtung der Wandbewegung relativ zum Boden;
 - waagerechtes wie auch senkrechtes Gleichgewicht der gesamten Stützkonstruktion;
 - Scherfestigkeit und Wichte des Bodens;
 - Steifigkeit der Wand und des Stützsystems;
 - Wandrauigkeit.
- (4) Der Betrag der mobilisierten Wandreibung und Adhäsion sollte als Funktion
- der Scherparameter des Bodens,
 - der Reibungseigenschaften des Wandrückens,
 - der Richtung und Größe der Wandbewegung relativ zum Boden und
 - der Fähigkeit der Wand, alle aus der Wandreibung und Adhäsion herrührenden Vertikalkräfte abzutragen,
- ermittelt werden.
- (5) Die Scherspannung, die an der Grenzfläche zwischen Wand und Boden mobilisiert werden kann, sollte durch den Wandreibungswinkel δ ausgedrückt werden.
- (6) Bei Betonwänden oder Spundwänden, die Sand oder Kies abstützen, darf als Kenngröße der Kontaktfläche zwischen Wand und Boden $\delta_i = k \times \varphi_{cv,d}$ angenommen werden. k sollte bei vorgefertigten Beton- oder Stahlspundwänden nicht größer als 2/3 sein.
- (7) Wenn gegen den Boden betoniert wird, darf $k = 1,0$ angenommen werden.
- (8) Bei Stahlspundwänden in Tonboden sollte für den undränierten Zustand unmittelbar nach dem Rammen kein Widerstand durch Adhäsion oder Reibung angenommen werden. Entsprechende Zunahmen dieser Werte können eine bestimmte Zeit in Anspruch nehmen, um wirksam zu werden.
- (9)P Die Größe der Erddrücke und die daraus resultierenden Kraftrichtungen müssen nach dem gewählten Nachweisverfahren (siehe 2.4.7.3) und für den untersuchten Grenzzustand berechnet werden.
- (10) Die Größe des Erddrucks in einem Grenzzustand der Tragfähigkeit unterscheidet sich generell von jener im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Diese beiden Werte ergeben sich aus zwei grundsätzlich verschiedenen Berechnungen. Wenn daher der Erddruck als Einwirkung ausgedrückt wird, kann er nicht nur einen einzigen charakteristischen Wert haben.
- (11)P Bei Stützbauwerken gegen Fels müssen Berechnungen der Drücke die Auswirkungen von Diskontinuitäten besonders im Hinblick auf ihre Orientierung, ihren Abstand, ihre Öffnungsweite, Rauigkeit und die mechanischen Merkmale aller Kluftfüllungen berücksichtigen.
- (12)P Bei der Berechnung der Drücke auf die Stützkonstruktion müssen alle Schwellpotentiale des Untergrundes beachtet werden.

9.5.2 Werte des Erdruhedrucks

- (1)P Wenn keine Relativbewegung der Wand gegen den Boden stattfindet, muss der Erddruck für den Ruhespannungszustand berechnet werden. Die Ermittlung muss der Spannungsgeschichte des Untergrundes Rechnung tragen.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(2) Ein Ruhezustand sollte in der Regel im Untergrund hinter einer Stützwand vorausgesetzt werden, wenn die Bewegung des Tragwerks im normalkonsolidierten Boden weniger als $5 \times 10^{-4} \times h$ beträgt.

(3) Bei waagerechtem Gelände sollte der Ruhedruckbeiwert K_0 mittels

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \times \sqrt{\text{OCR}} \quad (9.1)$$

bestimmt werden. Die Gleichung sollte nicht bei sehr hohen Werten von OCR angewendet werden.

(4) Wenn das Gelände von der Wand aus unter $\beta \leq \varphi'$ nach oben ansteigt, sollte die waagerechte Komponente $\sigma'_{h,0}$ des wirksamen Erddrucks aus dem wirksamen Überlagerungsdruck q' mit dem Ruhedruckbeiwert $K_{0;\beta}$ aus

$$K_{0;\beta} = K_0 \times (1 + \sin \beta) \quad (9.2)$$

berechnet werden. Die Richtung der Erddruckkraft sollte dann parallel zur Geländeoberfläche angenommen werden.

9.5.3 Grenzwerte des Erddrucks

(1)P Grenzwerte des Erddrucks müssen unter Berücksichtigung der Relativbewegung von Boden und Wand im Bruchzustand und für die zugehörige Gleitfläche berechnet werden.

(2) Bei großen Reibungswinkeln und Wandreibungswinkeln δ kann die Erddruckberechnung mit geraden Gleitflächen von derjenigen mit gekrümmten Gleitflächen deutlich abweichen und führt dann zu auf der unsicheren Seite liegenden Ergebnissen.

ANMERKUNG Anhang C gibt einige Werte von Relativbewegungen an, die zu Grenzwerten von Erddrücken führen.

(3) In Fällen, in denen dem Stützbauwerk durch Steifen, Anker oder ähnliche Bauelemente kinematische Zwänge aufgeprägt werden, sollte beachtet werden, dass die Grenzwerte des aktiven und passiven Erddrucks und ihre Verteilungen möglicherweise nicht die ungünstigsten sind.

9.5.4 Zwischenwerte des Erddrucks

(1)P Zwischenwerte des Erddrucks treten auf, wenn die Wandbewegungen nicht ausreichen, um die Grenzwerte zu erreichen. Bei der Ermittlung der Zwischenwerte des Erddrucks müssen die Größe der Wandbewegung und ihre Richtung relativ zum Boden in Rechnung gestellt werden.

ANMERKUNG Anhang C enthält in Bild C.3 ein Diagramm, das zur Ermittlung des mobilisierten Erdwiderstands verwendet werden kann.

(2) Die Zwischenwerte von Erddrücken können beispielsweise mit verschiedenen empirischen Regeln, Bettungsmodulverfahren oder FE-Methoden berechnet werden.

9.5.5 Verdichtungswirkung

(1)P Bei der Ermittlung des Erddrucks aus der Hinterfüllung einer Wand müssen die durch Verfüllung und die angewandten Verdichtungsverfahren verursachten Zusatzdrücke erfasst werden.

ANMERKUNG Messungen zeigen, dass derartige Zusatzdrücke von der aufgewendeten Verdichtungsenergie, der Schüttlagendicke und dem Fahrschema des Verdichtungsgerätes abhängen. Horizontaldrücke gegen die Wand aus einer Schüttlage werden möglicherweise reduziert, wenn die nächste Lage aufgebracht und verdichtet wird. Nach Abschluss der Hinterfüllung wirkt der Zusatzerddruck in der Regel nur im oberen Wandbereich.

(2)P Geeignete Verdichtungsverfahren müssen vorgegeben werden, um übermäßige Zusatzerddrücke zu vermeiden, die zu unerwünschten Bewegungen führen können.

9.6 Wasserdrücke

(1)P Bei der Bestimmung der charakteristischen und der Bemessungswerte der Wasserdrücke müssen die Wasserstände über und unter der Geländeoberfläche berücksichtigt werden.

(2)P Zur Erfassung der in 9.4.1 (5) angegebenen möglichen Risiken müssen nach 2.4.5.3 und 2.4.6.1 bei den Nachweisen der Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit die Wasserdrücke in Einwirkungskombinationen angesetzt werden.

(3) Bei Tragwerken, die einen Boden von mittlerer oder geringer Durchlässigkeit (Schluffe und Tone) stützen, sollten in der Regel Wasserdrücke auf die Wand angesetzt werden. Sofern nicht ein zuverlässiges Dränsystem vorgesehen (siehe 9.4.2 (1)P) oder das Einsickern verhindert wird, sollten in der Regel Wasserdruckhöhen bis zur Oberfläche der Hinterfüllung angesetzt werden.

(4)P Wenn plötzliche Wasserspiegeländerungen im offenen Wasser möglich sind, müssen sowohl der stationäre Zustand unmittelbar nach der Änderung als auch der stationäre Zustand untersucht werden.

(5)P Wenn keine besonderen Maßnahmen zur Dränung oder Verhütung von Zuflüssen vorgesehen sind, müssen die möglichen Auswirkungen von wassergefüllten Zug- oder Schrumpfrissen in Betracht gezogen werden.

9.7 Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

9.7.1 Allgemeines

(1)P Die Bemessung von Stützbauwerken muss für den Grenzzustand der Tragfähigkeit mit den Bemessungswerten der Einwirkungen oder Beanspruchungen und der Widerstände für die in 9.3.3 verlangten, für diesen Fall geeigneten Bemessungssituationen durchgeführt werden.

(2)P Alle relevanten Arten des Versagens müssen berücksichtigt werden. Sie umfassen mindestens die in den Bildern 9.1 bis 9.6 dargestellten Systeme für die am häufigsten eingesetzten Stützungen.

(3)P Die rechnerischen Nachweise für Grenzzustände der Tragfähigkeit müssen zeigen, dass bei Ansatz der Bemessungseinwirkungen oder -beanspruchungen und der Bemessungsfestigkeiten oder -widerstände nach 2.4 Gleichgewicht gewahrt ist. Bei der Festlegung der Bemessungswerte der Festigkeit bzw. der Widerstände muss auf die Verträglichkeit der Verformungen geachtet werden.

(4)P Für die Bemessungswerte der Festigkeit des Bodens bzw. seines Widerstands müssen obere oder untere Bemessungswerte angesetzt werden, je nachdem welche ungünstiger sind.

(5) Berechnungsverfahren, bei denen die Umverteilung des Erddrucks entsprechend den Relativverschiebungen und Steifigkeiten des Bodens und der Bauteile angewendet wird, sind zulässig.

(6)P Bei feinkörnigen Bodenarten müssen sowohl das Kurzzeit- als auch das Langzeitverhalten berücksichtigt werden.

(7)P Bei Wänden, die Wasserdruckunterschieden ausgesetzt sind, muss die Sicherheit gegen ein Versagen durch hydraulischen Grundbruch oder Piping nachgewiesen werden.

9.7.2 Gesamtstandsicherheit

(1)P Die in Abschnitt 11 genannten Grundsätze müssen in geeigneter Weise angewendet werden, um zu zeigen, dass kein Verlust der Gesamtstandsicherheit eintritt und die zugehörigen Verformungen genügend klein bleiben.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(2) Mindestens die in Bild 9.1 gezeigten Formen des Versagens sollten untersucht werden, wobei, falls das eine Rolle spielt, ein progressiver Bruch und eine Verflüssigung einbezogen werden sollten.

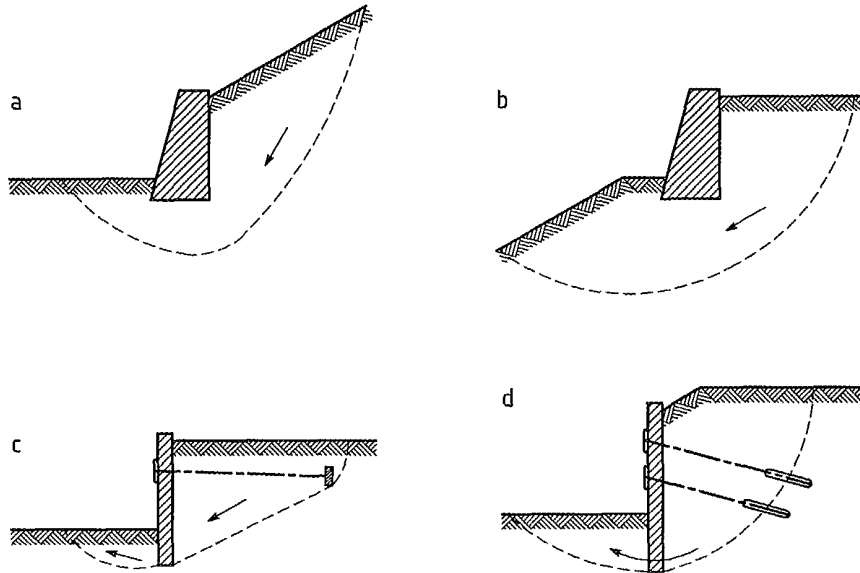


Bild 9.1 — Beispiele für Grenzzustände durch Verlust der Gesamtstandsicherheit bei Stützbauwerken

9.7.3 Fundamentversagen bei Gewichtsstützwänden

(1)P Die in Abschnitt 6 genannten Grundsätze müssen in geeigneter Weise angewendet werden, um zu zeigen, dass ein Fundamentversagen ausreichend unwahrscheinlich ist und dass die Verformungen hinnehmbar sein werden. Sowohl Grundbruch als auch Gleiten müssen nachgewiesen werden.

(2) Mindestens die in Bild 9.2 gezeigten Formen des Versagens sollten untersucht werden.

Horizontaal

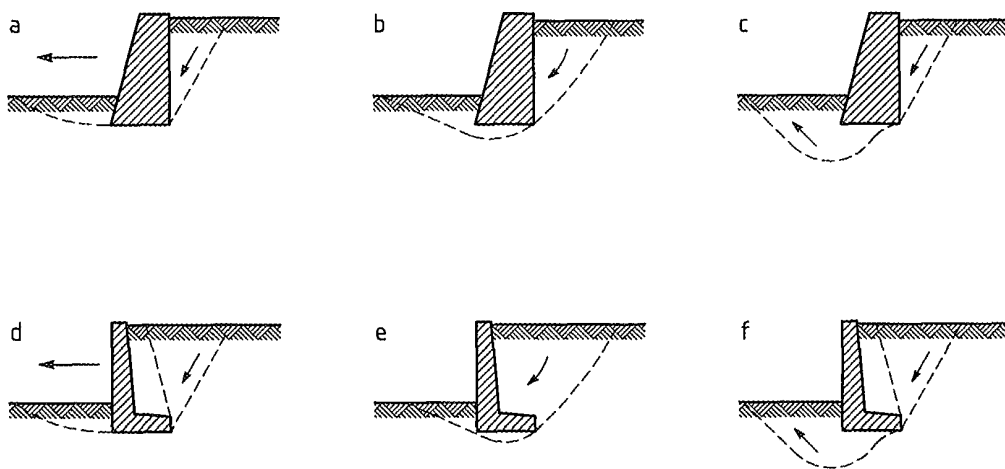
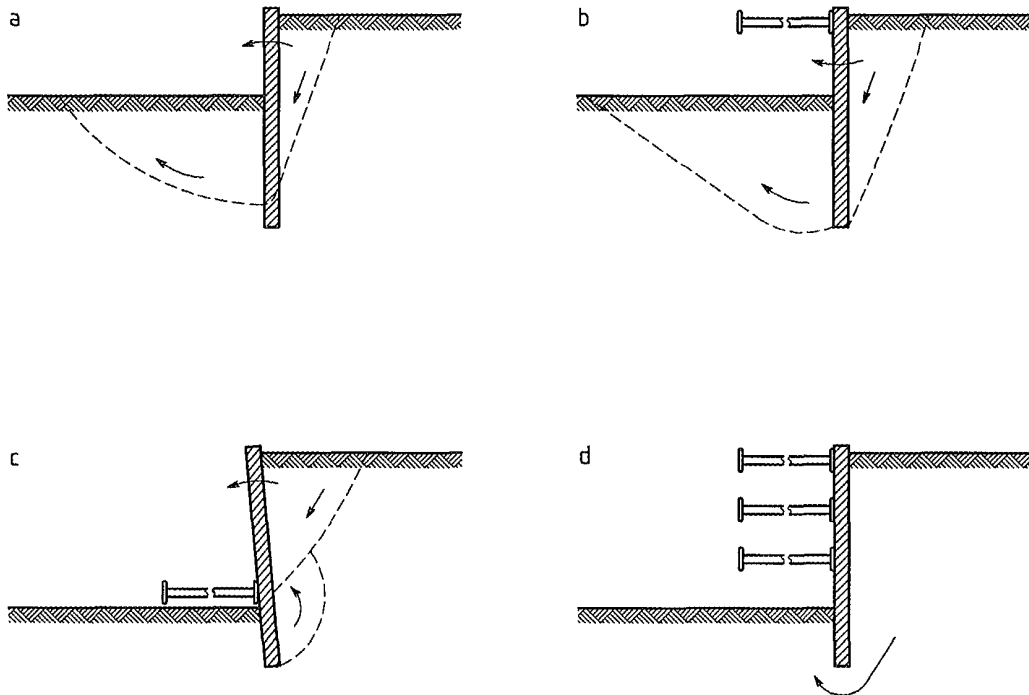


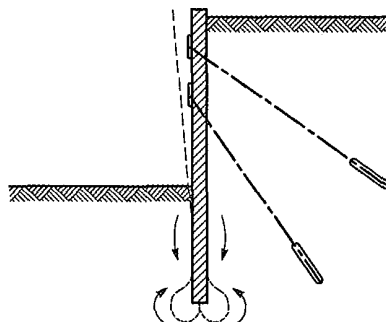
Bild 9.2 — Beispiele für ein Fundamentversagen bei Gewichtsstützwänden

9.7.4 Versagen bodengestützter Wände durch Drehung

- (1)P Durch Gleichgewichtsuntersuchungen muss nachgewiesen werden, dass bodengestützte Wände ausreichend tief im Boden einbinden, um ein Versagen durch Drehung zu verhüten.
- (2) Mindestens die in Bild 9.3 gezeigten Formen des Versagens sollten untersucht werden.
- (3)P Die Bemessungswerte für Größe und Richtung der Wandschubspannung müssen zu den vertikalen Relativverschiebungen entsprechen, die in der Bemessungssituation auftreten können.

**Bild 9.3 — Beispiele für das Versagen von bodengestützten Wänden****9.7.5 Versagen bodengestützter Wände durch Vertikalbewegung**

- (1)P Es muss nachgewiesen werden, dass bei Ansatz der Bemessungswerte der Scherparameter des Bodens und der Vertikalkräfte auf die Wand Gleichgewicht in vertikaler Richtung besteht.
- (2) Mindestens das in Bild 9.4 dargestellte Versagen sollte untersucht werden.

**Bild 9.4 — Beispiel für das Versagen einer bodengestützten Wand durch Vertikalbewegung**

DIN EN 1997-1:2009-09**DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)**

(3)P Wenn die Vertikalverschiebung der Wand untersucht wird, müssen bei diesem Nachweis obere Bemessungswerte für Vorspannkkräfte angesetzt werden, wie sie durch die Vertikalkomponente von Ankerkräften verursacht werden.

(4)P Die Bemessungswerte für Größe und Richtung der Wandschubspannung müssen mit der Erfüllung des Vertikalkraft- und Momentengleichgewichts in Einklang stehen.

(5)P Wenn die Wand als Fundament für ein Tragwerk dient, ist das vertikale Gleichgewicht nach den Grundsätzen des Abschnitts 7 nachzuweisen.

9.7.6 Innere Bemessung von Stützbauwerken

(1)P Bei Stützbauwerken einschließlich ihrer Auflager wie Anker oder Steifen muss nach 2.4 und EN 1992, EN 1993, EN 1995 und EN 1996 nachgewiesen werden, dass kein inneres Versagen eintritt.

(2) Mindestens die in Bild 9.5 dargestellten Formen des Versagens sollten nachgewiesen werden.

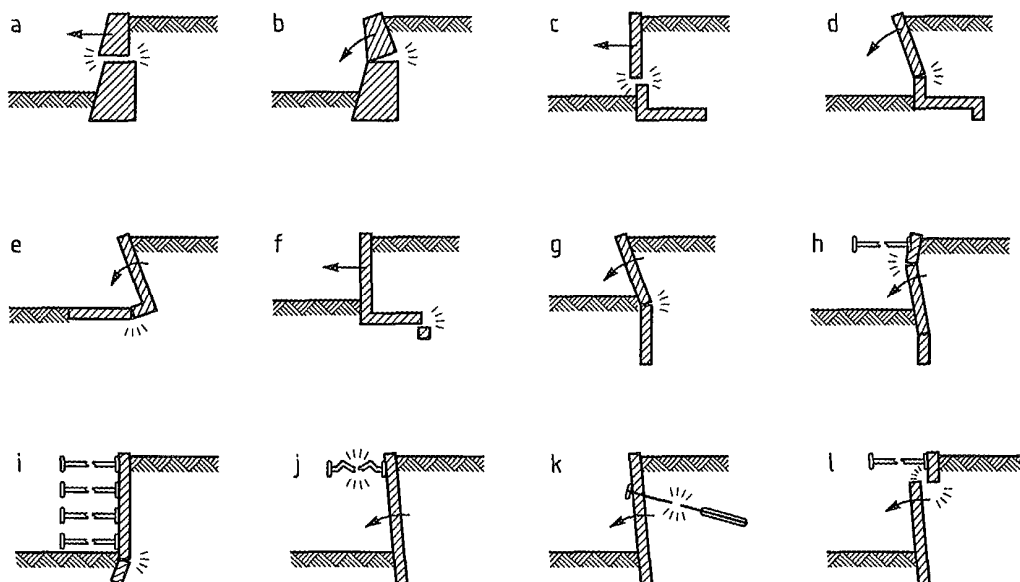


Bild 9.5 — Beispiele für inneres Versagen bei Stützbauwerken

(3)P Bei allen Grenzzuständen der Tragfähigkeit muss nachgewiesen werden, dass die erforderlichen Festigkeiten mit verträglichen Verformungen im Untergrund und im Tragwerk mobilisiert werden können.

(4) Bei Bauteilen sollte die verformungsbedingte Festigkeitsabnahme infolge von Effekten wie Rissen unbewehrter Querschnitte, großer Verdrehungen bei plastischen Gelenken oder Ausbeulen von Stahlquerschnitten nach EN 1992 bis EN 1996 und EN 1999 berücksichtigt werden.

9.7.7 Versagen von Verankerungen

(1)P Es muss nachgewiesen werden, dass Gleichgewicht ohne Versagen durch ein Herausziehen von Bodenankern besteht.

(2)P Die Anker müssen nach Abschnitt 8 bemessen werden.

(3) Mindestens die in Bild 9.6 (a, b) dargestellten Formen des Versagens sollten untersucht werden.

(4) Bei Verankerungen mit einer Ankerwand sollte auch das in Bild 9.6 (c) gezeigte Versagen untersucht werden.

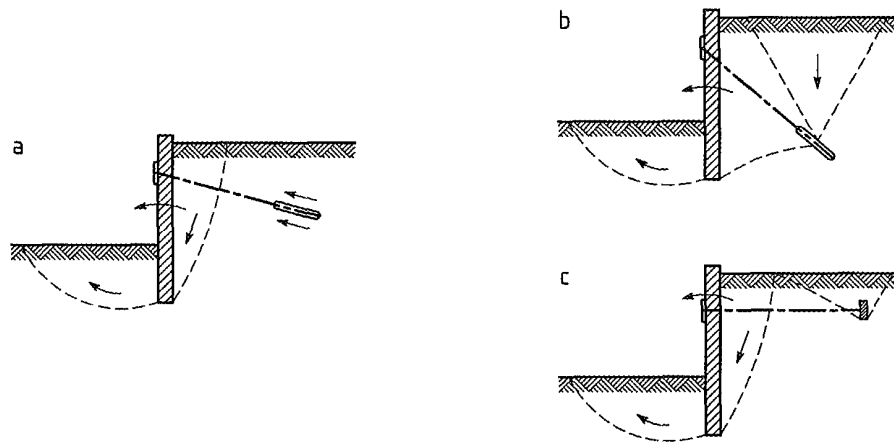


Bild 9.6 — Beispiele für das Versagen von Verankerungen

9.8 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

9.8.1 Allgemeines

- (1)P Die Bemessung von Stützbauwerken muss für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach den Vorgaben von 9.3.3 mit den geeigneten Bemessungssituationen überprüft werden.
- (2) Die Festlegung der Bemessungswerte für Erddrücke sollte der Ausgangsspannung, Steifigkeit und Festigkeit des Bodens und der Steifigkeit der Bauteile Rechnung tragen.
- (3) Die Bemessungswerte der Erddrücke sollten so abgeleitet werden, dass sie der zulässigen Verformung des Tragwerks im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit entsprechen. Diese Drücke sind nicht zwangsläufig Grenzwerte.

9.8.2 Verschiebungen

- (1)P Grenzwerte für zulässige Verschiebungen der Wände und des angrenzenden Bodens müssen nach 2.4.8 festgelegt werden, wobei die Verschiebungstoleranzen für die gestützten Tragwerke und für Leitungen einzuhalten sind.
- (2)P Eine vorsichtige Abschätzung der Verformung und Verschiebung von Stützwänden sowie die Auswirkung auf gestützte Tragwerke und Leitungen müssen in jedem Fall auf Grund vorhandener Erfahrung vorgenommen werden. Dabei müssen die herstellungsbedingten Auswirkungen einbezogen werden. Die Berechtigung für das geplante Vorgehen darf dadurch gezeigt werden, dass die geschätzten Verschiebungen nicht größer als die Grenzwerte sind.
- (3)P Wenn die zunächst vorgenommene vorsichtige Abschätzung der Verformung größer ist als die Grenzwerte, muss die Berechtigung für das geplante Vorgehen durch eine genauere Untersuchung mit Berechnungen des Verschiebungszustands belegt werden.
- (4)P Es muss beachtet werden, in welchem Umfang veränderliche Einwirkungen wie Verkehrserschütterungen hinter dem Stützbauwerk zur Wandverschiebung beitragen.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(5)P In folgenden Fällen muss eine genauere Untersuchung mit Berechnungen des Verschiebungszustands vorgenommen werden:

- wenn benachbarte Gebäude und Leitungen ungewöhnlich verschiebungsempfindlich sind;
- wenn keine vergleichbare Erfahrung vorliegt.

(6) Verschiebungsberechnungen sollten auch in folgenden Fällen vorgenommen werden:

- wenn die Wand einen über 6 m hoch anstehenden bindigen Boden von niedriger Plastizitätszahl oder
- wenn die Wand einen über 3 m hoch anstehenden bindigen Boden von hoher Plastizitätszahl stützt;
- wenn die Wand in weichen Ton einbindet oder er unter dem Wandfuß ansteht.

(7)P Verschiebungsberechnungen müssen die Steifigkeit des Untergrundes und der Bauteile sowie die Reihenfolge der Bauausführung in Rechnung stellen.

(8) Das den Verformungsberechnungen zu Grunde gelegte Materialverhalten sollte durch vergleichbare Erfahrung mit dem gleichen Rechenmodell geeicht sein. Wenn lineares Verhalten unterstellt wird, sollten die für den Boden und die Baustoffe angesetzten Steifigkeiten zu dem berechneten Verformungsmaß passen. Wahlweise lassen sich Stoffgesetze für die vollständige Modellierung des Spannungs-Dehnungs-Zustands anwenden.

(9)P Die Wirkung von Schwingungen auf die Verschiebungen muss nach 6.6.4 untersucht werden.

10 Hydraulisch verursachtes Versagen

10.1 Allgemeines

(1)P Die Vorgaben dieses Abschnitts beziehen sich auf vier Arten des Bodenversagens, die durch Porenwasserdruck oder Sickerströmung eingeleitet werden und die gegebenenfalls geprüft werden müssen:

- Versagen durch Aufschwimmen;
- hydraulischer Grundbruch;
- Versagen durch innere Erosion;
- Versagen durch Piping.

ANMERKUNG 1 Aufschwimmen tritt ein, wenn der Porenwasserdruck unter einem Bauwerk oder einer wenig durchlässigen Bodenschicht größer ist als der mittlere Auflastdruck (durch das Bauwerk und/oder die darüber liegende Bodenschicht).

ANMERKUNG 2 Ein hydraulischer Grundbruch tritt ein, wenn aufwärtsgerichtete Strömungskräfte gegen das Eigengewicht des Bodens wirken, so dass die vertikale wirksame Spannung null wird. Die Bodenteilchen werden dann von der Vertikalströmung angehoben, so dass der Boden versagt.

ANMERKUNG 3 Innere Erosion wird durch den Transport von Bodenteilchen innerhalb einer Bodenschicht, an Schichtgrenzen oder an der Kontaktfläche zwischen dem Boden und einem Bauwerk verursacht. Das kann schließlich zu einer rückschreitenden Erosion und damit zum Einsturz des Bauwerks führen.

ANMERKUNG 4 Piping ist eine Sonderform des Versagens, etwa eines Staubeckens, durch innere Erosion, die an der Oberfläche beginnt und sich dann rückschreitend einen röhrenförmigen Fließweg im Boden oder zwischen Boden und Bauwerk oder an der Schichtgrenze zwischen bindigen und nichtbindigen Bodenschichten schafft. Der Bruch tritt ein, sobald das oberstromige Ende der erodierten Stromröhre den Beckenboden erreicht.

ANMERKUNG 5 Die Bedingungen für ein hydraulisch verursachtes Versagen des Bodens lassen sich in totalen Spannungen und Porenwasserdruck formulieren oder in wirksamen Spannungen und mit dem hydraulischen Gradienten. Der Ansatz in totalen Spannungen wird bei Auftriebsnachweisen angewendet. Für den hydraulischen Grundbruch kommen beide Ansätze in Frage. Bedingungen, die sich auf hydraulische Gradienten beziehen, dienen der Vorbeugung der inneren Erosion und Piping.

(2) In Fällen, in denen der Porenwasserdruck hydrostatisch ist (vernachlässigbarer hydraulischer Gradient), braucht nur der Auftrieb untersucht zu werden.

(3)P Bei der Ermittlung von hydraulischen Gradienten, Porenwasserdrücken oder Strömungskräften müssen

- die zeitliche und räumliche Veränderlichkeit der Durchlässigkeit,
- die zeitliche Veränderung der Wasserspiegel und Porenwasserdrücke und
- alle Veränderungen der Randbedingungen, wie z. B. ein Aushub, im Abstrombereich

berücksichtigt werden.

(4) Beachtet werden sollte, dass die relevante Bodenschichtung bei verschiedenen Bruchmechanismen möglicherweise unterschiedlich ist.

(5)P Wenn die Standsicherheit geotechnischer Tragwerke entscheidend durch hydraulischen Grundbruch, Piping oder innere Erosion gefährdet ist, müssen Maßnahmen zur Verringerung des hydraulischen Gradienten ergriffen werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(6) Maßnahmen, die gewöhnlich vorgesehen werden, um ein hydraulisch bedingtes Versagen zu vermeiden, sind:

- Verlängerung des Sickerweges durch Schikanen oder Vorschüttungen;
- Änderungen der Konstruktion, um den Wasserdrücken oder Gradienten zu widerstehen;
- kontrollierte Entwässerung;
- Auflastfilter;
- Vermeidung von nicht erosionsbeständigen Tonen ohne entsprechende Filter;
- Böschungssicherungen;
- umgekehrte Filter;
- Entlastungsbrunnen;
- Verringerung des hydraulischen Gradienten.

10.2 Versagen durch Aufschwimmen

(1)P Die Standsicherheit eines Tragwerks oder einer wenig durchlässigen Bodenschicht gegen Aufschwimmen ist dadurch zu überprüfen, dass die ständigen stabilisierenden Einwirkungen (z. B. Gewicht und Wandreibung) mit den ständigen und veränderlichen destabilisierenden Einwirkungen des Wassers oder möglicher anderer Einwirkungen verglichen werden. Beispiele für Situationen, in denen die Sicherheit gegen Aufschwimmen nachzuweisen ist, zeigen die Bilder 7.1 und 10.1.

(2)P Der Nachweis gegen ein Versagen durch Aufschwimmen ist mit der Ungleichung (2.8) in 2.4.7.4 zu führen. In dieser Ungleichung ist der Bemessungswert der vertikalen Komponente der stabilisierenden Einwirkungen ($G_{\text{stb};d}$) z. B. das Gewicht des Tragwerks und von Bodenschichten. Der Bemessungswert der Widerstände R_d ist die Summe von z. B. Wandreibungskräften (T_d) und Ankerkräften (P_d). Die Widerstände gegen Aufschwimmen durch Bodenreibung oder Verankerungen können auch als ständige stabilisierende vertikale Einwirkungen ($G_{\text{stb};d}$) angesetzt werden. Der Bemessungswert der vertikalen Komponente der destabilisierenden ständigen und veränderlichen Einwirkungen $V_{\text{dst};d}$ ist die Summe der Wasserdrücke unter dem Tragwerk (ständige und veränderliche Anteile) und aller sonstigen aufwärts gerichteten Einwirkungen.

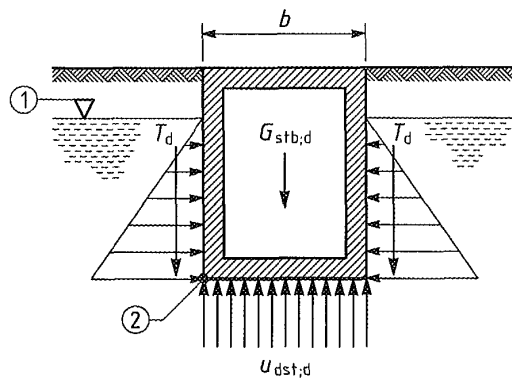
(3) Wenn es im Nationalen Anhang zugelassen ist, dann können die Widerstände aus Reibung oder Ankerkräften auch als ständige stabilisierende vertikale Einwirkungen ($G_{\text{stb};d}$) behandelt werden.

ANMERKUNG Die Teilsicherheitsbeiwerte können im Nationalen Anhang festgelegt werden.

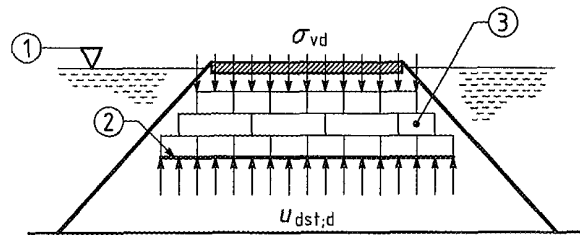
(4) Die gängigsten Maßnahmen zur Vermeidung des Aufschwimmens sind:

- eine Vergrößerung des Tragwerksgewichts;
- eine Verringerung des Wasserdrucks unter dem Tragwerk durch Drainage;
- die Verankerung des Tragwerks in den darunter anstehenden Bodenschichten.

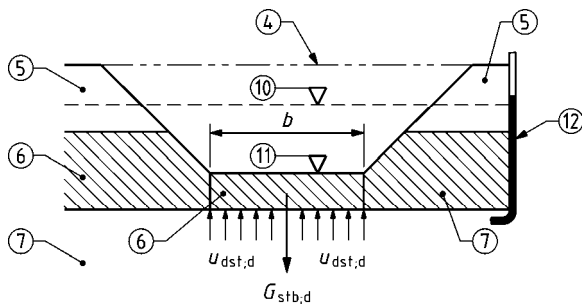
(5)P Wenn Pfähle oder Anker eingesetzt werden, um dem Aufschwimmen entgegenzuwirken, muss die Bemessung nach 7.6.3 bzw. 8.5 und mit den in 2.4.7.4 genannten Teilsicherheitsbeiwerten vorgenommen werden.



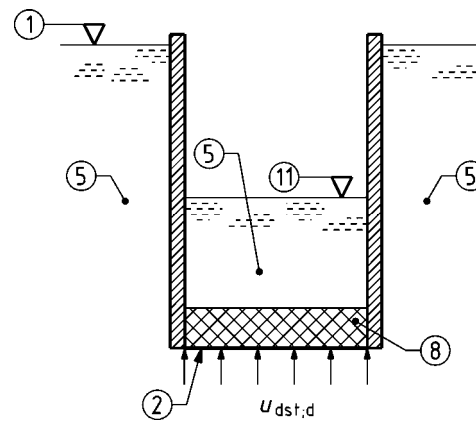
a) Aufschwimmen bei einem Tunnel im Grundwasser



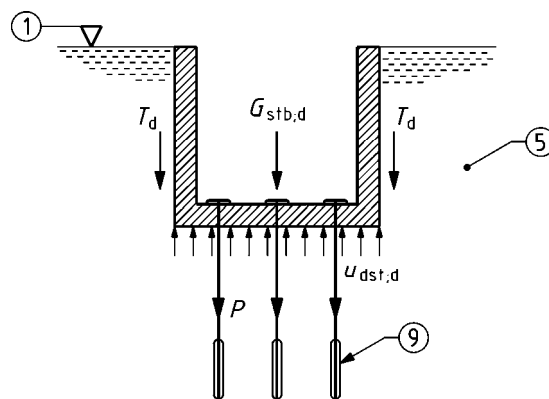
b) Aufschwimmen bei einem Damm aus Leichtbaumaterial



c) Aufschwimmen der Sohle einer Baugrube



d) Injektionssohle



e) Verankerung zur Sicherung gegen Aufschwimmen

Legende

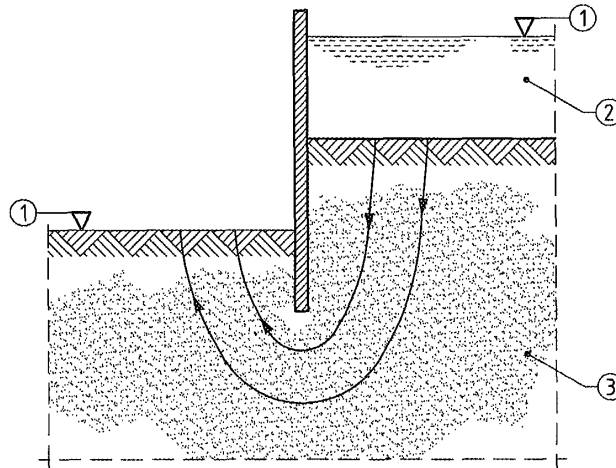
- | | |
|--|--|
| (1) Grundwasserspiegel | (7) Kies |
| (2) Sperrfläche | (8) injizierter Sand |
| (3) leichtgewichtiges Böschungsbaumaterial | (9) Anker |
| (4) frühere Geländeoberfläche | (10) Grundwasserspiegel vor dem Aushub |
| (5) Sand | (11) Grundwasserspiegel in der Baugrube |
| (6) Ton | (12) Grundwasserdruckhöhe an der Unterseite der Tonschicht |

Bild 10.1 — Beispiele, bei denen die Sicherheit gegen Aufschwimmen nachzuweisen ist

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

10.3 Hydraulischer Grundbruch

(1)P Die Standsicherheit des Bodens gegen einen hydraulischen Grundbruch muss für jedes in Frage kommende Bodenprisma durch Erfüllung der Gleichungen (2.9a) oder (2.9b) nachgewiesen werden. Gleichung (2.9a) formuliert die Sicherheitsbedingung in totalen Spannungen und Porenwasserdrücken. Gleichung (2.9b) formuliert die gleiche Bedingung in Strömungskräften und Auftriebsgewichten. Ein Beispiel für Situationen, in denen der hydraulische Grundbruch zu prüfen ist, zeigt Bild 10.2.



Legende

- (1) (links) Aushubsohle; (rechts) freier Wasserspiegel
- (2) Wasser
- (3) Sand

Bild 10.2 — Beispiel einer Situation, in der ein hydraulischer Grundbruch kritisch sein könnte

(2)P Bei der Bestimmung des charakteristischen Wertes des Porenwasserdrucks müssen alle möglichen ungünstigen Bedingungen wie

- dünne eingelagerte Bodenschichten von geringer Durchlässigkeit und
- räumliche Effekte wie in engen kreisförmigen oder rechteckigen Baugruben unter dem Wasserspiegel erfasst werden.

ANMERKUNG 1 Wenn der Boden eine nennenswerte Kohäsion und damit geringe Durchlässigkeit aufweist, ändert sich das Versagensmuster vom hydraulischen Grundbruch zum Versagen durch Aufschwimmen. Der Nachweis wird dann nach 10.2 geführt, wobei dem Gewicht zusätzliche widerstehende Kräfte hinzugerechnet werden können.

ANMERKUNG 2 Der Nachweis gegen einen hydraulischen Grundbruch schließt eine innere Erosion nicht aus, die gegebenenfalls getrennt untersucht werden sollte.

(3) Die häufigsten Gegenmaßnahmen zur Vermeidung eines hydraulischen Grundbruchs sind:

- Verringerung des Wasserdrucks unter dem durch hydraulischen Grundbruch gefährdeten Bodenvolumen;
- Erhöhung des widerstehenden Gewichts.

10.4 Innere Erosion

(1)P Um die Gefahr des Austrags von Boden durch innere Erosion zu begrenzen, müssen Filterkriterien angewendet werden.

(2)P Wo ein Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge innerer Erosion auftreten kann, müssen bewährte Maßnahmen wie Auflastfilter auf der freien Bodenoberfläche angewendet werden.

(3) Ein Auflastfilter sollte im Allgemeinen aus einem natürlichen nichtbindigen Boden bestehen, der die in Frage kommenden Filterkriterien erfüllt. In einigen Fällen ist möglicherweise mehr als nur ein Filter erforderlich, um zu erreichen, dass sich die Kornverteilung stufenweise ändert, damit ein ausreichender Schutz sowohl für den Boden als auch für die Filterschichten gegeben ist.

(4) Wahlweise dürfen künstliche Filter wie Geokunststoffe eingesetzt werden, vorausgesetzt, dass sie nachgewiesenermaßen einen Transport von Feinbestandteilen des Bodens ausreichend verhindern.

(5)P Wenn die Filterkriterien nicht erfüllt sind, muss nachgewiesen werden, dass der hydraulische Gradient genügend weit unter dem kritischen Bemessungswert des Gradienten bleibt, bei dem die feinen Bodenbestandteile in Bewegung geraten.

(6)P Der für die innere Erosion kritische hydraulische Gradient muss unter Beachtung mindestens folgender Gesichtspunkte festgelegt werden:

- Strömungsrichtung;
- Kornverteilung und Kornform;
- Bodenschichtung.

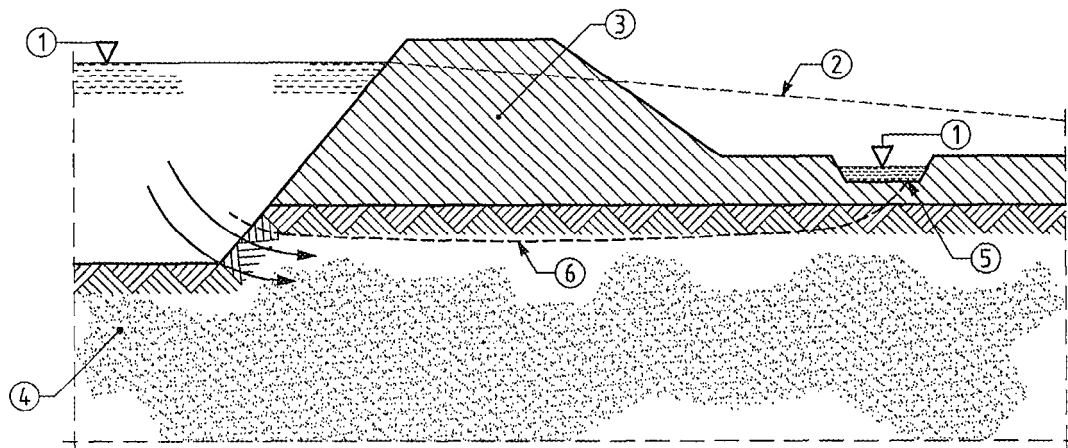
10.5 Versagen durch Piping

(1)P Wenn bei den vorherrschenden hydraulischen und bodenmechanischen Bedingungen ein Piping (siehe Bild 10.3) auftreten kann und dies die Standsicherheit oder die Gebrauchstauglichkeit der wasserbaulichen Anlage gefährdet, müssen Vorkehrungen getroffen werden, um den Beginn des Piping entweder durch Anwendung von Filtern oder durch konstruktive Gegenmaßnahmen oder Unterbrechung der Grundwasserströmung zu verhindern.

ANMERKUNG Geeignete Maßnahmen sind:

- Einbau einer Berme auf der Landseite eines Dammes, damit der mögliche Beginn von Piping vom Bauwerk weiter weggerückt und der hydraulische Gradient an dieser Stelle vermindert wird;
- Einbau von undurchlässigen Schürzen unter der wasserbaulichen Anlage, welche die Grundwasserströmung entweder absperren oder den Sickerweg verlängern, so dass der hydraulische Gradient auf ein sicheres Maß verringert ist.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)



Legende

- | | |
|---|--|
| 1 offener Wasserspiegel | 4 durchlässiger Untergrund |
| 2 Druckhöhe im durchlässigen Untergrund | 5 im Fall einer Quelle Beginn von Piping |
| 3 gering durchlässiges Material | 6 möglicher Verlauf von Piping |

Bild 10.3 — Beispiel für Verhältnisse, bei denen Piping eintreten kann

(2)P In Zeiten extrem ungünstiger hydraulischer Verhältnisse, wie bei Überschwemmungen, müssen Bereiche, die anfällig für ein Piping sind, regelmäßig inspiziert werden, damit die notwendigen Gegenmaßnahmen unverzüglich durchgeführt werden können. Materialien für solche Maßnahmen müssen in Reichweite gelagert werden.

(3)P Das Versagen durch Piping muss durch einen ausreichenden Widerstand gegen innere Erosion in den Bereichen verhindert werden, wo das Wasser austreten kann.

(4) Solch ein Versagen wird verhindert, wenn

- im ebenen Teil des Geländes eine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch vorhanden ist;
- bei geneigtem Gelände die Deckschichten ausreichend standsicher sind (lokale Böschungsbruchsicherheit).

(5)P Bei der Ermittlung des hydraulischen Gradienten für die genannten Nachweise muss an der Austrittsstelle die Tatsache berücksichtigt werden, dass Bauwerksfugen oder Kontaktflächen zwischen Bauwerk und Boden bevorzugte Sickerwege werden können.

11 Gesamtstandsicherheit

11.1 Allgemeines

(1)P Die Vorgaben dieses Abschnitts müssen auf die Gesamtstandsicherheit und die Bewegungen im gewachsenen oder aufgefüllten Untergrund bei Fundamenten, Stützbauwerken, Hängen, Dämmen oder Baugruben angewendet werden.

(2) Beachtet werden sollten die Regelungen, die sich in den Abschnitten 6 bis 10 und 12 auf die Gesamtstandsicherheit beziehen.

11.2 Grenzzustände

(1)P Alle für den speziellen Baugrund in Frage kommenden Grenzzustände müssen untersucht werden, um die grundsätzlichen Anforderungen an Standsicherheit, Begrenzung der Verformungen, Dauerhaftigkeit und Verschiebungstoleranzen für benachbarte Gebäude und Leitungen zu erfüllen.

(2) Einige der möglichen Grenzzustände sind folgende:

- Verlust der Gesamtstandsicherheit des Bodens und damit verbundener Tragwerke;
- übermäßige Bodenbewegungen infolge von Scherverformungen, Setzung, Schwingungen oder Hebung;
- Schaden oder Einbuße der Gebrauchstauglichkeit bei Nachbargebäuden, Straßen oder Leitungen durch Bewegungen im Untergrund.

11.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen

(1) Bei der Aufstellung der Einwirkungen für Grenzzustandsberechnungen sollte von der in 2.4.2 (4) angegebenen Zusammenstellung ausgegangen werden.

(2)P Soweit zutreffend, müssen die Wirkungen nachstehender Umstände in die Betrachtung einbezogen werden:

- Bauverfahren;
- neue Böschungen und Bauten in der Nähe des betreffenden Baugeländes;
- frühere oder andauernde Bodenbewegungen aus verschiedenen Ursachen;
- Schwingungen;
- Klimawechsel einschließlich Temperaturänderungen (Frost und Tauen); Dürren und schwere Niederschläge;
- Bewuchs und seine Entfernung;
- Aktivitäten von Menschen oder Tieren;
- Änderungen des Wassergehalts oder Porenwasserdrucks;
- Wellenbewegungen.

(3)P Die Bemessungs-Spiegelhöhen der Gewässer und des Grundwassers oder ihrer Kombination müssen bei Grenzzuständen der Tragfähigkeit nach verfügbaren hydrologischen Werten und örtlichen Beobachtungen gewählt werden, um die ungünstigsten Bedingungen zu erfassen, die in der betrachteten Bemessungssituation auftreten könnten. Die Möglichkeit, dass Dränagen, Filter oder Abdichtungen versagen, muss beachtet werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(4) Die Möglichkeit, dass ein Kanal oder Staubecken zu Wartungszwecken oder bei einem Dammbruch geleert wird, sollte ebenfalls bedacht werden. Bei Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit darf ein normaler Wasserspiegel oder Porenwasserdruck zu Grunde gelegt werden.

(5) Bei Uferböschungen sind die ungünstigsten hydraulischen Bedingungen in der Regel die stationäre Durchsickerung bei höchstem Grundwasserstand und eine rasche Spiegelabsenkung im offenen Wasser.

(6)P Bei der Ableitung von Bemessungsverteilungen des Porenwasserdrucks muss die mögliche Bandbreite der Anisotropie der Durchlässigkeit und der Veränderlichkeit des Untergrundes in Rechnung gestellt werden.

11.4 Gesichtspunkte bei Berechnung und Ausführung

(1)P Beim Überprüfen der Gesamtstandsicherheit eines Geländes und der Bewegungen im gewachsenen oder künstlich hergestellten Untergrund müssen vergleichbare Erfahrungen im Sinne von 1.5.2.2 einbezogen werden.

(2)P Die Gesamtstandsicherheit und Bewegungen in dem Baugrund, der vorhandene Gebäude, neue Tragwerke, Böschungen oder Baugruben trägt, müssen nachgewiesen werden.

(3) In Fällen, in denen die Standsicherheit des Baugrundes vor Beginn der Planung nicht eindeutig geklärt werden kann, sollten zusätzliche Untersuchungen, Kontrollmessungen und Berechnungen nach den Vorgaben von 11.7 ausgeschrieben werden.

(4) Typische Situationen, in denen ein Nachweis der Gesamtstandsicherheit geführt werden sollte, sind:

- Stützbauwerke;
- Baugruben, Böschungen oder Verkehrsdämme;
- Gründungen in geböschtem Gelände, auf Hängen oder Verkehrsdämmen;
- Gründungen neben einer Baugrube, einem Einschnitt oder unterirdischen Bauwerken oder am Ufer.

ANMERKUNG Standsicherheitsprobleme oder Kriecherscheinungen treten vornehmlich in bindigen Bodenarten mit geböschter Oberfläche auf. Allerdings kann auch bei nichtbindigen Böden und geklüftetem Fels eine Böschung instabil sein, wenn ihre möglicherweise durch Erosion zu Stande gekommene Hangneigung nahe beim Winkel der Scherfestigkeit liegt. Verstärkte Bewegungen sind oft bei erhöhten Porenwasserdrücken oder in Oberflächennähe bei Frost-Tau-Wechseln zu beobachten.

(5)P Wenn die Standsicherheit eines Geländes nicht abschließend nachgewiesen werden kann oder die festgestellten Bewegungen für den beabsichtigten Zweck nicht hinnehmbar sind, muss die Örtlichkeit ohne stabilisierende Maßnahmen als ungeeignet beurteilt werden.

(6)P Durch die Planung muss erreicht werden, dass alle Bautätigkeiten vor Ort so geplant und ausgeführt werden können, dass ein Auftreten von Grenzzuständen der Tragfähigkeit oder Gebrauchstauglichkeit hinreichend unwahrscheinlich ist.

(7)P Böschungsflächen, die möglicherweise einer Erosion ausgesetzt sind, müssen erforderlichenfalls geschützt werden, um zu erreichen, dass ihre Sicherheit erhalten bleibt.

(8) Böschungen sollten versiegelt, bepflanzt oder künstlich geschützt werden. Bei Böschungen mit Bermen sollte ein Dränsystem auf der Berme berücksichtigt werden.

(9)P Der Bauablauf muss in Rechnung gestellt werden, soweit davon die Gesamtstandsicherheit und die Größenordnung der Bewegungen beeinflusst sein könnten.

(10) Potentiell instabile Böschungen können durch

- eine Betonabdeckung mit oder ohne Verankerung,
- ein Widerlager aus Gabionen, entweder mit Körben aus Stahl oder aus Geokunststoffen,
- Bodenvernagelung,
- Begrünung,
- ein Dränsystem und
- eine Kombination der genannten Maßnahmen

befestigt werden.

(11) Die Berechnungen sollten von den allgemeinen Grundsätzen der Abschnitte 8 und 9 ausgehen.

11.5 Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

11.5.1 Nachweis der Gesamtstandsicherheit

(1)P Die Standsicherheit von Böschungen einschließlich vorhandener, betroffener oder geplanter Tragwerke muss für die Grenzzustände der Tragfähigkeit (GEO und STR) mit Bemessungswerten für Einwirkungen und Festigkeiten nachgewiesen werden, wobei die in A.3.1 (1)P, A.3.2 (1)P und A.3.3.6 (1)P definierten Teilsicherheitsbeiwerte anzuwenden sind.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die für ständige und für vorübergehende Situationen empfohlenen Werte sind in den Tabellen A.3, A.4 und A.14 angegeben.

(2)P Bei der Ermittlung der Böschungsbruchsicherheit müssen alle in Frage kommenden Versagensformen einbezogen werden.

(3) Bei der Wahl eines Berechnungsverfahrens sollte Folgendes beachtet werden:

- Schichtaufbau des Untergrundes;
- Vorkommen und Einfallswinkel von Diskontinuitäten;
- Sickerwasser und Porenwasserdruckverteilung;
- kurzfristige und langfristige Standsicherheit;
- Kriechen durch Scherverformung;
- Bruchmechanismus (kreisförmige oder nichtkreisförmige Gleitfläche; Kippen; Fließen);
- Anwendung numerischer Verfahren.

(4) Die von der Gleitfläche umschlossene Boden- oder Felsmasse sollte in der Regel als starrer Körper oder in Form mehrerer starrer Körper behandelt werden, die sich gleichzeitig bewegen. Die Gleitflächen oder Grenzflächen zwischen starren Körpern können viele Formen haben – einschließlich ebener, kreisförmiger und komplizierterer Formen. Wahlweise darf die Standsicherheit durch eine Grenzzustandsberechnung oder mit Finiten Elementen nachgewiesen werden.

(5) Wenn der Baugrund oder das Dammschüttmaterial relativ homogen und isotrop ist, sollten in der Regel kreisförmige Gleitflächen angenommen werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

- (6) Bei Böschungen in geschichteten Böden mit deutlich wechselnden Scherfestigkeiten sollte den Schichten mit geringer Festigkeit besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden. Möglicherweise erfordert das die Berechnung mit nichtkreisförmigen Gleitflächen.
- (7) Bei geklüftetem Material wie hartem Fels und geschichteten oder gerissenen Böden kann die Gleitflächenform teilweise oder gänzlich durch Diskontinuitäten vorgeprägt sein. In diesem Fall muss in der Regel die Untersuchung dreidimensionaler Keile vorgenommen werden.
- (8) Bereits vorhandene Gleitflächen, die unter Umständen reaktiviert werden können, sollten sowohl mit kreisförmigen als auch nichtkreisförmigen Gleitflächen untersucht werden. Die sonst für Nachweise der Gesamtstandsicherheit angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte können dann ungeeignet sein.
- (9) Wenn der Bruchzustand nicht als ebener Zustand angesehen werden kann, sollte die Anwendung dreidimensionaler Gleitflächenformen erwogen werden.
- (10) Das Verfahren sollte das Gesamtmoment und die vertikale Standsicherheit des Bruchkörpers nachweisen. Wenn ein Lamellenverfahren angewendet wird und das horizontale Gleichgewicht nicht überprüft wird, sollten die Lamellenseitenkräfte horizontal angenommen werden.
- (11)P In Fällen, in denen ein gemeinsames Versagen von Bauteilen und Boden auftreten könnte, muss deren Wechselwirkung berücksichtigt werden, indem ihre unterschiedliche relative Steifigkeit herangezogen wird. Derartige Fälle betreffen Gleitflächen, die konstruktive Elemente wie Pfähle oder biegsame Wände schneiden.
- (12) Da es bei der Festlegung der ungünstigsten Gleitfläche nicht möglich ist, zwischen günstigen und ungünstigen Gewichtslasten zu unterscheiden, sollten Unsicherheiten beim Ansatz der Wichte des Bodens durch die Anwendung oberer und unterer charakteristischer Werte berücksichtigt werden.
- (13)P Es muss nachgewiesen werden, dass die Baugrundverformung unter Bemessungslasten infolge Kriechens oder großräumiger Setzungen keine unzulässigen Schäden an Tragwerken oder Infrastruktureinrichtungen anrichten kann, die sich im Baugrund, im Baugelände oder in seiner Nähe befinden.

11.5.2 Felsböschungen und Einschnitte

- (1)P Die Standsicherheit von Felsböschungen und Einschnitten muss an Hand translatorischer oder rotatorischer Bruchvorgänge überprüft werden, an denen einzelne Gesteinsblöcke oder größere Gesteinsmassen beteiligt sind. Besondere Aufmerksamkeit verdienen die Drücke, die von dem in Klüften und Spalten gestauten Sickerwasser verursacht werden.
- (2)P Standsicherheitsuntersuchungen müssen auf einer zuverlässigen Kenntnis der Kluftscharen im Fels und der Scherfestigkeit des intakten Gesteins und der Diskontinuitäten beruhen.
- (3) Beachtet werden sollte, dass der Bruch von Böschungen und Einschnitten bei harten Gesteinsmassen mit deutlich ausgebildetem Kluftmuster in der Regel
- das Abrutschen von Blöcken oder Felskeilen,
 - das Abkippen von Blöcken oder Platten,
 - eine Kombination beider Vorgänge

in Abhängigkeit von der Ausrichtung der Felsböschungen im Verhältnis zu den Diskontinuitäten verursacht.

- (4) Es sollte berücksichtigt werden, dass der Bruch von Böschungen oder Einschnitten in stark geklüftetem oder veränderlich festem Fels und verkitteten Böden sich möglicherweise auf kreisförmigen oder nahezu kreisförmigen Gleitflächen entwickeln kann, die teilweise durch intaktes Gestein verlaufen.

- (5) Das Rutschen einzelner Blöcke und Felskeile sollte in der Regel dadurch verhindert werden, dass die Hangneigung durch Bermen reduziert wird und Anker, Felsnägeln und eine innere Entwässerung vorgesehen werden. Bei Einschnittsböschungen sollte das Abrutschen dadurch verhindert werden, dass durch die gewählte Richtung und Orientierung der Böschungsfläche Bewegungen einzelner Blöcke kinematisch unmöglich sind.
- (6) Durch eine Verankerung oder Nagelung und eine innere Entwässerung sollten Felsstürze in der Regel verhindert werden.
- (7) Bei der Untersuchung der langfristigen Standsicherheit von Böschungen und Einschnitten sollten die abträglichen Einflüsse der Vegetation und der Umwelteinwirkungen oder Schadstoffe auf die Scherfestigkeit von Diskontinuitäten und die Festigkeit des intakten Gesteins in Rechnung gestellt werden.
- (8) Bei stark zerklüfteten Gesteinsmassen an Steilhängen und bei Böschungen, die zum Abbrechen, Spalten, Zerteilen und Abstürzen neigen, sollte stets die Möglichkeit eines Felssturzes geprüft werden.
- (9) In Fällen, in denen zuverlässige Vorkehrungen gegen Felsstürze nicht möglich sind, sollten Felsstürze hingenommen und mit Netzen, Schwellen oder anderen geeigneten Vorkehrungen das fallende Gestein abgefangen werden.
- (10) Die Planung von Maßnahmen zum Auffangen von Gesteinsblöcken oder Hangschutt an einem Felshang sollte von einer gründlichen Untersuchung der in Frage kommenden Bahnen des fallenden Materials ausgehen.

11.5.3 Standsicherheit von Baugruben

- (1)P Die Gesamtstandsicherheit des Bodens neben einer Baugrube muss unter Einbeziehung des Baugrubenaushubs und vorhandener Bauwerke, Straßen und Leitungen nachgewiesen werden (siehe Abschnitt 9).
- (2)P Die Standsicherheit der Baugrubensohle muss in Bezug zum Porenwasserdruck im Untergrund überprüft werden. Zum Nachweis der hydraulischen Grundbruchsicherheit siehe Abschnitt 10.
- (3)P Die Sohlhebung durch Entlastung muss bei tiefen Baugruben berücksichtigt werden.

11.6 Berechnung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

- (1)P Entwurf und Berechnung müssen zeigen, dass die Verformung des Baugrunds keinen Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei Tragwerken und Infrastruktureinrichtungen auf dem Baugelände oder in seiner Nähe verursacht.
- (2) Die durch folgende Ursachen bedingten Senkungen des Geländes sollten beachtet werden:
- Veränderungen der Grundwasserverhältnisse und der entsprechenden Porenwasserdrücke;
 - langfristiges Kriechen unter dränierten Verhältnissen;
 - Volumenverluste tiefliegender löslicher Schichten;
 - Bergbau und ähnliche Aktivitäten wie eine Gasgewinnung.
- (3) Da die derzeit verfügbaren analytischen und numerischen Verfahren gewöhnlich keine zuverlässigen Voraussagen zur Verformung eines natürlichen Hanges machen können, sollte das Eintreten eines Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit entweder durch
- eine Begrenzung der mobilisierten Scherfestigkeit oder
 - die Beobachtung der Bewegungen und die Festlegung von Maßnahmen, diese zu bremsen oder erforderlichenfalls zu unterbinden, vermieden werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

11.7 Kontrollmessungen

(1)P Kontrollmessungen am Baugrund müssen mit geeigneter Ausrüstung vorgenommen werden, wenn es entweder

- nicht möglich ist, durch Berechnung oder konstruktive Vorkehrungen nachzuweisen, dass die in 11.2 genannten Grenzzustände mit ausreichender Wahrscheinlichkeit nicht eintreten werden, oder
- die in den Berechnungen getroffenen Annahmen nicht auf zuverlässigen Werten beruhen.

(2) Die vorgesehenen Kontrollmessungen sollten Kenntnis geben von:

- Grundwasserkoten oder Porenwasserdrücken im Untergrund, so dass Berechnungen mit wirksamen Spannungen ausgeführt oder geprüft werden können;
- seitlichen und vertikalen Bewegungen im Untergrund, um weitere Verformungen vorhersagen zu können;
- der Tiefe und Form einer aktiven Gleitfläche, um die Kennwerte der Bodenfestigkeit für die Planung von Gegenmaßnahmen zu gewinnen;
- den Verformungsgeschwindigkeiten, um vor nahender Gefahr zu warnen. In solchen Fällen kann eine digitale Datenübermittlung von den Instrumenten zu einem entfernten Punkt oder ein Fernmelde-Alarmsystem geeignet sein.

12 Erddämme

12.1 Allgemeines

(1)P Die Vorgaben dieses Abschnitts müssen auf die Aufschüttungen für kleine Dämme und Anlagen der Infrastruktur angewendet werden.

(2) Bei der Schüttung und Verdichtung von Aufschüttungen müssen die Vorgaben des Abschnitts 5 beachtet werden.

12.2 Grenzzustände

(1)P Für die geplante Aufschüttung muss eine Liste der bei der Bemessung nachzuweisenden Grenzzustände aufgestellt werden.

(2) Folgende Grenzzustände sollten geprüft werden:

- Gesamtstandsicherheit;
- Versagen der Böschung oder Krone der Aufschüttung;
- Versagen durch innere Erosion;
- örtliches Versagen durch Erosion der Oberfläche oder Kolke;
- Verformungen der Aufschüttung, die zum Verlust der Gebrauchstauglichkeit führen, z. B. übermäßige Setzungen oder Risse;
- Setzungen und Kriechverformungen, die zu Schäden oder zum Verlust der Gebrauchstauglichkeit bei Nachbargebäuden oder Leitungen führen;
- übermäßige Verformungen in Übergangszonen, z. B. der Rampe eines Brückenwiderlagers;
- Verlust der Gebrauchstauglichkeit von Verkehrsanlagen durch Klimaeinflüsse wie Frost und Tauen oder extreme Trockenheit;
- Böschungskriechen in Zeiten des Frostes und des Tauwetters;
- Beeinträchtigung der Frostschutzschicht unter Straßen durch Schwerverkehrslasten;
- Verformungen durch hydraulische Einwirkungen;
- Veränderungen der Umweltverhältnisse, etwa durch Schadstoffeintrag an der Oberfläche oder ins Grundwasser, Lärm oder Schwingungen.

12.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen

(1) Bei der Wahl der Einwirkungen für die Berechnung von Grenzzuständen sollte die Zusammenstellung in 2.4.2(4) berücksichtigt werden.

(2) Bei der Ermittlung der Einwirkungen, die von Dämmen auf benachbarte Tragwerke oder auf bewehrte Bodenbereiche ausgeübt werden, sollten die unterschiedlichen Steifigkeiten beachtet werden.

(3)P Bemessungssituationen müssen nach 2.2 ausgewählt werden.

(4)P Folgende besonderen Bemessungssituationen müssen gegebenenfalls ergänzend berücksichtigt werden:

- Auswirkungen des Bauverfahrens wie ein Aushub in der Nähe der Dammschüttung und Erschütterungen durch Sprengungen, Pfahlrammungen oder schweres Gerät;
- die Einflüsse geplanter Bauwerke, die auf oder in der Nähe des Erddamms zu errichten sind;

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

- Erosionswirkungen an den Böschungen und der Krone durch Überfluten, Eis, Wellen und Regen;
- Temperatureffekte wie das Schrumpfen.

(5)P Die Bemessungswerte der Wasserspiegelhöhen an der luftseitigen Böschung und des Grundwassers oder ihrer Kombination müssen nach verfügbaren hydrologischen Angaben angesetzt werden, um die ungünstigsten Bedingungen zu erfassen, die in der betrachteten Bemessungssituation auftreten können. Die Möglichkeit, dass Dränagen, Filter oder Abdichtungen versagen, muss beachtet werden.

(6) Bei Uferdämmen sollten die ungünstigsten hydraulischen Bedingungen, das sind in der Regel die stationäre Durchsickerung bei höchstem Grundwasserstand und eine rasche Spiegelabsenkung im offenen Wasser, berücksichtigt werden.

(7)P Bei der Festlegung von Bemessungsverteilungen des Porenwasserdrucks muss die mögliche Bandbreite der Anisotropie und Heterogenität des Bodens berücksichtigt werden.

(8)P Bei der Bemessung unter Berücksichtigung der Dammsetzung muss die Abminderung der wirksamen Bodenspannung beachtet werden, die dadurch entsteht, dass die Deckschicht oder der Dammkörper ins Grundwasser eintaucht.

12.4 Gesichtspunkte bei Entwurf und Ausführung

(1)P Dammschüttungen müssen unter Berücksichtigung von Erfahrungen mit Erddämmen auf ähnlichem Untergrund und mit ähnlichem Schüttmaterial geplant werden.

(2)P Bei der Festlegung der Gründungsebene eines Erddamms muss gegebenenfalls Folgendes beachtet werden:

- Erreichen einer ausreichend tragfähigen Schicht oder, falls das praktisch unmöglich ist, die Anwendung stabilisierender Maßnahmen;
- Vorsorge für einen ausreichenden Schutz gegen wetterbedingte Beeinträchtigungen der Tragfähigkeit des Untergrundes;
- der Grundwasserspiegel im Hinblick auf die Dammentwässerung;
- Vermeidung von Beeinträchtigungen angrenzender Bauten und Einrichtungen;
- Erreichen von Schichten mit ausreichend geringer Durchlässigkeit.

(3) Die Planung von Dammschüttungen sollte dafür sorgen, dass

- die Tragfähigkeit des Untergrundes ausreicht,
- die verschiedenen Lagen der Aufschüttung ausreichend entwässert werden,
- die Durchlässigkeit des Schüttmaterials bei Dämmen genügend klein ist,
- Filter oder Geokunststoffe gefordert werden, um die Filterkriterien zu erfüllen, wo das notwendig ist,
- das Schüttmaterial nach den in 5.3.2 genannten Kriterien vorgeschrieben wird.

(4)P Bei Dämmen auf schwach tragfähigem Untergrund muss die Baufolge so festgelegt werden, dass die Tragfähigkeit mit Sicherheit nicht überschritten wird und sich keine unzuträglichen Setzungen oder Bewegungen während des Baus ergeben (siehe 5.3.3 (2)P).

(5) Wenn der Aufbau des Damms auf zusammendrückbarem Untergrund lagenweise erfolgt, sollten Piezometerkontrollen vorgeschrieben werden, um zu erreichen, dass die Porenwasserdrücke auf annehmbar geringe Werte abgeklungen sind, ehe die nächste Lage geschüttet wird.

(6)P Bei Erddämmen, die das Wasser mit unterschiedlichen Spiegelhöhen stauen, muss die Gründungs-
 sohle mit Rücksicht auf die Durchlässigkeit des Untergrundes gewählt werden, oder es müssen Vorkehrungen
 getroffen werden, damit das Bauwerk wasserdicht wird.

(7) Wenn eine Bodenverbesserung vorgeschrieben wird, sollte das zu verbessernde Bodenvolumen mit
 ausreichender Flächenausdehnung bemessen werden, um schädliche Verformungen zu vermeiden.

(8) Wenn das Dammgewicht aus der Wichte des Schüttmaterials, siehe 3.3.3, abgeleitet wird, sollte dafür
 gesorgt werden, dass Korngrößen > 20 mm bis 60 mm in die Kontrolle der Lagerungsdichte einbezogen
 werden. Oft ist das nicht der Fall, das Grobkorn kann sich aber auf die Wichte erheblich auswirken.

(9)P Der Erosion ausgesetzte Dammböschungsfächen müssen geschützt werden. Wenn Bermen geplant
 sind, muss deren Entwässerungsmöglichkeit ausgeschrieben werden.

(10) Die Böschungen sollten während der Schüttvorgänge versiegelt und danach begrünt werden, wo das in
 Frage kommt.

(11) Bei Verkehrsdämmen sollte eine Eisbildung auf der Oberfläche vermieden werden. Die Wärmekapazität
 des Belages auf einer Dämmschicht oder einer leichtgewichtigen Schüttung kann dafür ausreichen.

(12) Die Frosteindringung auf der Krone eines Erddamms sollte auf ein geeignetes Maß beschränkt werden.

(13) Bei der Planung der Dammböschung sollte beachtet werden, dass sich unabhängig von der Stand-
 sicherheit bei trockenen Bedingungen während des Gefrierens und Tausens in Böschungen Kriechbewe-
 gungen ergeben können. Dies ist besonders in Übergangszonen von Bedeutung, etwa bei Brückenwider-
 lagern.

12.5 Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1)P Beim Nachweis der Standsicherheit des Erddamms oder seiner Teile müssen alle in Abschnitt 11
 genannten Arten des Versagens berücksichtigt werden.

(2) Da Erddämme oft abschnittsweise mit unterschiedlichen Lastzuständen hergestellt werden, sollte der
 Nachweis Abschnitt für Abschnitt nach den im Geotechnischen Entwurfsbericht gemachten Vorgaben erfolgen.

(3)P Wenn leichte Füllstoffe wie Schaumstoff, Blähton oder Leichtbeton verwendet werden, muss die Mög-
 lichkeit von Auftriebswirkungen berücksichtigt werden (siehe Abschnitt 10).

(4)P Bei jeder Untersuchung von Erddämmen, die unterschiedliche Schüttmaterialien enthalten, müssen
 Festigkeitswerte angesetzt werden, die sich auf untereinander verträgliche Dehnungen der Materialien be-
 ziehen.

(5) Wo Straßen oder Wasserläufe einen Erddamm kreuzen, sollte die räumliche Wechselwirkung der
 verschiedenen Konstruktionselemente besonders sorgfältig beachtet werden.

(6) Bei der Untersuchung der Standsicherheit von verbessertem Untergrund sollte die Wirkung des Boden-
 verbesserungsverfahrens beachtet werden, z. B. die Störung bei einem weichen, sensitiven Ton. Da die
 Wirkung der Bodenverbesserung zeitabhängig eintritt, sollte sie erst für den Fall nach dem Erreichen eines
 stationären Endzustands in Ansatz gebracht werden.

(7)P Um Grenzzustände der Tragfähigkeit infolge von Oberflächenerosion, innerer Erosion oder hydrau-
 lischem Druck zu vermeiden, müssen die Vorgaben der Abschnitte 10 und 11 erfüllt werden.

12.6 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

(1)P Es muss nachgewiesen werden, dass die Dammverformungen keinen Grenzzustand der Gebrauchs-
 tauglichkeit in der Aufschüttung oder bei Tragwerken, Straßen oder Leitungen verursachen, die sich in der
 Aufschüttung, darauf oder in der Nähe befinden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(2) Die Setzung eines Dammes auf zusammendrückbarem Untergrund sollte nach den Grundsätzen von 6.6.1 berechnet werden. Besonders beachtet werden sollten die zeitabhängigen Konsolidations- und sekundären Setzungen.

(3) Die Möglichkeit von Setzungen infolge von Spiegeländerungen des Grundwassers sollte bedacht werden.

(4) In Fällen, in denen sich die Setzungen nur schwer vorhersagen lassen, sollten die Bauverfahren der Vorbelastung oder Versuchsschüttung in Betracht gezogen werden, besonders wenn Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit verhütet werden sollen.

12.7 Bauüberwachung und Kontrollmessungen

(1)P Bauüberwachung und Kontrollmessungen müssen den Vorgaben im Abschnitt 4 entsprechen.

(2) Kontrollmessungen sollten bei Erddämmen in einer oder in mehreren der folgenden Situationen angewendet werden:

- bei Einsatz der Beobachtungsmethode (siehe 2.7);
- wenn die Standsicherheit eines Dammes, der als Staudamm wirkt, in hohem Maße von der Porenwasserdruckverteilung in und unter dem Damm abhängt;
- wenn Kontaminationen aus der Aufschüttung und aus Verkehr registriert werden sollen;
- wenn eine Kontrolle ungünstiger Wirkungen auf Tragwerke oder Versorgungseinrichtungen gefordert ist;
- wenn eine Oberflächenerosion ein beträchtliches Risiko ist.

(3)P In Fällen, in denen ein Überwachungs- und Kontrollmessprogramm gefordert wird, muss es der Planer im Geotechnischen Untersuchungsbericht (siehe 2.8) darstellen. Es muss angegeben werden, dass die Messprotokolle auszuwerten sind und darauf im notwendigen Umfang zu reagieren ist.

(4) Das Messprogramm für einen Damm sollte gegebenenfalls folgende Aufzeichnungen umfassen:

- Porenwasserdruckmessungen im und unter dem Damm;
- Setzungsmessungen an dem gesamten Damm oder in Teilbereichen und an betroffenen Tragwerken;
- Messungen von Horizontalverschiebungen;
- Kontrollen der Scherparameter der Schüttmaterialien während der Ausführung;
- chemische Analysen vor, während und nach der Bauausführung, wenn eine Schadstoffkontrolle gefordert ist;
- Beobachtung des Erosionsschutzes;
- Überprüfung der Durchlässigkeit des Schüttmaterials und des Untergrundes während der Bauausführung;
- Tiefe der Frosteindringung an der Dammkrone.

(5) Der Bau von Dämmen auf einem weichen Untergrund mit geringer Durchlässigkeit sollte mit Porenwasserdruckgebern in den weichen Schichten und Setzungsmessungen an der Aufschüttung messtechnisch kontrolliert werden.

Anhang A (normativ)

Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren für Grenzzustände der Tragfähigkeit und empfohlene Zahlenwerte

A.1 Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren

(1)P Die Teilsicherheitsbeiwerte γ für Grenzzustände der Tragfähigkeit bei ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen und die Streuungsfaktoren ξ für Pfahlgründungen bei sämtlichen Bemessungssituationen müssen die in diesem Anhang genannten sein.

A.2 Teilsicherheitsbeiwerte für die Nachweise von Grenzzuständen der Lagesicherheit (EQU)

(1)P Für den Nachweis von Grenzzuständen der Lagesicherheit (EQU) sind bei den Einwirkungen folgende Teilsicherheitsbeiwerte γ_F anzuwenden:

- $\gamma_{G, \text{dst}}$ für destabilisierende, ungünstige ständige Einwirkungen;
- $\gamma_{G, \text{stb}}$ für stabilisierende, günstige ständige Einwirkungen;
- $\gamma_{Q, \text{dst}}$ für destabilisierende, ungünstige veränderliche Einwirkungen;
- $\gamma_{Q, \text{stb}}$ für stabilisierende, günstige veränderliche Einwirkungen.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte von $\gamma_{G, \text{dst}}$, $\gamma_{G, \text{stb}}$, $\gamma_{Q, \text{dst}}$ und $\gamma_{Q, \text{stb}}$ dürfen dem Nationalen Anhang zu EN 1990:2002 entnommen werden. Die in EN 1990:2002 für Bauwerke empfohlenen Werte sind in Tabelle A.1 angegeben.

Tabelle A.1 — Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_F)

Einwirkung	Symbol	Wert
Ständige		
ungünstig ^a	$\gamma_{G, \text{dst}}$	1,1
günstig ^b	$\gamma_{G, \text{stb}}$	0,9
Veränderliche		
ungünstig ^a	$\gamma_{Q, \text{dst}}$	1,5
günstig ^b	$\gamma_{Q, \text{stb}}$	0
a Destabilisierend.		
b Stabilisierend.		

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(2)P Beim Nachweis von Grenzzuständen der Lagesicherheit (EQU) sind folgende Teilsicherheitsbeiwerte γ_M auf die Bodenkennwerte anzuwenden, wenn geringere Scherwiderstände einbezogen werden:

- $\gamma_{\phi'}$ auf den Tangens des wirksamen Reibungswinkels;
- γ_c auf die wirksame Kohäsion;
- γ_{cu} auf die Scherfestigkeit im undrained Zustand;
- γ_{qu} auf die einaxiale Druckfestigkeit;
- γ_γ auf die Wichte.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{\phi'}$, γ_c , γ_{cu} , γ_{qu} und γ_γ dürfen dem zu diesem Code gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle A.2 angegeben.

Tabelle A.2 — Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen (γ_M)

Bodenkenngröße	Symbol	Wert
Wirksamer Reibungswinkel ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Wirksame Kohäsion	γ_c	1,25
Scherfestigkeit im undrained Zustand	γ_{cu}	1,4
Einaxiale Druckfestigkeit	γ_{qu}	1,4
Wichte	γ_γ	1,0
^a Dieser Beiwert wird auf $\tan \phi'$ angewendet.		

A.3 Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis von Grenzzuständen im Tragwerk (STR) und Grenzzuständen im Baugrund (GEO)

A.3.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_F) oder Beanspruchungen (γ_E)

(1)P Für den Nachweis von Grenzzuständen im Tragwerk und im Baugrund sind die den folgenden Teilsicherheitsbeiwerten γ_F für Einwirkungen bzw. γ_E für Beanspruchungen zuzuordnenden Wertegruppen A1 oder A2 anzuwenden:

- γ_G für ständige ungünstige oder günstige Einwirkungen;
- γ_Q für veränderliche ungünstige oder günstige Einwirkungen.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_Q dürfen dem entsprechenden Nationalen Anhang zu EN 1990:2002 entnommen werden. Die in EN 1990:2002 für die beiden Gruppen A1 und A2 bei Bauwerken empfohlenen Werte gibt Tabelle A.3 an.

Tabelle A.3 — Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_E) oder Beanspruchungen (γ_E)

Einwirkung		Symbol	Werte	
Dauer	Bedingung		A1	A2
Ständig	ungünstig	γ_G	1,35	1,0
	günstig	γ_G	1,0	1,0
Veränderlich	ungünstig	γ_Q	1,5	1,3
	günstig	γ_Q	0	0

A.3.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen (γ_M)

(1)P Für den Nachweis von Grenzzuständen im Tragwerk und im Baugrund sind die den folgenden Teilsicherheitsbeiwerten γ_M für Bodenkenngrößen zugeordneten Wertegruppen *M1* oder *M2* anzuwenden:

- $\gamma_{\phi'}$ auf den Tangens des wirksamen Reibungswinkels;
- γ_c auf die wirksame Kohäsion;
- γ_{cu} auf die Scherfestigkeit im undrännierten Zustand;
- γ_{qu} auf die einaxiale Druckfestigkeit;
- γ_f auf die Wichte.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{\phi'}$, γ_c , γ_{cu} , γ_{qu} und γ_f dürfen dem entsprechenden Nationalen Anhang entnommen werden. Die für die Gruppen *M1* und *M2* empfohlenen Werte gibt Tabelle A.4 an.

Tabelle A.4 — Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen (γ_M)

Bodenkenngröße	Symbol	Werte	
		M1	M2
Wirksamer Scherwinkel ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Wirksame Kohäsion	γ_c	1,0	1,25
Scherfestigkeit im undrännierten Zustand	γ_{cu}	1,0	1,4
Einaxiale Druckfestigkeit	γ_{qu}	1,0	1,4
Wichte	γ_f	1,0	1,0
^a Dieser Beiwert wird auf $\tan \phi'$ angewendet.			

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

A.3.3 Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände (γ_R)

A.3.3.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Flächengründungen

(1)P Beim Nachweis der Grenzzustände (STR) und (GEO) von Flächengründungen müssen die Wertegruppen *R1*, *R2* und *R3* der folgenden Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Widerstände angewendet werden:

- $\gamma_{R,v}$ für den Grundbruchwiderstand;
- $\gamma_{R,h}$ für den Gleitwiderstand.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte von $\gamma_{R,v}$ und $\gamma_{R,h}$ dürfen dem zu diesem Code gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Die für die Gruppen *R1*, *R2* und *R3* empfohlenen Werte gibt Tabelle A.5 an.

Tabelle A.5 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Flächengründungen

Widerstand	Symbol	Werte		
		<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Grundbruch	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Gleiten	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

A.3.3.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Pfahlgründungen

(1)P Beim Nachweis der Grenzzustände (STR) und (GEO) von Pfahlgründungen müssen die Wertegruppen *R1*, *R2*, *R3* bzw. *R4* der folgenden Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Widerstände angewendet werden:

- γ_b für den Spitzendruck;
- γ_s für die Mantelreibung bei Druckpfählen;
- γ_t für den Gesamtwiderstand von Druckpfählen;
- $\gamma_{s,t}$ für die Mantelreibung bei Zugpfählen.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte von γ_b , γ_s , γ_t und $\gamma_{s,t}$ dürfen dem zu diesem Code gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Empfohlene Wertegruppen *R1*, *R2* und *R3* bzw. *R4* sind in Tabelle A.6 für Verdrängungspfähle, in Tabelle A.7 für Bohrpfähle und in Tabelle A.8 für Schneckenbohrpfähle angegeben.

Tabelle A.6 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_k) für Verdrängungspfähle

Widerstand	Symbol	Werte			
		<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>	<i>R4</i>
Spitzendruck	γ_b	1,0	1,1	1,0	1,3
Mantelreibung (bei Druck)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Gesamtwiderstand (bei Druck)	γ_k	1,0	1,1	1,0	1,3
Mantelreibung bei Zug	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Tabelle A.7 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_k) für Bohrpfähle

Widerstand	Symbol	Werte			
		<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>	<i>R4</i>
Spitzendruck	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Mantelreibung (Druck)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Gesamtwiderstand (Druck)	γ_k	1,15	1,1	1,0	1,5
Mantelreibung (Zug)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Tabelle A.8 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_k) für Schneckenbohrpfähle (CFA)

Widerstand	Symbol	Werte			
		<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>	<i>R4</i>
Spitzendruck	γ_b	1,1	1,1	1,0	1,45
Mantelreibung (Druck)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Gesamtwiderstand (Druck)	γ_k	1,1	1,1	1,0	1,4
Mantelreibung (Zug)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

A.3.3.3 Streuungsfaktoren für Pfahlgründungen

(1)P Beim Nachweis von Grenzzuständen (STR) und (GEO) müssen folgende Streuungsfaktoren ξ angewendet werden, um den charakteristischen Widerstand axial belasteter Pfähle abzuleiten:

- ξ_1 auf die Mittelwerte der bei statischen Probelastungen gemessenen Widerstände;
- ξ_2 auf den Kleinstwert der bei statischen Probelastungen gemessenen Widerstände;
- ξ_3 auf die Mittelwerte der aus den Ergebnissen von Baugrundversuchen berechneten Widerstände;
- ξ_4 auf den Kleinstwert der aus den Ergebnissen von Baugrundversuchen berechneten Widerstände;
- ξ_5 auf die Mittelwerte der bei dynamischen Probelastungen gemessenen Widerstände;
- ξ_6 auf den Kleinstwert der bei dynamischen Probelastungen gemessenen Widerstände.

ANMERKUNG Bei der nationalen Anwendung dürfen die Zahlenwerte von ξ_1 , ξ_2 , ξ_3 , ξ_4 , ξ_5 und ξ_6 dem zu diesem Code gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Empfohlene Werte sind in den Tabellen A.9, A.10 und A.11 angegeben.

Tabelle A.9 — Streuungsfaktoren ξ zur Ableitung charakteristischer Werte aus statischen Pfahlprobelastungen (n -Anzahl der probelasteten Pfähle)

ξ für $n =$	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
ξ_2	1,4	1,2	1,05	1,0	1,0

Tabelle A.10 — Streuungsfaktoren ξ zur Ableitung charakteristischer Werte aus Ergebnissen von Baugrunduntersuchungen (n -Anzahl der Versuchsprofile)

ξ für $n =$	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,4	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,4	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Tabelle A.11 — Streuungsfaktoren ξ zur Ableitung charakteristischer Werte aus Schlagversuchen
(n -Anzahl der untersuchten Pfähle)

ξ für $n =$	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,6	1,5	1,45	1,42	1,4
ξ_6	1,5	1,35	1,3	1,25	1,25
a Die ξ-Werte in der Tabelle gelten für Schlagversuche. b Die ξ-Werte dürfen mit einem Modellfaktor = 0,85 reduziert werden, wenn bei den Versuchen die Wellenausbreitung gemessen wird. c Die ξ-Werte sollten mit einem Modellfaktor = 1,10 erhöht werden, wenn eine Rammformel mit Messung der quasielastischen Pfahlkopfbewegung beim Schlag angewendet wird. d Die ξ-Werte sollen mit einem Modellfaktor = 1,20 erhöht werden, wenn die Rammformel ohne Messung der quasielastischen Pfahlkopfbewegung angewendet wird. e Wenn unterschiedliche Pfähle in der Gründung vorhanden sind, sollten bei der Wahl der Anzahl n der untersuchten Pfähle Gruppen gleichartiger Pfähle getrennt berücksichtigt werden.					

A.3.3.4 Teilsicherheitsbeiwerte für vorgespannte Anker

(1)P Beim Nachweis der Grenzzustände (STR) und (GEO) von vorgespannten Ankern müssen die Wertegruppen $R1$, $R2$, $R3$ bzw. $R4$ der folgenden Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Widerstände angewendet werden:

- $\gamma_{a,t}$ bei Kurzzeitankern;
- $\gamma_{a,p}$ bei Dauerankern.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte von $\gamma_{a,t}$ und $\gamma_{a,p}$ dürfen dem zu diesem Code gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Empfohlene Wertegruppen $R1$, $R2$, $R3$ und $R4$ sind in Tabelle A.12 angegeben.

Tabelle A.12 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für die Widerstände vorgespannter Anker

Widerstand	Symbol	Werte			
		$R1$	$R2$	$R3$	$R4$
Kurzzeitanker	$\gamma_{a,t}$	1,1	1,1	1,0	1,1
Daueranker	$\gamma_{a,p}$	1,1	1,1	1,0	1,1

A.3.3.5 Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Stützbauwerke

(1)P Beim Nachweis der Grenzzustände (STR) und (GEO) von Stützbauwerken müssen die Wertegruppen $R1$, $R2$ oder $R3$ der folgenden Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Widerstände angewendet werden:

- $\gamma_{R,v}$ für den Grundbruchwiderstand;
- $\gamma_{R,h}$ für den Gleitwiderstand;
- $\gamma_{R,e}$ für den Erdwiderstand.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte von $\gamma_{R,v}$, $\gamma_{R,h}$ und $\gamma_{R,e}$ dürfen dem zu diesem Code gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Empfohlene Wertegruppen $R1$, $R2$ und $R3$ sind in Tabelle A.13 angegeben.

Tabelle A.13 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für die Widerstände von Stützbauwerken

Widerstand	Symbol	Werte		
		$R1$	$R2$	$R3$
Grundbruch	$\gamma_{R,v}$	1,0	1;4	1,0
Gleiten	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0
Erdwiderstand	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,0

A.3.3.6 Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Böschungen und Nachweise der Gesamtstandsicherheit

(1)P Beim Nachweis der Grenzzustände (STR) und (GEO) von Böschungen und Geländen muss ein Teilsicherheitsbeiwert ($\gamma_{R,e}$) auf den Erdwiderstand angewendet werden.

ANMERKUNG Der national anzuwendende Zahlenwert von $\gamma_{R,e}$ darf dem zu diesem Code gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Empfohlene Wertegruppen $R1$, $R2$ und $R3$ sind in Tabelle A.14 angegeben.

Tabelle A.14 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_M) für Böschungen und Nachweise der Gesamtstandsicherheit

Widerstand	Symbol	Werte		
		$R1$	$R2$	$R3$
Erdwiderstand	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,1	1,0

A.4 Teilsicherheitsbeiwerte für Nachweise von Aufschwimm-Grenzzuständen (UPL)

(1)P Beim Nachweis von Aufschwimm-Grenzzuständen (UPL) sind bei den Einwirkungen folgende Teilsicherheitsbeiwerte γ_F anzuwenden:

- $\gamma_{G,dst}$ auf destabilisierende, ungünstige ständige Einwirkungen;
- $\gamma_{G,stb}$ auf stabilisierende, günstige ständige Einwirkungen;
- $\gamma_{Q,dst}$ auf destabilisierende, ungünstige veränderliche Einwirkungen.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{G,dst}$, $\gamma_{G,stb}$ und $\gamma_{Q,dst}$ dürfen dem zu diesem Code gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle A.15 angegeben.

Tabelle A.15 — Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_F)

Einwirkung	Symbol	Wert
Ständige		
ungünstige ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,0
günstige ^b	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Veränderliche		
ungünstige ^a	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
^a Destabilisierend. ^b Stabilisierend.		

(2)P Beim Nachweis von Aufschwimm-Grenzzuständen (UPL) sind folgende Teilsicherheitsbeiwerte anzuwenden, wenn Widerstände einbezogen werden:

- $\gamma_{\varphi'}$ auf den Tangens des wirksamen Scherwinkels;
- γ_c auf die wirksame Kohäsion;
- γ_{cu} auf die Scherfestigkeit im undrnierten Zustand;
- $\gamma_{s,t}$ auf den Herauszieh-Widerstand des Pfahles;
- γ_a auf den Verankerungswiderstand.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{\varphi'}$, γ_c , γ_{cu} , $\gamma_{s,t}$ und γ_a dürfen dem zu diesem Code gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle A.16 angegeben.

Tabelle A.16 — Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen und Widerstände

Bodenkenngröße	Symbol	Wert
Wirksamer Scherwinkel ^a	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
Wirksame Kohäsion	γ_c	1,25
Scherfestigkeit im undrnierten Zustand	γ_{cu}	1,4
Pfahl-Zugwiderstand	$\gamma_{s,t}$	1,4
Verankerungswiderstand	γ_a	1,4
^a Dieser Beiwert wird auf $\tan \varphi'$ angewendet.		

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

A.5 Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis der hydraulischen Grundbruchsicherheit (HYD)

(1)P Beim Nachweis der hydraulischen Grundbruchsicherheit (HYD) sind auf die Einwirkungen folgende Teilsicherheitsbeiwerte anzuwenden:

- $\gamma_{G,dst}$ auf destabilisierende, ungünstige ständige Einwirkungen;
- $\gamma_{G,stb}$ auf stabilisierende, günstige ständige Einwirkungen;
- $\gamma_{Q,dst}$ auf destabilisierende, ungünstige veränderliche Einwirkungen.

ANMERKUNG Bei der nationalen Anwendung dürfen die Zahlenwerte für die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{G,dst}$, $\gamma_{G,stb}$ und $\gamma_{Q,dst}$ dem zu diesem Code gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte stehen in Tabelle A.17.

Tabelle A.17 — Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_F)

Einwirkung	Symbol	Wert
Ständige		
ungünstige ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,35
günstige ^b	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Veränderliche		
ungünstige ^a	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
^a Destabilisierend. ^b Stabilisierend.		

Anhang B (informativ)

Erläuterungen zu den Teilsicherheitsbeiwerten für die Nachweisverfahren 1, 2 und 3

B.1 Allgemeines

(1) Für die Grenzzustände STR und GEO bei ständigen und vorübergehenden Situationen werden in 2.4.7.3.4 drei Nachweisverfahren angegeben. Sie unterscheiden sich darin, wie die Teilsicherheitsbeiwerte auf Einwirkungen, Beanspruchungen, Materialeigenschaften und Widerstände verteilt sind. Teilweise ist das durch die unterschiedliche Art bedingt, wie die Unsicherheiten bei der Modellierung der Beanspruchungen und Widerstände erfasst werden.

(2) Beim Verfahren 1 werden für alle Nachweise grundsätzlich zwei Gruppen von Beiwerten vorgeschrieben, die auf zwei getrennte Nachweise angewendet werden. Wenn eine dieser beiden Gruppen offensichtlich maßgebend ist, ist ein Nachweis für die andere Gruppe nicht notwendig. Im Allgemeinen werden Beiwerte eher auf die Einwirkungen als auf die Beanspruchungen angewendet, jedoch mit der einen in 2.4.7.3.2 (2) genannten Ausnahme. In vielen Fällen werden Beiwerte auf die Bodenkenngößen angewendet, dagegen bei der Berechnung von Pfählen und Ankern auf die Widerstände.

(3) Bei den Verfahren 2 und 3 ist für jeden Nachweis eine einzige Berechnung erforderlich, und die Art, wie Beiwerte angesetzt werden, hängt von dem untersuchten Fall ab.

(4) Beim Verfahren 2 werden Beiwerte entweder auf Einwirkungen oder Beanspruchungen und auf Widerstände angewendet.

(5) Beim Verfahren 3 werden Beiwerte auf Einwirkungen oder Beanspruchungen durch das Bauwerk und auf die Bodenkenngößen angewendet.

B.2 Beiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen

(1) EN 1990:2002 besagt, dass γ_f ein Teilsicherheitsbeiwert für eine Einwirkung ist und der Möglichkeit Rechnung trägt, dass es zu ungünstigen Abweichungen der Einwirkung von ihrem charakteristischen Wert kommt. Entsprechend ist $\gamma_{S;d}$ ein Teilsicherheitsbeiwert für die Modellunsicherheiten bei den Einwirkungen und Beanspruchungen.

(2) EN 1990:2002 gestattet die Zusammenfassung von $\gamma_{S;d}$ und γ_f zu einem Beiwert für die Multiplikation von F_k :

$$\gamma_F = \gamma_{S;d} \times \gamma_f \quad (\text{B.1})$$

(3) Die verschiedenen Verfahren in EN 1997-1 erfordern, dass die Beiwerte entweder auf die Einwirkungen oder auf die Beanspruchungen angewendet werden. Da der Gebrauch von Modellfaktoren $\gamma_{S;d}$ für Einwirkungen des Bodens eine Ausnahme bleiben wird und deswegen der nationalen Verantwortlichkeit überlassen bleibt, wird der Einfachheit halber durchweg mit γ_f bei den Einwirkungen bzw. γ_E bei den Beanspruchungen gerechnet (siehe die Tabellen A.1 und A.3 im Anhang A).

Das ermöglicht es nationalen Behörden, alternative Werte für die Kombination $\gamma_{S;d} \times \gamma_f$ zu wählen.

(4) Die Gleichungen (2.6a) und (2.6b) enthalten bei der Ermittlung der Einwirkungen eine Komponente X_k/γ_M , weil die Baugrundeigenschaften in einigen Fällen die Werte der geotechnischen Einwirkungen beeinflussen können.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(5) Beim Verfahren 1 sind zwei Kombinationen von Beiwertegruppen in getrennten Nachweisen anzusetzen.

Bei der Kombination 1 werden Beiwerte $\neq 1$ generell auf Einwirkungen, Beiwerte $= 1$ auf Beanspruchungen angesetzt. Damit ist in den Gleichungen (2.6a und 2.6b) $\gamma_F \neq 1$ und $\gamma_E = 1$.

Eine Ausnahme nennt 2.4.7.3.2 (2): In Fällen, wo es physikalisch unsinnig ist, $\gamma_F \neq 1$ anzuwenden (Beispiel: Flüssigkeitsbehälter mit konstruktiv festgelegter Spiegelhöhe), setzt man $\gamma_F = 1$ und $\gamma_E \neq 1$.

Bei der Kombination 2 ist stets $\gamma_E = 1$ und $\gamma_F \neq 1$ nur bei veränderlichen Einwirkungen. Damit gilt – abgesehen von der genannten Ausnahme in 2.4.7.3.2 (2) – für das Nachweisverfahren 1 die Gleichung (2.6a):

$$E_d = \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d \right\} \quad (\text{B.2})$$

(6) Beim Verfahren 2 ist eine einzige Berechnung für jeden nachzuweisenden Fall auszuführen. Wie die Beiwerte auf Einwirkungen oder Beanspruchungen anzusetzen sind, hängt von dem untersuchten Fall ab und wird durch die nationale Bauaufsicht festgelegt. Entweder gelten $\gamma_E \neq 1$ und $\gamma_F = 1$ oder $\gamma_E = 1$ und $\gamma_F \neq 1$. Wegen $\gamma_M = 1$ reduzieren sich die Gleichungen (2.6a) und (2.6b) auf

$$E_d = \gamma_E \times E \left\{ F_{\text{rep}}; X_k; a_d \right\} \quad (\text{B.3.1})$$

oder

$$E_d = E \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; X_k; a_d \right\} \quad (\text{B.3.2})$$

(7) Beim Verfahren 3 ist nur eine einzige Berechnung auszuführen. Hierbei wird aber zwischen Einwirkungen F_{rep} aus dem Bauwerk und Einwirkungen aus dem Baugrund unterschieden, die aus X_k hergeleitet werden. Entweder gelten $\gamma_E \neq 1$ und $\gamma_F = 1$ oder $\gamma_E = 1$ und $\gamma_F \neq 1$, so dass sich die Gleichungen (2.6a) und (2.6b) auf

$$E_d = E \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d \right\} \quad (\text{B.4.1})$$

oder

$$E_d = \gamma_E \times E \left\{ F_{\text{rep}}; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d \right\} \quad (\text{B.4.2})$$

reduzieren.

B.3 Beiwerte für geotechnische Kenngrößen und Widerstände

(1) Gleichung (6.6) der EN 1990:2002 und Gleichung (2.7c) von EN 1997-1 sind gleichwertig:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \left\{ X_{d,i}; a_d \right\} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \left\{ \eta_i \times \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d \right\} \quad (\text{EN 1990:2002, Gleichung (6.6)}) \quad (\text{B.5.1})$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \times \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (\text{EN 1997-1, Gleichung (2.7c)}) \quad (\text{B.5.2})$$

(2) Zu beachten ist, dass die Gleichungen (2.7a), (2.7b) und (2.7c) der EN 1997-1 bei der Ermittlung der Bemessungswiderstände die Komponente $\gamma_F F_{\text{rep}}$ enthält, weil die Größe der Einwirkungen in bestimmten Fällen die Werte der geotechnischen Widerstände beeinflussen kann, wie z. B. bei der Tragfähigkeit von Flachfundamenten.

(3) Der Umrechnungsfaktor η wird in EN 1997-1 gleich 1,0 gesetzt, weil die charakteristischen Werte der Scherparameter sich definitionsgemäß auf die Baustellensituation beziehen, wodurch η im charakteristischen Wert enthalten ist.

(4) Die verschiedenen Nachweisverfahren dieser Norm erfordern, dass die Beiwerte entweder auf die geotechnischen Kenngrößen X oder die Widerstände R angewendet werden. Diese Beiwerte vereinigen in unterschiedlicher Weise die Funktionen der Beiwerte γ_m für die geotechnischen Kenngrößen und die der Modellfaktoren $\gamma_{R,d}$ für die Widerstände. Der Einfachheit halber werden die auf die Scherparameter X anzuwendenden Beiwerte mit γ_M und die auf die Widerstände anzuwendenden mit γ_R bezeichnet.

(5) Beim Verfahren 1 sind getrennte Berechnungen für zwei verschiedene Kombinationsgruppen von Beiwerten durchzuführen.

Bei der Kombination 1 werden Faktoren 1,0 bei den geotechnischen Kenngrößen und Widerständen angesetzt, d. h., in Gleichung (2.7c) ist $\gamma_M = \gamma_R = 1$.

Bei der Kombination 2, abgesehen von Pfählen und Ankern, ist $\gamma_M > 1$ und $\gamma_R = 1$.

Daher benutzt das Verfahren 1 in den meisten Fällen die Gleichung (2.7a):

$$R_d = R \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d \right\} \quad (\text{B.6.1.1})$$

Aber bei der Kombination 2 für Pfähle und Anker ist in Gleichung (2.7b) $\gamma_M = 1$ und $\gamma_R > 1$, d. h., es ist

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \times R \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; X_k; a_d \right\} \quad (\text{B.6.1.2})$$

(6) Beim Verfahren 2 werden generell Faktoren = 1 bei den geotechnischen Kenngrößen angesetzt und Faktoren > 1 bei den Widerständen. Damit werden in Gleichung (2.7) $\gamma_M = 1$ und $\gamma_R > 1$. Da auch $\gamma_F = 1$ allgemein angesetzt wird, wird Gleichung (2.7b) angewendet, d. h., es ist

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \times R \left\{ F_{\text{rep}}; X_k; a_d \right\} \quad (\text{B.6.2})$$

(7) Beim Verfahren 3 sind allgemein $\gamma_M > 1$ und $\gamma_R = 1$. Damit wird Gleichung (2.7a) angewendet:

$$R_d = R \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (\text{B.6.3.1})$$

Zu beachten ist aber, dass es manchmal notwendig ist, $\gamma_R > 1$ anzusetzen (z. B. bei Zugpfählen), so dass die Gleichung (2.7a) dann folgendermaßen angewendet wird:

$$R_d = \frac{R \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}}{\gamma_R} \quad (\text{B.6.3.2})$$

Anhang C (informativ)

Beispiele zur Ermittlung von Erddrücken

C.1 Grenzwerte des Erddrucks

(1) Die Grenzwerte des Erddrucks auf eine senkrechte Wand infolge der Wichte γ , einer gleichförmigen Auflast q , des Reibungswinkels φ und der Kohäsion c lassen sich wie folgt berechnen:

— aktiver Grenzzustand:

$$\sigma_a(z) = K_a \left[\int \gamma dz + q - u \right] + u - c K_{ac} \quad (\text{C.1})$$

wobei die Integration von der Geländeoberfläche bis zur Tiefe z durchzuführen ist.

$$K_{ac} = 2\sqrt{[K_a (1+a/c)]}, \text{ begrenzt auf } 2,56\sqrt{K_a}$$

— passiver Grenzzustand:

$$\sigma_p(z) = K_p \left[\int \gamma dz + q - u \right] + u + c K_{pc} \quad (\text{C.2})$$

wobei die Integration von der Geländeoberfläche bis zur Tiefe z durchzuführen ist.

$$K_{pc} = 2\sqrt{[K_p (1+a/c)]}, \text{ begrenzt auf } 2,56\sqrt{K_p}$$

Dabei ist

- a die Adhäsion zwischen Wand und Boden;
- c die Kohäsion;
- K_a der Beiwert für den wirksamen aktiven horizontalen Erddruck;
- K_p der Beiwert für den wirksamen passiven horizontalen Erdwiderstand;
- q die vertikale Auflast auf dem Gelände;
- z die Tiefe unter Gelände hinter der Wand;
- β die Geländeneigung hinter der Wand (ansteigend positiv);
- δ der Wandreibungswinkel;
- γ die Wichte des gestützten Bodens;
- $\sigma_a(z)$ der aktive Erddruck in der Tiefe z senkrecht auf die Wand in totalen Spannungen;
- $\sigma_p(z)$ der Erdwiderstand in der Tiefe z senkrecht auf die Wand in totalen Spannungen.

(2) Für den dränierten Zustand des Bodens sind K_a und K_p Funktionen des Reibungswinkels φ' , und $c = c'$, die wirksame Kohäsion. Für den undränierten Zustand des Bodens sind $K_a = K_p = 1$ und $c = c_u$, die Kohäsion im undränierten Zustand.

(3) Zahlenwerte für die Erddruckbeiwerte können den Bildern C.1.1 bis C.1.4 für K_a und C.2.1 bis C.2.4 für K_p entnommen werden.

(4) Alternativ kann das in C.2 beschriebene numerische Verfahren angewendet werden.

(5) Bei geschichtetem Boden werden die Erddruckbeiwerte K in der Regel unabhängig von den Beiwerten in den anderen Schichten nur aus den Scherparametern der jeweils betrachteten Schicht abgeleitet.

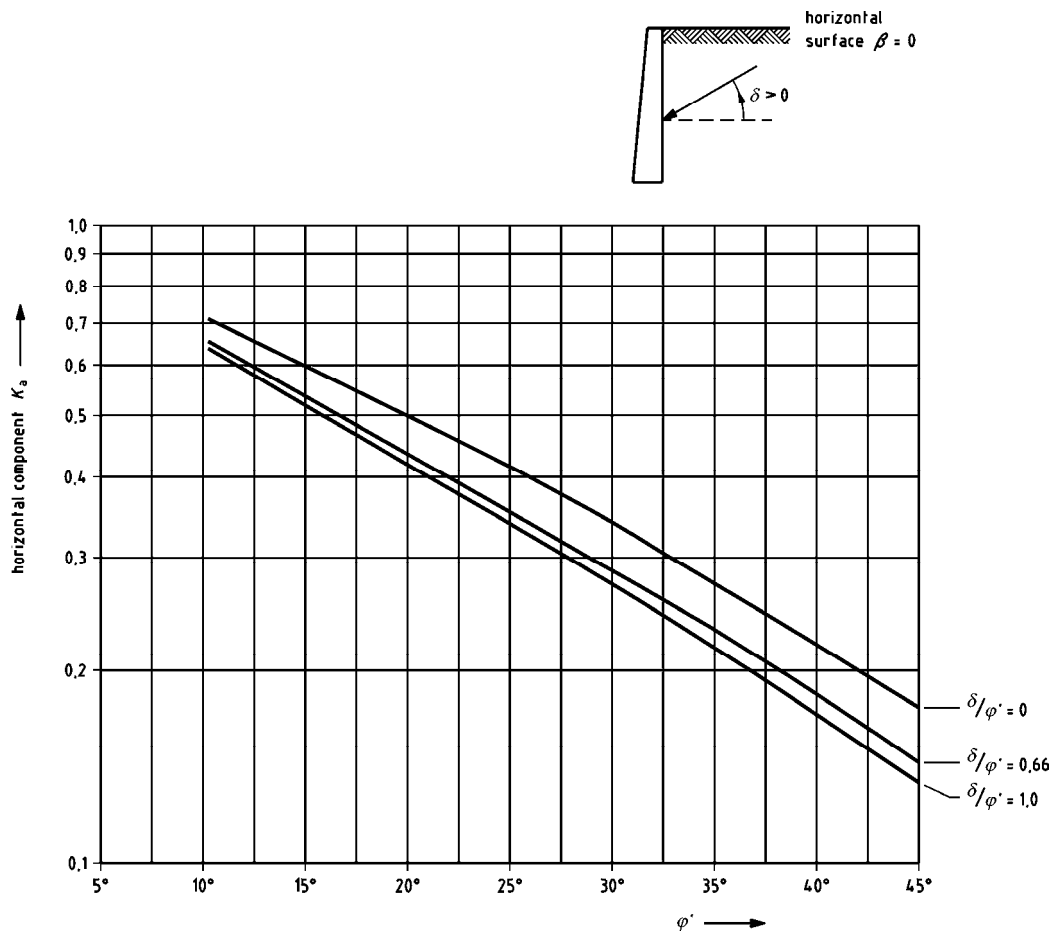


Bild C.1.1 — Beiwerte K_a für den horizontalen aktiven Erddruck bei ebenem Gelände ($\beta = 0$)

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

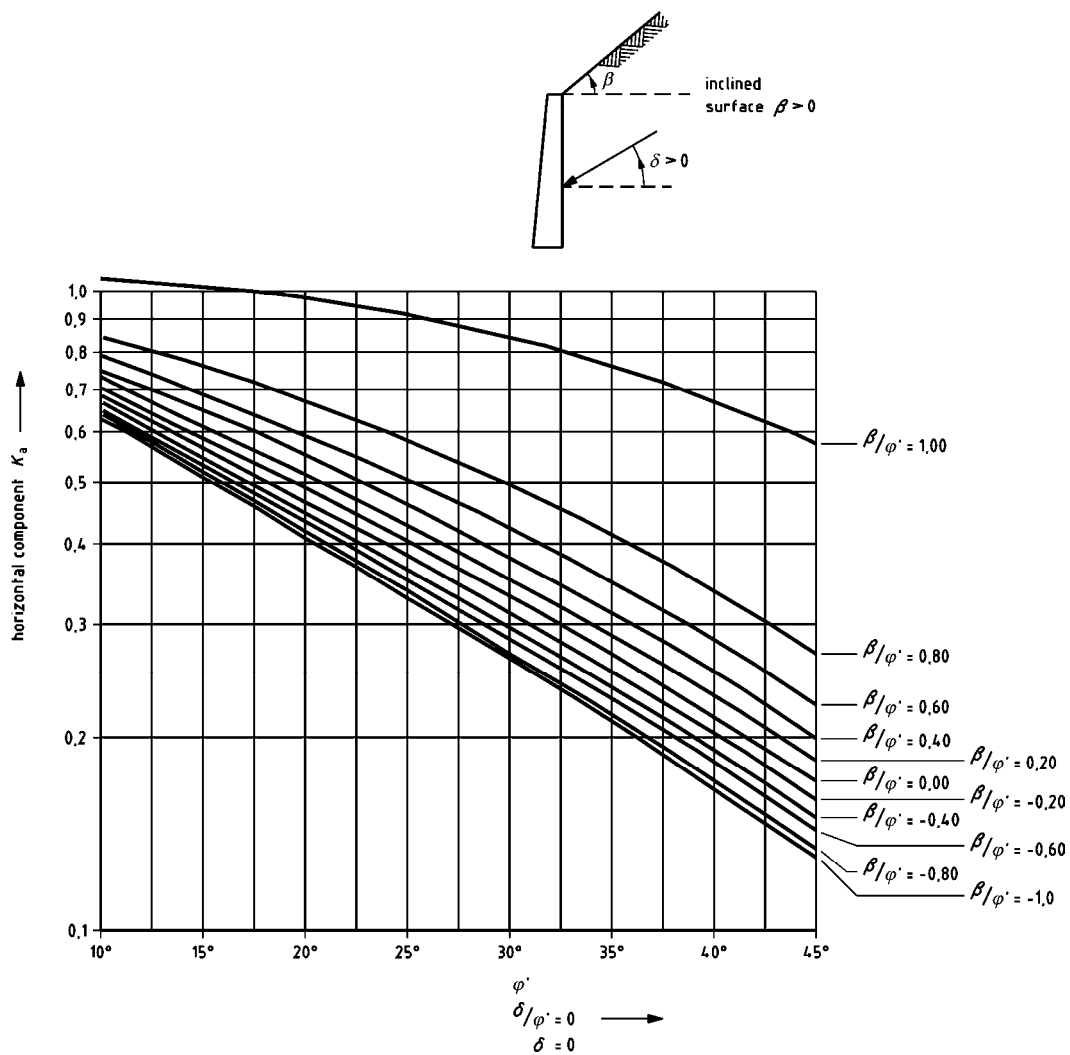


Bild C.1.2 — Beiwerte K_a für den horizontalen aktiven Erddruck bei geneigtem Gelände
($\delta/\varphi' = 0$ und $\delta = 0$)

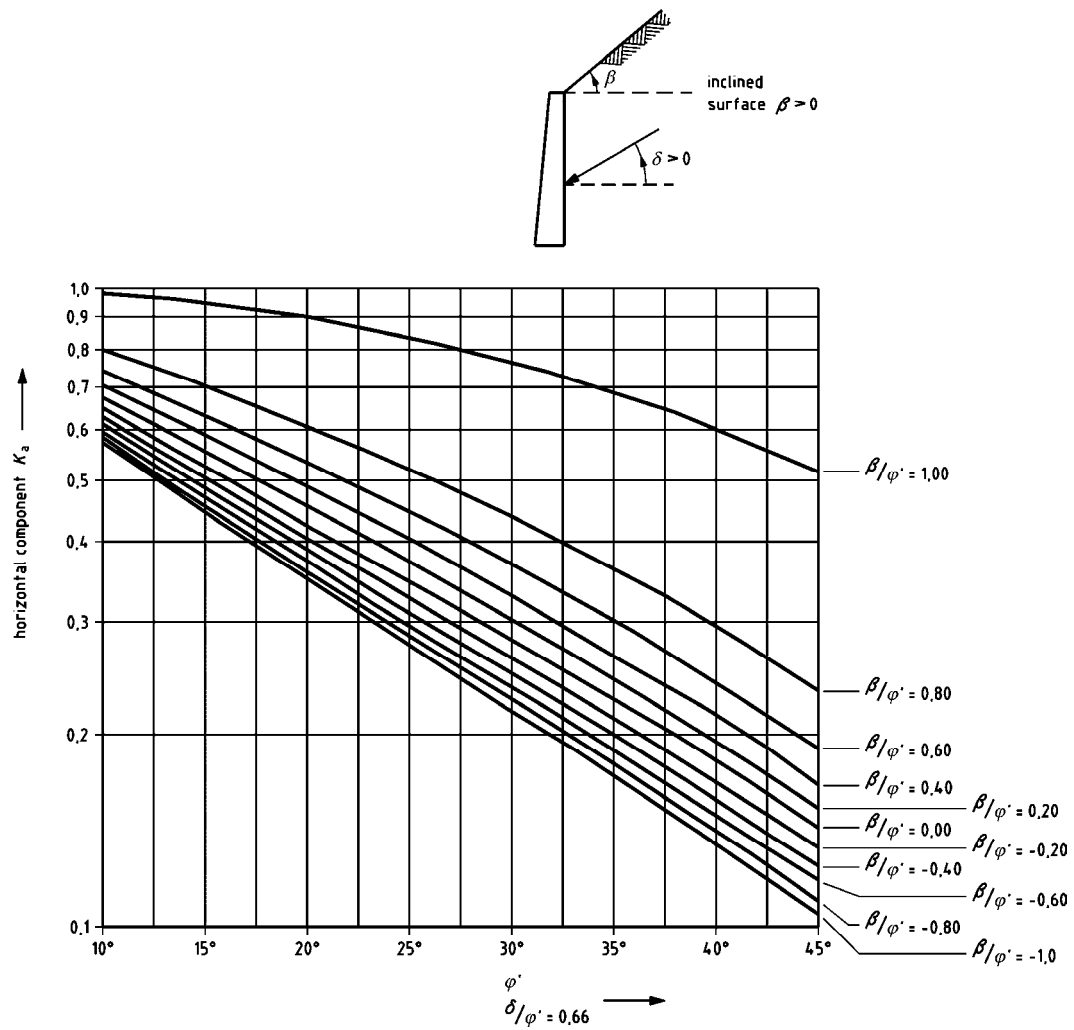


Bild C.1.3 — Beiwerte K_a für den horizontalen aktiven Erddruck bei geneigtem Gelände ($\delta/\varphi' = 0,66$)

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

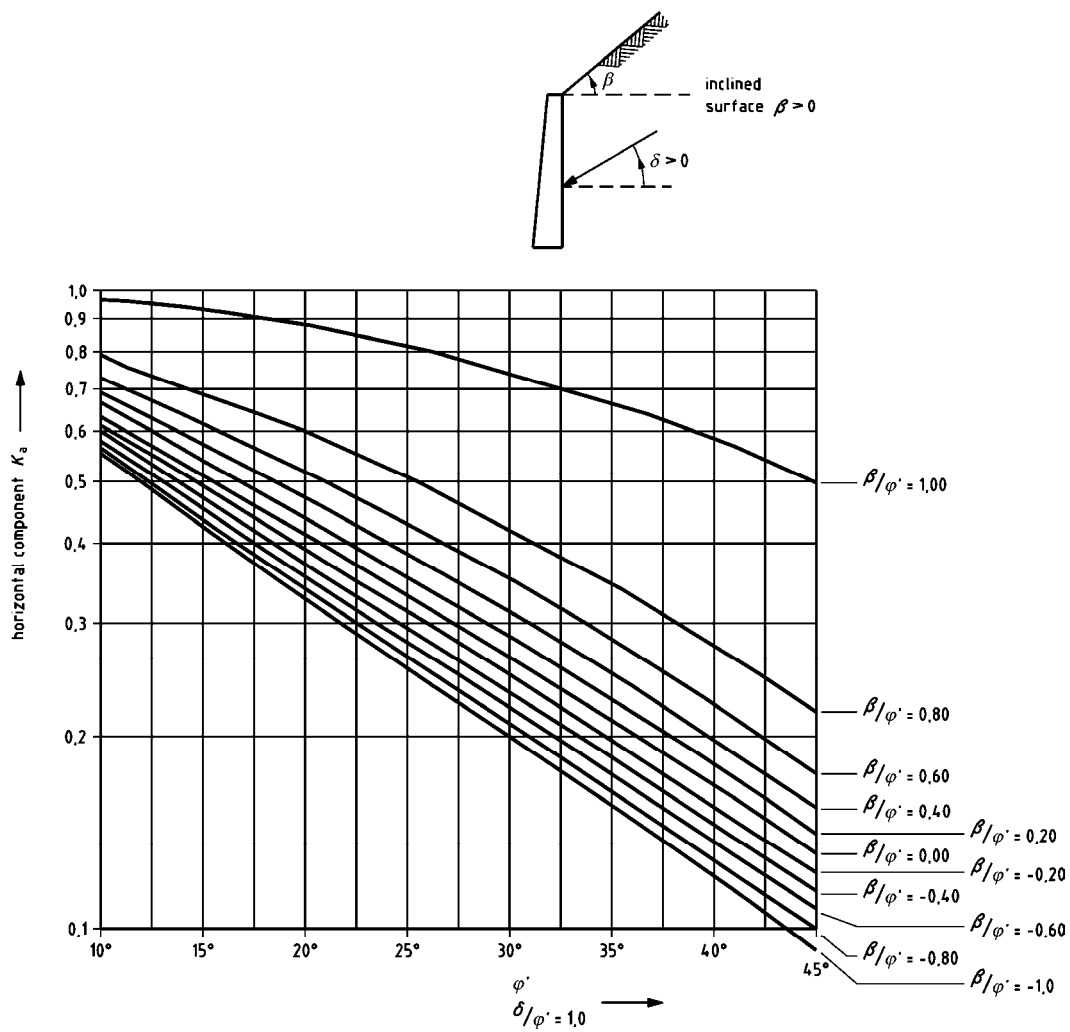


Bild C.1.4 — Beiwerte K_a für den horizontalen aktiven Erddruck bei geneigtem Gelände ($\delta/\varphi' = 1,0$)

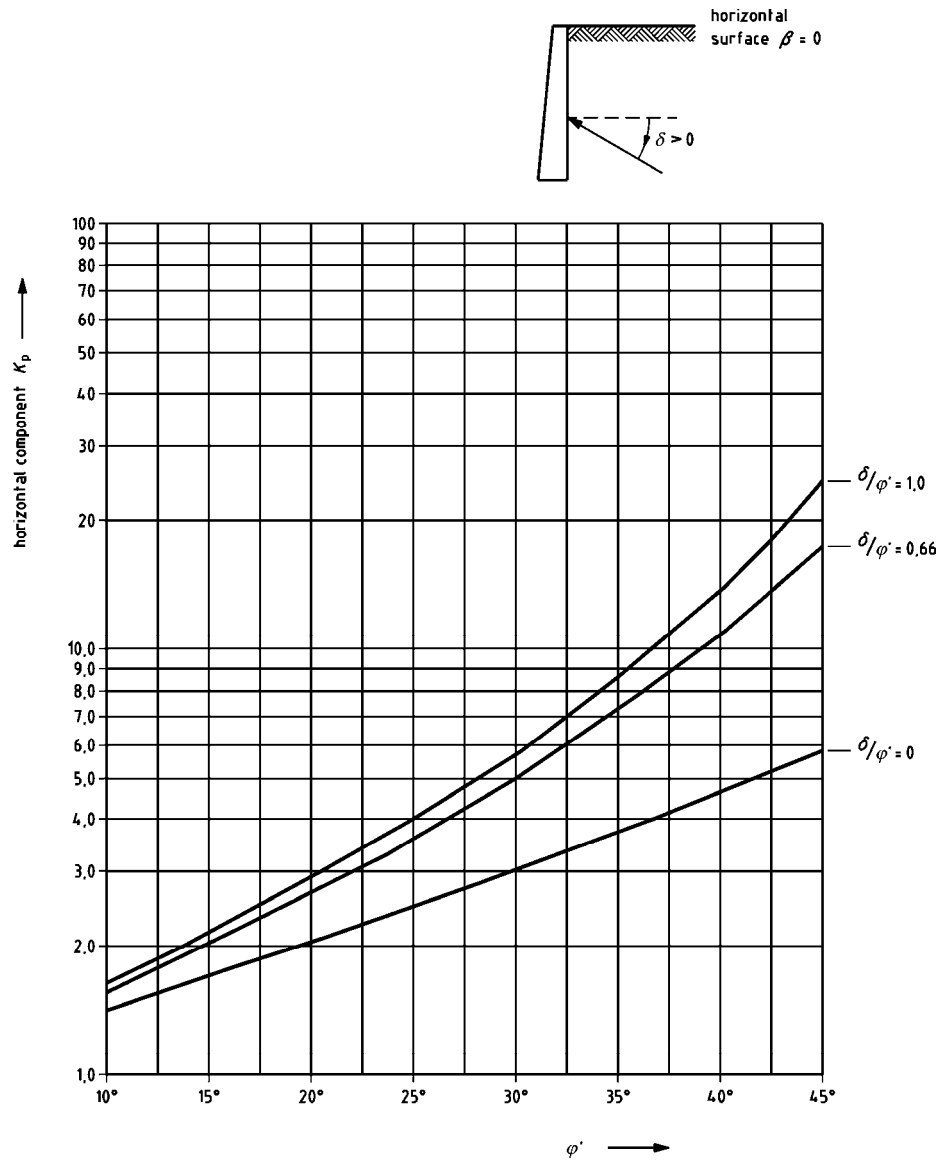


Bild C.2.1 — Beiwerte K_p für den horizontalen passiven Erddruck bei ebenem Gelände ($\beta = 0$)

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

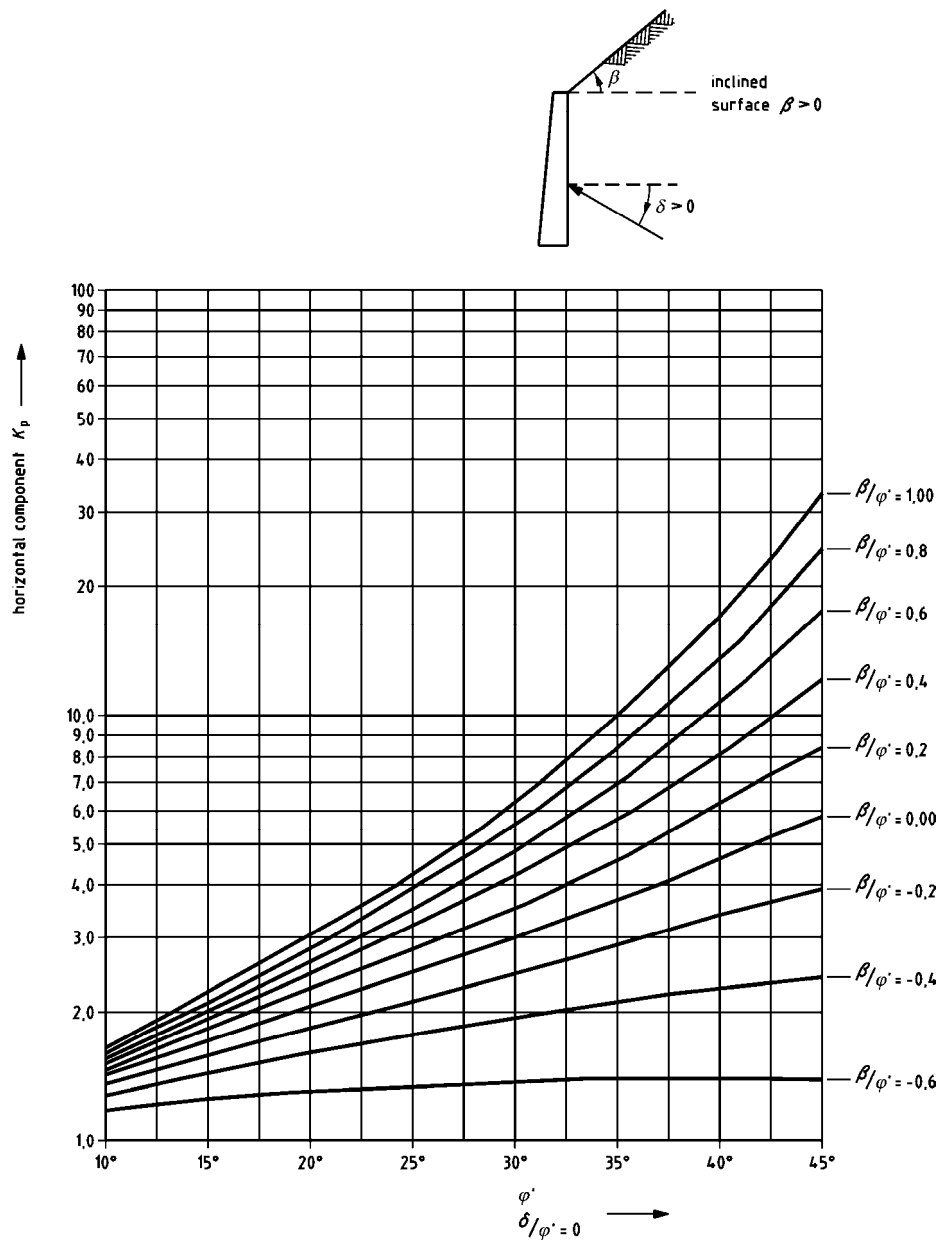
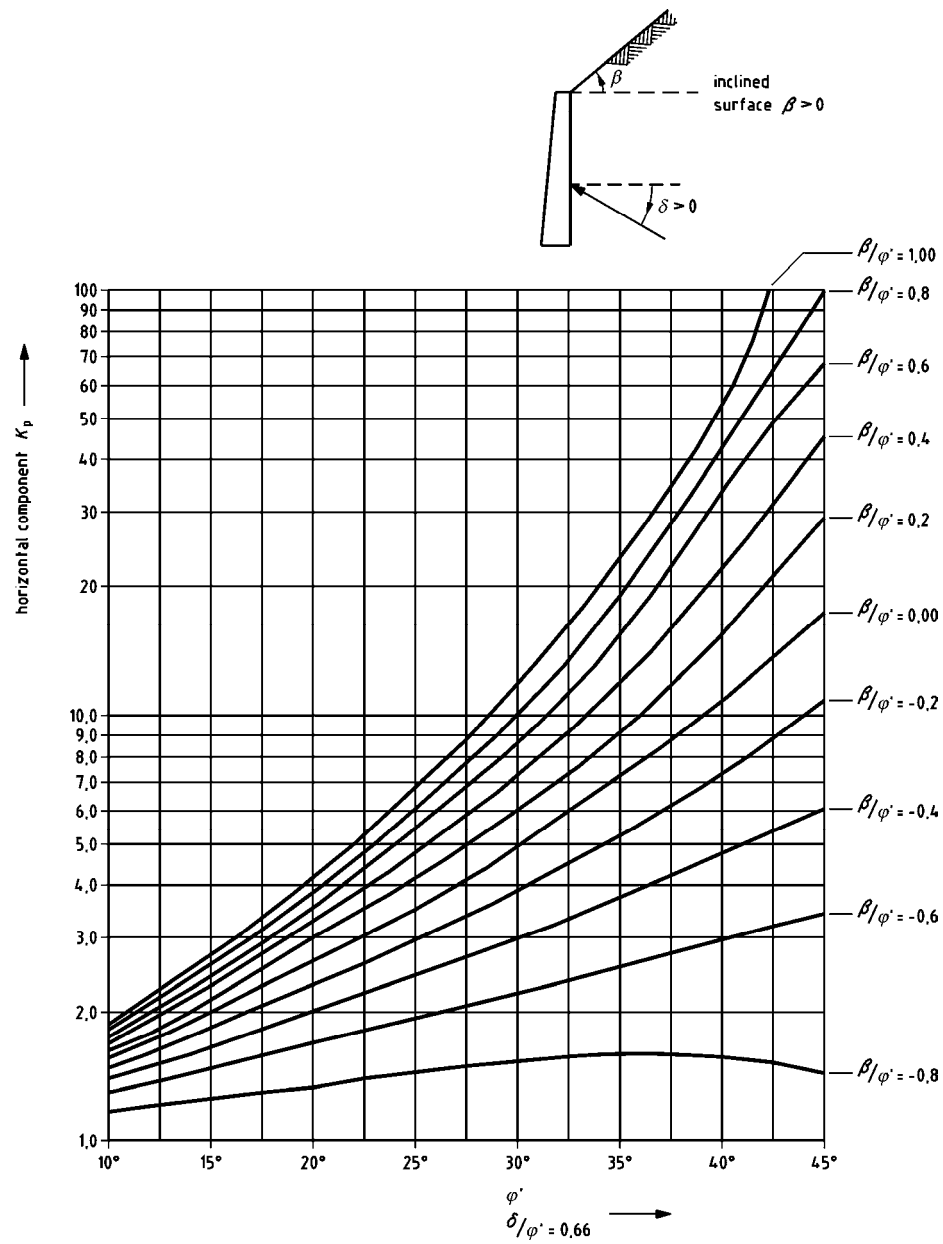


Bild C.2.2 — Beiwerte K_p für den horizontalen passiven Erddruck bei geneigtem Gelände
($\delta/\varphi' = 0$ und $\delta = 0$)

Bild C.2.3 — Beiwerte K_p für den horizontalen passiven Erddruck bei geneigtem Gelände ($\delta/\varphi' = 0,66$)

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

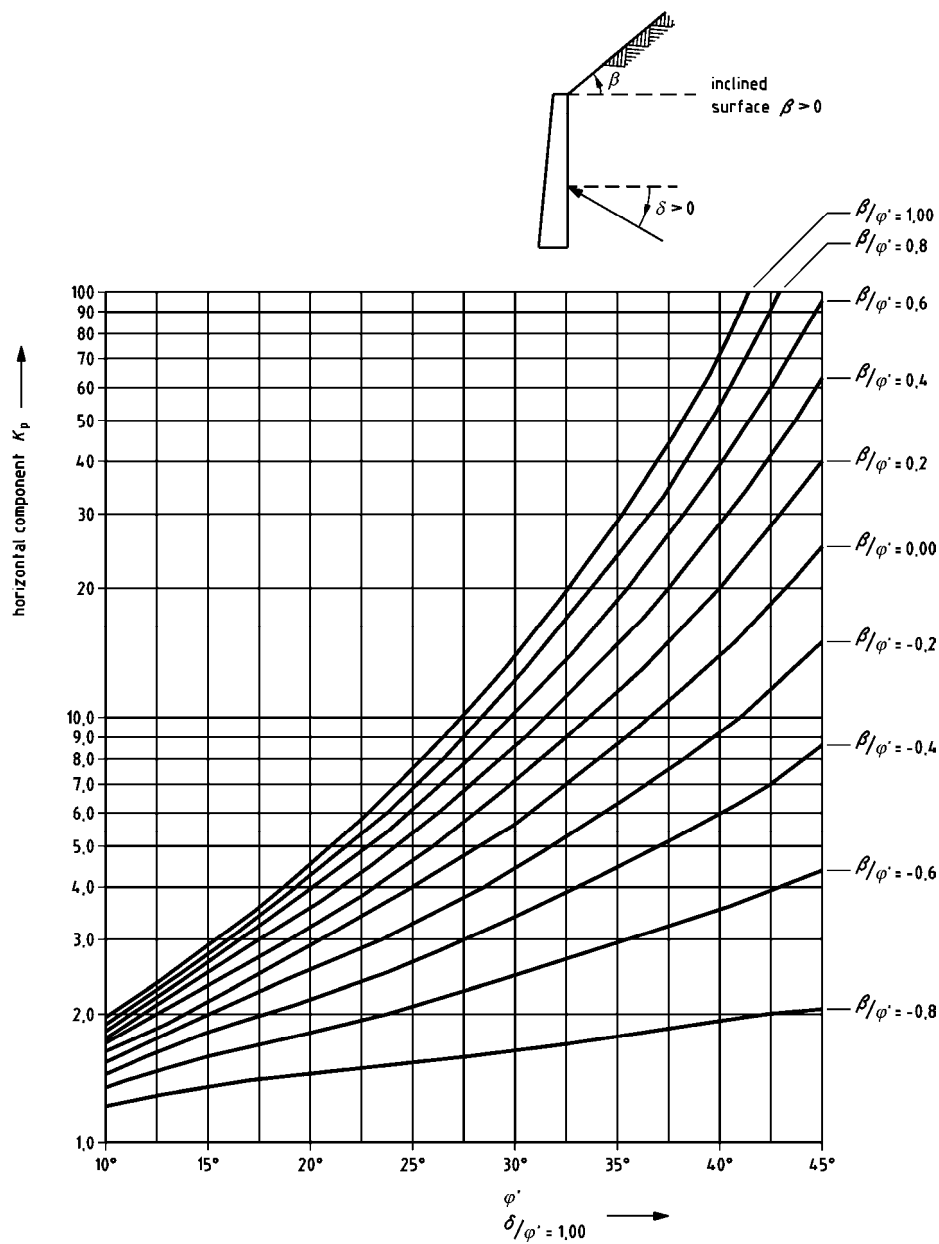


Bild C.2.4 — Beiwerte K_p für den horizontalen passiven Erddruck bei geneigtem Gelände ($\delta/\varphi' = 1,0$)

C.1 C.2 Berechnungsverfahren zur Ermittlung aktiver und passiver Erddrücke

- (1) Das folgende Verfahren, das bestimmte Näherungen enthält, lässt sich auf alle Fälle anwenden.
- (2) Das Verfahren wird für die Ermittlung des Erdwiderstands angegeben, wobei die Scherparameter (im Folgenden durch φ , c , δ , a dargestellt) mit positiven Werten einzusetzen sind, siehe Bild C.3.
- (3) Für den aktiven Erddruck wird derselbe Algorithmus mit folgenden Änderungen verwendet:
 - die Scherparameter φ , c , δ und a sind als negative Werte einzusetzen;
 - der Neigungswinkel β_0 der äquivalenten Belastung an der Geländeoberfläche ist hauptsächlich auf Grund der Näherungen für K_γ mit β anzusetzen.

(4) Folgende Symbole werden in Ergänzung zu den in 1.6 genannten verwendet:

- a Adhäsion zwischen Wand und Boden;
 c Kohäsion;
 K_c Kohäsionsbeiwert;
 K_n Beiwert für den Erddruck infolge einer Auflast senkrecht zur Geländeoberfläche;
 K_q Beiwert für eine vertikale Auflast;
 K_γ Beiwert für das Eigengewicht des Bodens;
 m_t Winkel zwischen der hinter der Wand ansteigenden Geländeoberfläche und der Austrittstangente der Gleitfläche;
 m_w Winkel zwischen der Wandnormalen und der Gleitlinie, positiv, wenn die Tangente hinter der Wand aufwärts gerichtet ist;
 β Winkel zwischen der Horizontalen und der Geländeoberfläche, positiv bei bergseitig ansteigendem Gelände;
 δ Winkel zwischen der Vertikalen und der Wandneigung mit der Vorzeichenregelung, wie sie in Bild C.4 für den Erdwiderstand definiert ist;
 φ Reibungswinkel;
 θ Winkel zwischen der Vertikalen und der Wandneigung, positiv bei überhängendem Boden;
 ν Winkeldrehung längs der Gleitlinie, positiv bei konvexer Form des Gleitkörpers;
 q allgemeine Geländeauflast je Flächeneinheit der Oberfläche;
 p vertikale Gleichlast, bezogen auf eine horizontale Projektionsfläche.

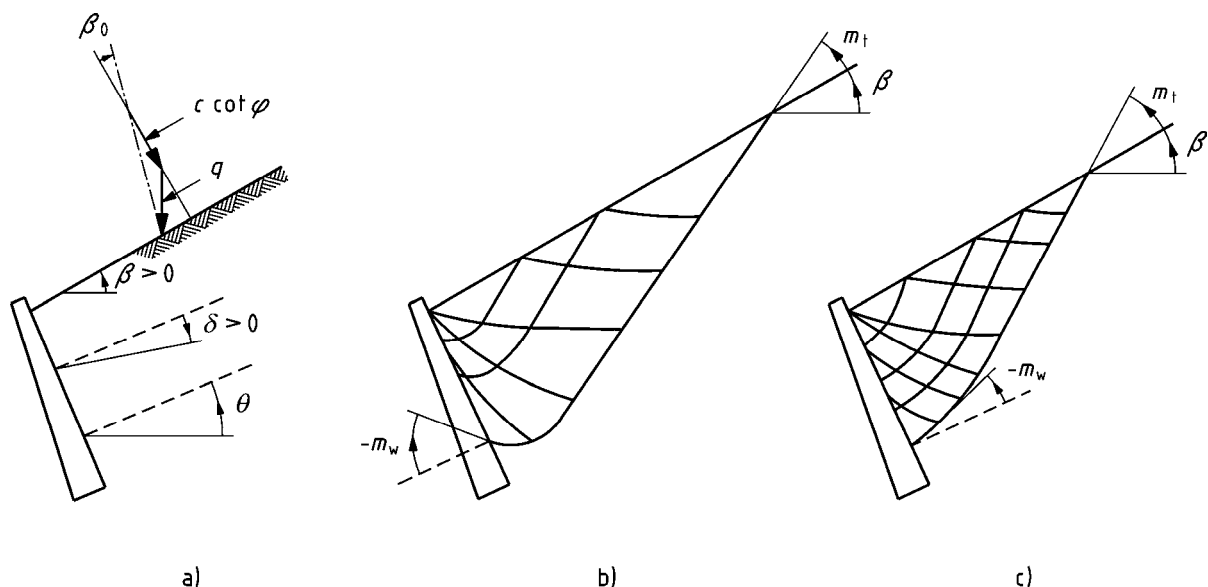


Bild C.3 — Bezeichnungen hinsichtlich Wand- und Hinterfüllungsneigungen, Auflasten und Gleitlinien

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

(5) Die Kontaktflächenparameter δ und a müssen so gewählt werden, dass

$$\frac{a}{c} = \frac{\tan \delta}{\tan \varphi}$$

ist.

(6) Die Grenzbedingung an der Oberfläche enthält β_0 , das ist der Einfallswinkel einer stellvertretenden Oberflächenbelastung. Der Winkel ist dabei als Vektorsumme zweier Größen definiert:

- der wirklichen Gleichlast q (nicht notwendigerweise vertikal) und
- $c \cot \varphi$ als Belastung normal zur Oberfläche.

Der Winkel β_0 ist positiv, wenn die Komponente von q tangential zur Oberfläche zur Wand hin gerichtet ist. Falls $c = 0$ und die Auflast lotrecht ist oder fehlt, sowie bei aktivem Erddruck, ist generell $\beta_0 = \beta$.

(7) Der Winkel m_t ergibt sich aus der Randbedingung an der Oberfläche zu:

$$\cos(2m_t + \varphi + \beta_0) = -\frac{\sin \beta_0}{\sin \varphi} \quad (\text{C.3})$$

(8) Aus der Randbedingung an der Wand folgt m_w aus:

$$\cos(2m_w + \varphi + \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad (\text{C.4})$$

Der Winkel m_w ist beim Erdwiderstand negativ ($\varphi > 0$), sofern das Verhältnis $\sin \delta / \sin \varphi$ hinreichend groß ist.

(9) Die gesamte Tangendrehung ν längs der Gleitlinie folgt aus:

$$\nu = m_t + \beta - m_w - \theta \quad (\text{C.5})$$

(10) Der Koeffizient K_n für die Normalkomponente des Erddrucks infolge einer Auflast, normal zur Oberfläche, errechnet sich dann aus folgender Gleichung, wobei ν im Bogenmaß einzusetzen ist:

$$K_n = \frac{1 + \sin \varphi \sin(2m_w + \varphi)}{1 - \sin \varphi \sin(2m_t + \varphi)} \exp(2\nu \tan \varphi) \quad (\text{C.6})$$

(11) Der Koeffizient für eine vertikale Auflast, bezogen auf die Horizontalprojektion, ist

$$K_q = K_n \cos^2 \beta \quad (\text{C.7})$$

und der Koeffizient für den Kohäsionsanteil ist

$$K_c = (K_n - 1) \cot \varphi \quad (\text{C.8})$$

(12) Für den Anteil aus dem Bodeneigengewicht ist näherungsweise

$$K_\gamma = K_n \cos \beta \cos(\beta - \theta) \quad (\text{C.9})$$

Dieser Ausdruck ist auf der sicheren Seite. Der Fehler ist beim aktiven Erddruck unbedeutend, kann aber beim Erdwiderstand und positiven β -Werten erheblich sein.

Für $\varphi = 0$ ergeben sich folgende Grenzwerte:

$$\cos 2m_t = -\frac{p}{c} \sin \beta \cos \beta;$$

$$\cos 2m_w = \frac{a}{c};$$

$$K_q = \cos^2 \beta;$$

$$K_c = 2\nu + \sin 2m_t + \sin 2m_w;$$

(mit ν im Bogenmaß), während für K_γ im Fall $\varphi = 0$ die bessere Näherung

$$K_\gamma = \cos \theta + \frac{\sin \beta \cos m_w}{\sin m_t} \quad (\text{C.10})$$

ist.

(13) Sowohl für den aktiven als auch für den passiven Erddruck wird ein konvexer Bruchkörper unterstellt, d. h. $\nu \geq 0$.

(14) Falls diese Bedingung nicht (einmal annähernd) erfüllt ist, also z. B. für eine glatte Wand und einen hinreichend steilen Geländeanstieg, so dass β und φ entgegengesetzte Vorzeichen haben, kann es erforderlich sein, andere Verfahren zu verwenden. Dies kann auch der Fall bei unregelmäßig verteilten Oberflächenlasten sein.

C.2 Zur Weckung der Grenzwerte des Erddrucks erforderliche Wandbewegungen

(1) Die Beziehung zwischen Erddruck und Wandverschiebung sollte im aktiven Grenzzustand berücksichtigt werden. Ihre Größe hängt von der Art der Wandbewegung, dem Erddruck zu Beginn der Bewegung und der Lagerungsdichte des Bodens ab. Die Tabelle C.1 gibt die Größenordnung des Verhältnisses v_a/h für den voll mobilisierten aktiven Erddruck für eine vertikale Wand im dränierten Zustand, bei nichtbindigem Boden und horizontalem Gelände sowie bei einem Ausgangsspannungszustand mit $K_0 < 1$ an.

(2) Die Beziehung zwischen Erddruck und Wandverschiebung sollte im passiven Grenzzustand berücksichtigt werden. Die Größe dieser Bewegung hängt von der Art der Wandbewegung, dem Erddruck zu Beginn der Bewegung und der Lagerungsdichte des Bodens ab. Die Tabelle C.2 gibt die Größenordnung des Verhältnisses v_p/h für den voll mobilisierten wirksamen passiven Erddruck für eine vertikale Wand im dränierten Zustand, bei nichtbindigem Boden und horizontalem Gelände sowie bei einem Ausgangsspannungszustand mit $K_0 < 1$ an. Die Werte in Klammern sind die Verhältnisswerte von v/h für den halben Grenzwert des wirksamen Erdwiderstands.

(3) Zwischenwerte für den aktiven Erddruck zwischen dem Erdruhedruck und dem Grenzzustand dürfen linear interpoliert werden.

(4) Für den Erdwiderstand dürfen die Werte der Tabelle C.2 auf Grundlage der Kurve im Bild C.4 interpoliert werden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

Tabelle C.1 — Verhältniswerte v_a/h für nichtbindige Böden

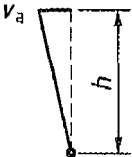
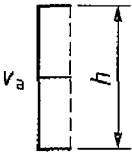
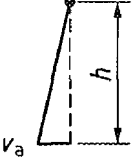
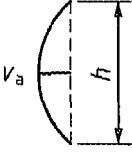
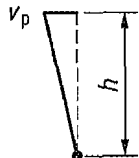
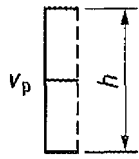
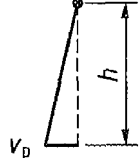
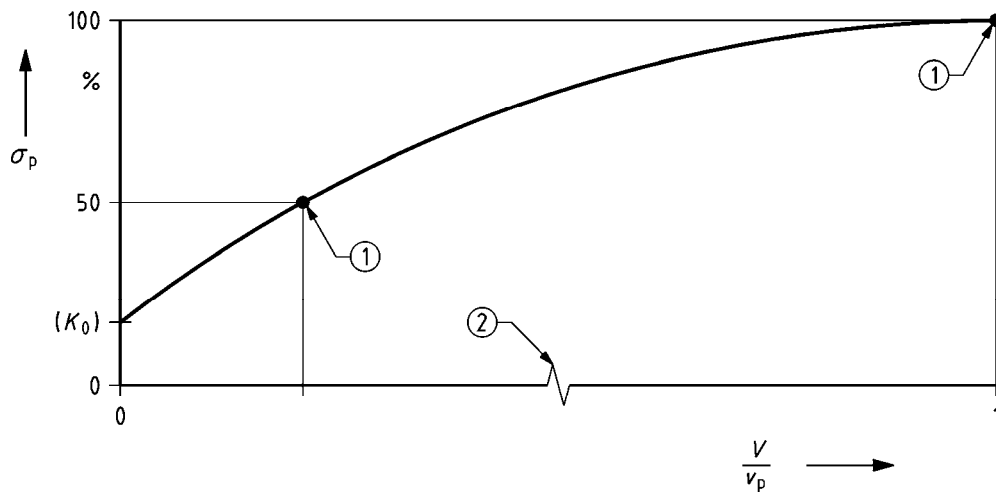
Art der Wandbewegung		v_a/h lockerer Boden %	v_a/h dichter Boden %
a)		0,4 bis 0,5	0,1 bis 0,2
b)		0,2	0,05 bis 0,1
c)		0,8 bis 1,0	0,2 bis 0,5
d)		0,4 bis 0,5	0,1 bis 0,2
Dabei ist v_a die Wandbewegung zur Mobilisierung des aktiven Erddrucks; h die Wandhöhe.			

Tabelle C.2 — Verhältniswerte v_p/h und v/h für $0,5\sigma_p$ für nichtbindige Böden

Art der Wandbewegung		v_p/h (v/h für $0,5\sigma_p$) %	v_p/h (v/h für $0,5\sigma_p$) %
		Lockerer Boden	Dichter Boden
a)		7 (1,5) bis 25 (4,0)	5 (1,1) bis 10 (2,0)
b)		5 (0,9) bis 10 (1,5)	3 (0,5) bis 6 (1,0)
c)		6 (1,0) bis 15 (1,5)	5 (0,5) bis 6 (1,3)
Dabei ist v die Wandbewegung; v_p die Wandbewegung zur vollen Mobilisierung des passiven Erddrucks; h die Wandhöhe; σ_p der voll mobilisierte passive Erddruck.			

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)



Legende

- 1 Werte aus Tabelle C.2
- 2 nicht maßstäblich

Bild C.4 — Mobilisierung des wirksamen passiven Erddrucks bei nichtbindigem Boden in Abhängigkeit von der relativen Wandverschiebung v/v_p

(V : Verschiebung; v_p : Verschiebung bei vollständig mobilisiertem passivem Erddruck)

Anhang D (informativ)

Beispiel für eine analytische Ermittlung des Grundbruchwiderstands

D.1 Im Anhang D verwendete Symbole

(1) Folgende Symbole werden im Anhang D verwendet:

$A' = B' \times L'$	die der Bemessung zu Grunde liegende rechnerische Sohlfläche;
b	Faktoren für die Sohlflächenneigung mit Indices c , q und γ ;
B	Sohlflächenbreite;
B'	rechnerische Sohlflächenbreite;
D	Einbindetiefe;
e	Exzentrizität der Lastresultierenden mit Indices b und L ;
i	Lastneigungsfaktoren mit Indices c (Kohäsion), q (Auflast) und γ (Wichte);
L	Sohlflächenlänge;
L'	rechnerische Sohlflächenlänge;
m	Exponent in den Formeln für i ;
N	Tragfähigkeitsfaktoren mit Indices c , q und γ ;
q	Auflast in Höhe der Fundamentsohle;
q'	wirksame Bemessungsaflast auf Sohlniveau;
s	Formfaktoren der Sohlfläche mit Indices c , q und γ ;
V	Vertikallast;
α	Sohlflächenwinkel gegen die Horizontale (in Radian);
γ'	Bemessungswert der wirksamen Wichte des Bodens unter der Sohle;
θ	Richtungswinkel von H .

(2) Die in diesem Verfahren verwendeten Bezeichnungen stellt Bild D.1 dar.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

D.2 Allgemeines

(1) Näherungsgleichungen für die Ermittlung des Grundbruchwiderstands lassen sich aus der Plastizitätstheorie und Versuchsergebnissen ableiten. Dabei sollten folgende Einflüsse einbezogen werden:

- die Scherfestigkeit des Bodens, allgemein dargestellt durch die Bemessungswerte der Scherparameter c_u , c' und ϕ' ;
- Ausmittigkeit und Neigung der Bemessungseinwirkung;
- Form, Einbindetiefe und Sohlneigung des Fundaments;
- Geländeneigung;
- Grundwasserdruck und Strömungsgradient;
- die Veränderlichkeit des Baugrunds, besonders seine Schichtung.

D.3 Unkonsolidierte Verhältnisse

(1) Der Grundbruchwiderstand lässt sich berechnen mit:

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2) \times c_u \times b_c \times s_c \times i_c + q \quad (D.1)$$

mit dimensionslosen Faktoren für:

die Sohlneigung: $b_c = 1 - \frac{2\alpha}{(\pi + 2)}$

- die Grundrissform:

$$s_c = 1 + 0,2 \times \left(\frac{B'}{L'} \right) \text{ bei rechteckigem Grundriss,}$$

$$s_c = 1,2 \text{ bei quadratischem oder kreisförmigem Grundriss;}$$

- die Lastneigung infolge einer Horizontalkraft H :

$$i_c = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

$$\text{mit } H \leq A' \times c_u$$

D.4 Konsolidierte Verhältnisse

(1) Der Bemessungswert des Grundbruchwiderstands lässt sich berechnen mit:

$$\frac{R}{A'} = (c' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c) + (q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q) + (0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma)$$

(D.2)

mit dimensionslosen Faktoren für:

— die Tragfähigkeit:

$$N_q = e^{\pi \times \tan \varphi'} \times \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times \tan \varphi', \text{ sofern } \delta \geq \frac{\varphi'}{2} \text{ (raue Sohlfläche)}$$

— die Sohlflächenneigung:

$$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{(N_c \times \tan \varphi')}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \times \tan \varphi')^2$$

— die Grundrissform des Fundaments:

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \times \sin \varphi' \quad \text{bei rechteckigem Grundriss,}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \quad \text{bei quadratischem oder kreisförmigem Grundriss,}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \times \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{bei rechteckigem Grundriss,}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{bei quadratischem oder kreisförmigem Grundriss,}$$

$$s_c = \frac{(s_q \times N_q - 1)}{(N_q - 1)} \quad \text{bei rechteckigem, quadratischem oder kreisförmigem Grundriss;}$$

— die Lastneigung infolge einer Horizontalkraft H :

$$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{(N_c \times \tan \varphi')}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{(V + A' \times c' \times \cot \varphi')} \right]^m$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{(V + A' \times c' \times \cot \varphi')} \right]^{m+1}$$

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

mit

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]},$$

wenn H in der Richtung von B' wirkt;

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]},$$

wenn H in der Richtung von L' wirkt.

Bei schräg gerichteter Horizontalkraft unter dem Winkel θ zur Richtung von L' kann m berechnet werden als

$$m = m_\theta = m_L \times \cos^2 \theta + m_B \times \sin^2 \theta$$

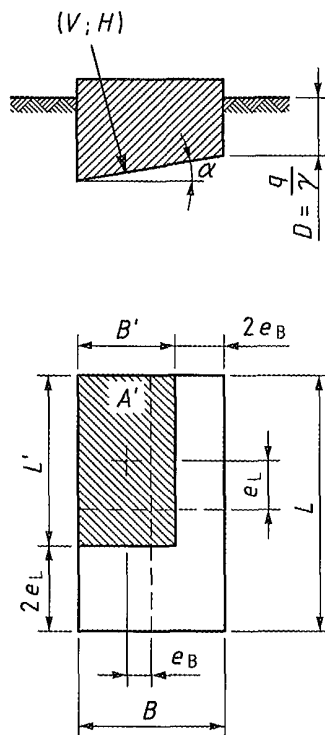


Bild D.1 — Bezeichnungen

Anhang E
(informativ)**Beispiel eines halbempirischen Verfahrens zur Abschätzung
der Tragfähigkeit einer Flächengründung**

- (1) Um die Bemessungstragfähigkeit einer Gründung halbempirisch abzuschätzen, können Feldversuche wie Pressiometerversuche verwendet werden.
- (2) Aus Pressiometerversuchen kann die Bemessungstragfähigkeit R_d eines Fundaments unter einer Vertikallast nach folgender linearen Funktion aus dem Grenzdruck ermittelt werden:

$$R_d / A' = \sigma_{v,0} + k \times p_{le}^* \quad (E.1)$$

Dabei ist

k der Tragfähigkeitsfaktor;

$\sigma_{v,0}$ die vertikale Ausgangsspannung;

p_{le}^* der Bemessungswert des äquivalenten Pressiometerdrucks.

Die übrigen Symbole sind in 1.6 definiert.

- (3) Die Zahlenwerte für den Tragfähigkeitsfaktor k liegen zwischen 0,8 und 3,0, abhängig von der Bodenart, der Einbindetiefe und der Fundamentform.
- (4) Der wirksame äquivalente Bemessungsgrenzdruck p_{le}^* wird aus dem wirksamen Grenzdruck p_1^* abgeleitet, der für Pressiometerversuche als Differenz $(p_1 - p_o)$ zwischen dem Grenzdruck p_1 und dem horizontalen Erdruchdruck p_o in der Versuchstiefe zu erhalten ist. p_o kann aus dem Erdruchdruckbeiwert K_0 , den Werten des effektiven Überlagerungsdrucks q' und des Porenwasserdrucks u als $p_o = K_0 q' + u$ ermittelt werden.

Anhang F (informativ)

Beispiele für Verfahren zur Setzungsermittlung

F.1 Spannungs-Verformungs-Verfahren

(1) Die Gesamtsetzung eines Fundaments auf bindigem oder nichtbindigem Boden kann nach dem Spannungs-Verformungs-Verfahren wie folgt ermittelt werden:

- Berechnung der Spannungsverteilung im Untergrund infolge der Belastung durch das Fundament, die mit Hilfe der Elastizitätstheorie, üblicherweise bei Annahme homogener, isotroper Bodenverhältnisse und linearer Sohldruckverteilung, erfolgen kann;
- Berechnung der Verformungen im Untergrund aus den Spannungen mit Hilfe von Steifemoduln oder anderen Spannungs-Verformungs-Beziehungen auf Grund von Laborversuchen (vorzugsweise an Feldversuchen geeicht) oder Feldversuchen;
- Integration der vertikalen Stauchungen zur Setzungsermittlung; bei Anwendung dieses Verfahrens sollten eine ausreichende Zahl von Punkten im Boden unter dem Fundament ausgewählt und die Spannungen und Verformungen an diesen Punkten berechnet werden.

F.2 Angepasstes Elastizitätsverfahren

(1) Die Gesamtsetzung eines Fundaments auf bindigem oder nichtbindigem Boden kann mit Hilfe der Elastizitätstheorie und einer Gleichung der Form

$$s = \frac{p \times B \times f}{E_m} \quad (\text{F.1})$$

berechnet werden.

Dabei ist

E_m der Bemessungswert des Elastizitätsmoduls;

f der Setzungsbeiwert;

p der linear verteilte Sohldruck.

(2) Der Setzungsbeiwert f hängt von der Form und Größe der Sohlfläche, der Veränderung der Steifigkeit mit der Tiefe, der Dicke der zusammendrückbaren Schicht, der Querdehnungszahl, der Sohldruckverteilung und von dem Punkt ab, an dem die Setzung berechnet werden soll.

(3) Wenn für den Bemessungswert E_m keine verwertbaren Setzungsmessungen an ähnlichen benachbarten Gebäuden und bei ähnlichen Randbedingungen verfügbar sind, kann der Wert aus den Ergebnissen von Labor- und Feldversuchen abgeschätzt werden.

(4) Dieses Verfahren sollte nur angewendet werden, wenn die Spannungen nicht zu erkennbar plastischen Verformungen im Untergrund führen und wenn das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Bodens als linear angesehen werden darf. Große Vorsicht ist geboten, wenn das angepasste Elastizitätsverfahren auf heterogene Baugrundverhältnisse angewendet wird.

F.3 Sofortsetzungen

(1) Die Kurzzeitanteile der Fundamentsetzung, die im unentwässerten Zustand auftreten, können entweder mit dem Spannungs-Verformungs-Verfahren oder mit dem angepassten Elastizitätsverfahren berechnet werden. Die Werte für Steifigkeitskenngößen (wie E_m und die Poissonzahl) sind in diesem Fall die für den undrnierten Zustand gultigen.

F.4 Konsolidationssetzungen

(1) Um die durch Konsolidation verursachte Setzung zu berechnen, darf eine eindimensionale Stauchung ohne Querverformung angenommen und die Versuchskurve des Kompressionsversuchs verwendet werden.

Die Addition von Sofortsetzung und Konsolidationssetzung fñhrt hñufig zu einer Überschätzung der Gesamtsetzung, so dass empirische Korrekturen angebracht sein können.

F.5 Zeitsetzungsverhalten

(1) Bei bindigen Bñden lässt sich der Konsolidierungsgrad vor dem Ende der Konsolidierungssetzung näherungsweise aus den Kenngrößen der Konsolidation abschätzen, die in einem Kompressionsversuch gewonnen werden. Allerdings sollte das Maß des Abklingens der Setzung besser an Hand von Durchlässigkeitswerten bestimmt werden, die in Labor- oder Feldversuchen ermittelt wurden.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

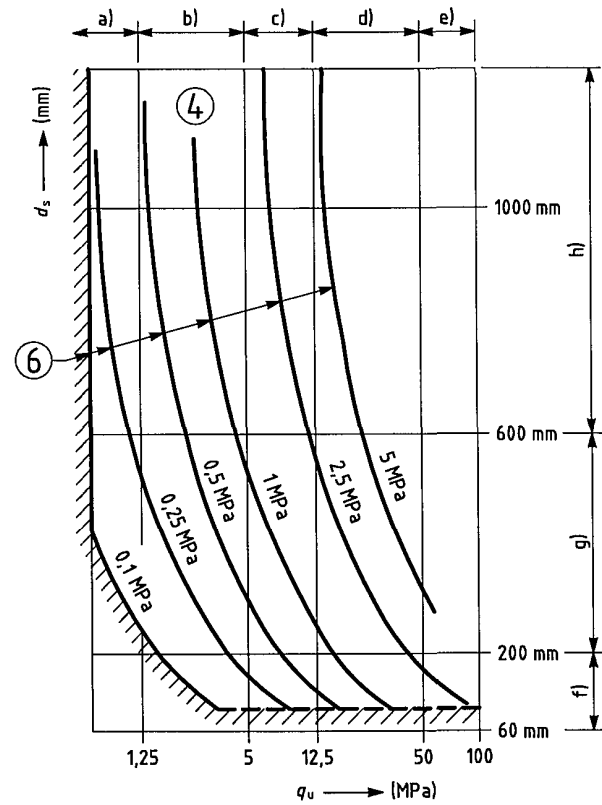
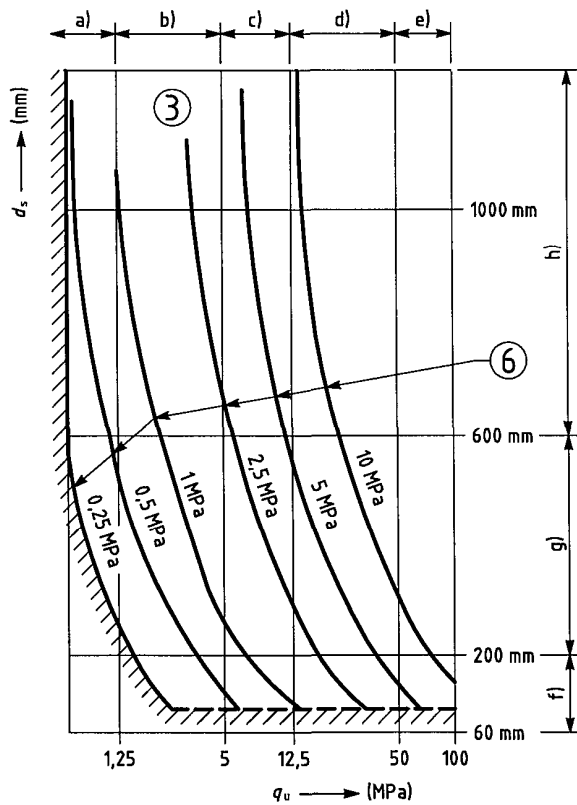
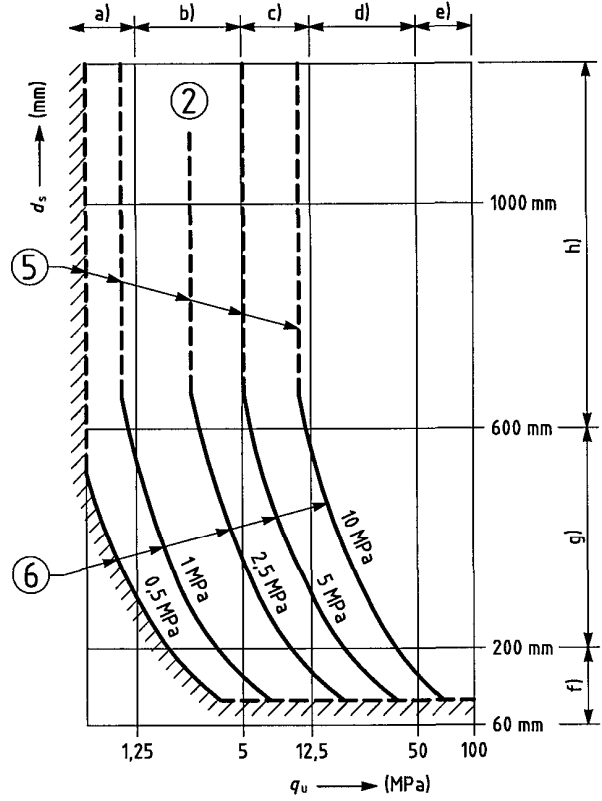
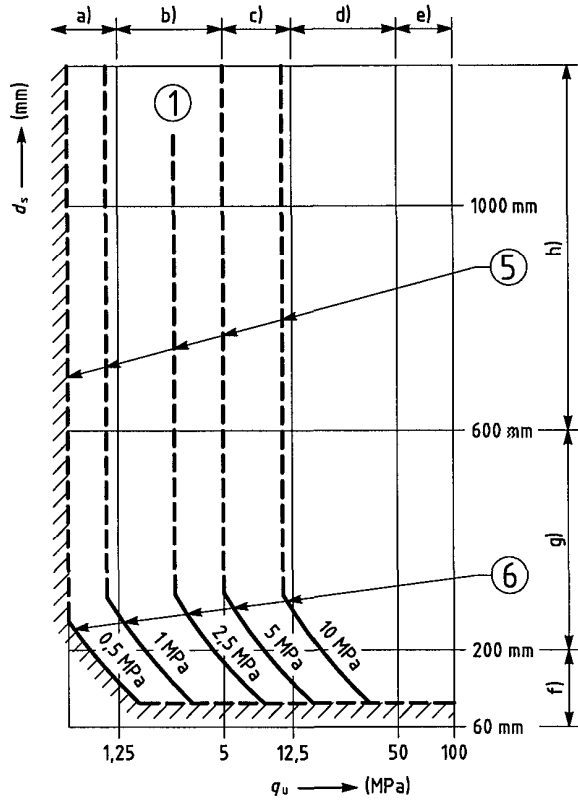
Anhang G (informativ)

Beispiel für ein Verfahren zur Ermittlung von Bemessungssohlldrücken für Flächenfundamente auf Fels

(1) Für mürben und klüftigen Fels mit geschlossenen Fugen, einschließlich Kreidestein mit einer Porosität unter 35 %, können die Bemessungssohlldrücke aus Bild G.1 abgeleitet werden. Das Verfahren beruht auf der Einstufung nach Tabelle G.1 und der Voraussetzung, dass das Bauwerk Setzungen von 0,5 % der Fundamentbreite aufnehmen kann. Für andere Setzungsmaße können Bemessungssohlldrücke durch Interpolation ermittelt werden. Bei mürbem und klüftigem Fels mit offenen oder gefüllten Trennflächen sollten abgeminderte Werte als Bemessungssohlldrücke verwendet werden.

Tabelle G.1 — Gruppierung für mürbe und klüftige Felsarten

Gruppe	Felsart
1	reiner Kalkstein und Dolomit, karbonatisch gebundene Sandsteine geringer Porosität
2	magmatische Gesteine, oolithische und mergelige Kalksteine, fest gebundene Sandsteine, verfestigte Mergelsteine, metamorphe Gesteine, einschließlich Schiefer (flache Schieferung/blättrige Struktur)
3	stark mergelige Kalksteine, schwach verfestigte Sandsteine, Schiefer (steile Schieferung/blättrige Struktur)
4	ungebundene Schluff- und Tonsteine



Abszisse: q_u (MPa) einaxiale Druckfestigkeit → Ordinate: d_s (mm) Kluftabstände

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

Legende

(1) bis (4): Felsgruppen

(5): Zul. Sohldruck bei Einhaltung der einaxialen Druckfestigkeit von Fels mit geschlossenen Klüften bzw. 50 % dieser Werte bei offenen Klüften

(6): Zul. Sohldruck

a) sehr weich, b) weich, c) mittelfest, d) fest, e) sehr fest, f) geringe Kluftabstände, g) mittlere Kluftabstände, h) große Kluftabstände

Zu den vier Felsgruppen siehe Tabelle G.1. Sohldrücke in den abgegrenzten Bereichen sind nach Inspektion oder auf Grund von Felsversuchen festzulegen (BS 8004).

**Bild G.1 — Bemessungssohldrücke für quadratische Fundamente auf Fels
(mit Setzungen unter 0,5 % der Fundamentbreite)**

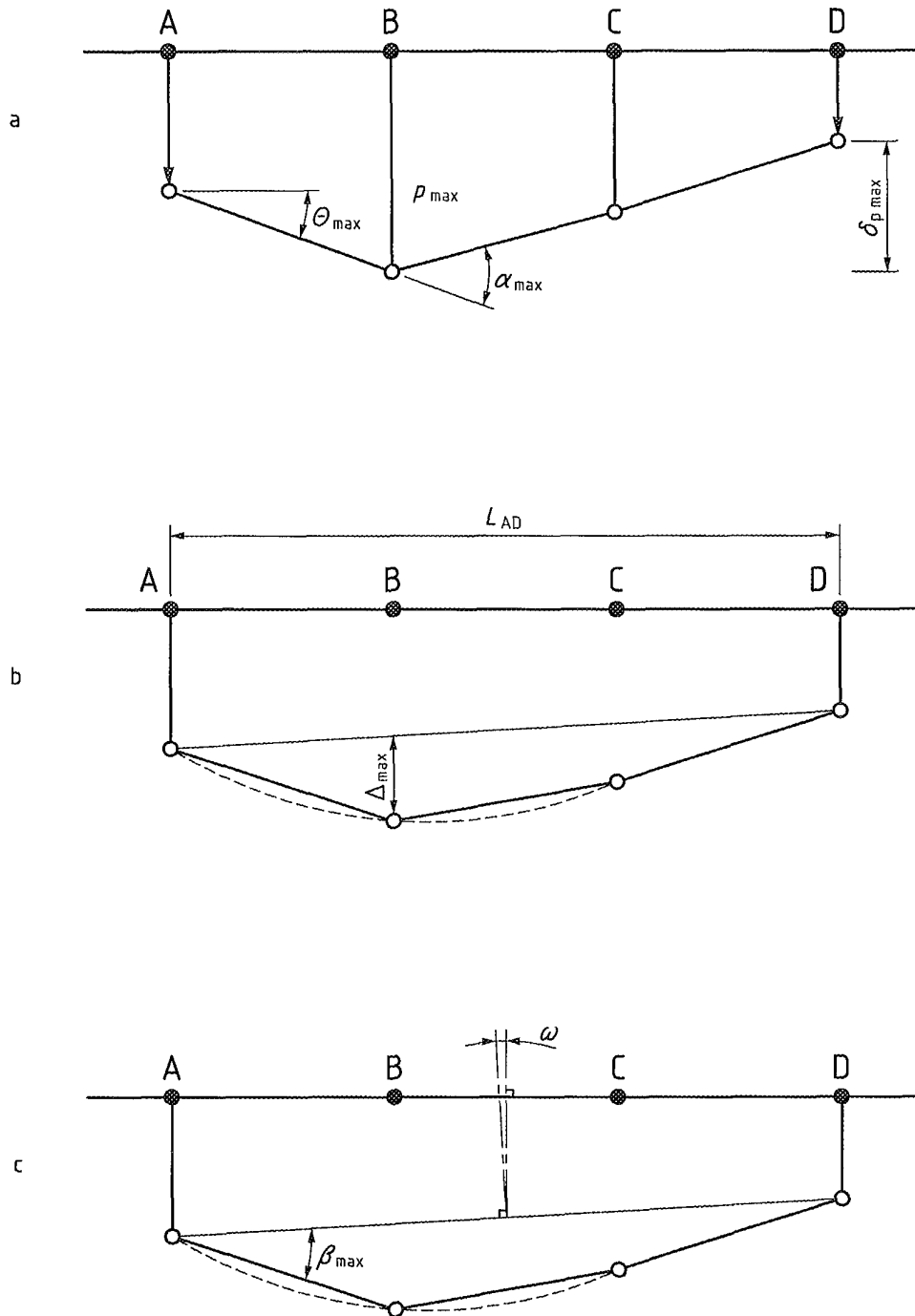
Anhang H

(informativ)

Grenzwerte für Bauwerksverformungen und Fundamentbewegungen

- (1) Die zu untersuchenden verschiedenen Arten von Fundamentbewegungen umfassen die Setzung, den Setzungsunterschied, die Drehung, die Verkantung, den Biegestich, die Winkeländerung, die Horizontalverschiebung und die Schwingungsamplitude. In Bild H.1 sind die Definitionen einiger Begriffe der Fundamentbewegung und -verformung dargestellt.
- (2) Die maximal aufnehmbaren Winkeländerungen für offene Rahmenkonstruktionen, ausgekleidete Rahmen und tragende oder durchlaufende Mauerwände sind sicherlich nicht dieselben, bewegen sich aber in dem Bereich zwischen etwa $1/2\,000$ und etwa $1/300$, um einen Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im Bauwerk zu verhüten. Eine Verdrehung von höchstens $1/500$ kann von vielen Tragwerken aufgenommen werden. Die Verdrehung, die wahrscheinlich zu einem Grenzzustand der Tragfähigkeit führt, liegt bei etwa $1/150$.
- (3) Die in (2) genannten Verhältnisswerte gelten für den Fall der Sackung, wie in Bild H.1 dargestellt. Bei einer Sattellagerung (Kantensetzung größer als Mittensetzung) sollten die Werte halbiert werden.
- (4) Bei den normalen Bauwerken mit Einzelfundamenten sind Gesamtsetzungen bis zu 50 mm oft hinnehmbar. Auch größere gleichmäßige Setzungen können zulässig sein, wenn die Setzungsunterschiede innerhalb der Toleranzwerte bleiben und die Setzung nicht zu Schwierigkeiten mit Leitungsanschlüssen führt oder eine Verkantung verursacht usw.
- (5) Diese Hinweise auf Grenzwerte von Setzungen beziehen sich auf gewöhnliche Gebäude. Sie sollten nicht auf Gebäude oder Tragkonstruktionen außergewöhnlicher Art angewendet werden, oder deren Belastung deutlich ungleichmäßig ist.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)



Legende

- (a) Setzung s , Setzungsunterschied δ_s , Drehung θ und Biegung α
 (b) Biegestich Δ bzw. Δ/L_{AD}
 (c) Verkantung ω und Winkeländerung β

Bild H.1 — Definitionen von Fundamentbewegungen

Anhang J **(informativ)**

Kontrollliste für die Überwachung der Bauausführung und des fertigen Bauwerks

J.1 Allgemeines

(1) Die folgende Zusammenstellung enthält die wesentlichen Gesichtspunkte, die bei der Bauüberwachung und bei Messprogrammen am fertigen Bauwerk berücksichtigt werden sollten. Die Bedeutung der einzelnen Punkte ändert sich je nach Projekt. Die Liste erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit. Punkte, die sich auf besondere Aspekte der Geotechnik oder auf eine bestimmte Bauausführung beziehen, wurden in den einzelnen Abschnitten dieser Norm behandelt.

J.2 Bauüberwachung

J.2.1 Allgemeine Kontrollen

- (1) Überprüfung der Baugrundverhältnisse sowie der Örtlichkeit und der allgemeinen Bauplanung.
- (2) Grundwasserströmung und Porenwasserdruckverhältnisse; Auswirkungen von Grundwasserhaltungen auf den Grundwasserspiegel; Wirksamkeit von Maßnahmen zur Kontrolle von Sickerwasser; innere Erosion und Piping; chemische Zusammensetzung des Grundwassers, Korrosionsgefährdungen.
- (3) Bewegungen, Kriechen, Standsicherheit der Baugrubenwände und -sohle; vorübergehende Abstützung; Einwirkungen auf benachbarte Gebäude und Einrichtungen; Erddruckmessungen an Stützbauwerken; Messungen der Porenwasserdruckänderungen bei Aushubarbeiten oder Belastungen.
- (4) Sicherheit der Arbeitskräfte mit angemessener Berücksichtigung der geotechnischen Grenzzustände.

J.2.2 Grundwasserströmung und Porenwasserdruck

- (1) Eignung der Messsysteme für die Porenwasserdrücke in allen wasserführenden Schichten, in denen Porenwasserüberdrücke die Standsicherheit von Baugrubenböschungen oder -sohlen beeinträchtigen könnten, einschließlich artesischer Drücke in einer wasserführenden Schicht unterhalb der Aushubsohle, der Ableitung des Wassers aus der Wasserhaltung, der Absenkung des Grundwasserspiegels im gesamten Baugrubenbereich, um einen hydraulischen Grundbruch, Bodenfließen oder Piping sowie Störungen zu vermeiden, die durch den Baubetrieb bedingt sein können, sowie die Ableitung und Beseitigung von Regenwasser oder von anderen Oberflächenwassern.
- (2) Wirtschaftlicher und wirksamer Betrieb von Wasserhaltungen während der gesamten Bauzeit mit Berücksichtigung von Verkrustungen der Filter, Zuschlämmen der Brunnen oder Pumpensämpfe, Verschleiß und Verstopfen der Pumpen.
- (3) Regulierung der Absenkung, um eine Störung benachbarter Bauwerke oder Gelände zu vermeiden, Piezometerablesungen, Wirksamkeit, Betrieb und Wartung von Schluckbrunnen, sofern eingerichtet.
- (4) Setzungen angrenzender Bauwerke oder Gelände.
- (5) Wirksamkeit von Horizontaldräns.

DIN EN 1997-1:2009-09
DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009 (D)

J.3 Messungen am fertigen Bauwerk

- (1) Setzungsmessungen in festgelegten Zeitabständen an Gebäuden und anderen Bauwerken einschließlich derjenigen infolge von Schwingungen oder instabilen Bodenarten.
- (2) Seitliche Verschiebungen und Verdrehungen, insbesondere in Verbindung mit Auffüllungen oder Halden; bei erdgestützten Tragwerken wie Gebäuden oder großen Tanks, tiefe Gräben.
- (3) Wasserstandshöhen unter Gebäuden oder in angrenzenden Bereichen, besonders wenn eine Tiefen-
dränage oder eine dauernde Wasserhaltung installiert sind oder wenn Tiefkeller gebaut worden sind.
- (4) Durchbiegung oder Verschiebung von Stützbauwerken unter Berücksichtigung normaler Hinterfüllungs-
lasten, der Einflüsse von Halden, Auffüllungen oder anderen Oberflächenbelastungen, Wasserdrücken.
- (5) Abflussmessungen in Verbindung mit Dräns.
- (6) Besondere Probleme
 - Hochtemperaturbauwerke wie Heizkessel, heiße Leitungen usw., Austrocknung von Ton- oder Schluff-
böden: Temperaturmessungen
 - Tieftemperaturbauwerke wie Kühlanlagen oder Bereiche mit Bodenvereisung: Temperaturmessungen,
Frostausbreitung, Frosthebung, Verformungen bei anschließendem Auftauen.
- (7) Wasserdichtigkeit.
- (8) Erschütterungsmessungen.

DIN EN 1997-1/NA

ICS 91.010.30; 93.020

Ersatzvermerk
siehe unten**Nationaler Anhang –
National festgelegte Parameter –
Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik –
Teil 1: Allgemeine Regeln**

National Annex –
Nationally determined parameters –
Eurocode 7: Geotechnical design –
Part 1: General rules

Annexe Nationale –
Paramètres déterminés au plan national –
Eurocode 7: Calcul géotechnique –
Partie 1: Règles générales

Ersatzvermerk

Mit DIN 1054:2010-12 und DIN EN 1997-1:2009-09 Ersatz für DIN 1054:2005-01,
DIN 1054 Berichtigung 1:2005-04, DIN 1054 Berichtigung 2:2007-04, DIN 1054 Berichtigung 3:2008-01,
DIN 1054 Berichtigung 4:2008-10 und DIN 1054/A1:2009-07

Gesamtumfang 10 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN EN 1997-1/NA:2010-12**Inhalt**

Seite

Vorwort	4
NA 1 Anwendungsbereich	5
NA 2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1997-1:2009-09.....	5
NA 2.1 Allgemeines	5
NA 2.2 Nationale Festlegungen	5
Abschnitt 2 Grundlagen der geotechnischen Bemessung	6
NDP Zu 2.1 (8)P	6
NCI Zu 2.2 (1)P.....	6
NDP Zu 2.4.6.1 (4)P	6
NDP Zu 2.4.6.2 (2)P	6
NDP Zu 2.4.7.1 (2)P	6
NDP Zu 2.4.7.1 (3).....	6
NDP Zu 2.4.7.1 (4).....	6
NDP Zu 2.4.7.1 (5).....	6
NDP Zu 2.4.7.1 (6).....	6
NDP Zu 2.4.7.2 (2)P	6
NDP Zu 2.4.7.3.2 (3)P	7
NDP Zu 2.4.7.3.3 (2)P	7
NDP Zu 2.4.7.3.4.1 (1)P	7
NDP Zu 2.4.7.4 (3)P	7
NDP Zu 2.4.7.5 (2)P	7
NDP Zu 2.4.8 (2).....	7
NDP Zu 2.4.9 (1)P	7
NDP Zu 2.5 (1).....	7
Abschnitt 7 Pfahlgründungen	7
NDP Zu 7.6.2.2 (8)P	7
NDP Zu 7.6.2.2 (14)P	7
NDP Zu 7.6.2.3 (3)P und (4)P.....	7
NDP Zu 7.6.2.3 (5)P	8
NDP Zu 7.6.2.3 (8).....	8
NDP Zu 7.6.2.4 (4)P	8
NDP Zu 7.6.3.2 (2)P	8
NDP Zu 7.6.3.2 (5)P	8
NDP Zu 7.6.3.3 (3)P	8
NDP Zu 7.6.3.3 (4)P	8
NDP Zu 7.6.3.3 (6).....	8
Abschnitt 8 Verankerungen	9
NDP Zu 8.5.2 (2)P	9
NDP Zu 8.5.2 (3).....	9
NDP Zu 8.6 (4).....	9
Abschnitt 10 Hydraulisch verursachtes Versagen.....	9
NDP Zu 10.2 (3).....	9
Abschnitt 11 Geländebruchsicherheit.....	9
NDP Zu 11.5.1 (1)P	9
Anhänge.....	9
NDP Zu Anhang A Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren für Grenzzustände der Tragfähigkeit und empfohlene Zahlenwerte	9
NDP Zu Anhang B Erläuterungen zu den Teilsicherheitsbeiwerten für die Nachweisverfahren 1, 2, und 3	9
NDP Zu Anhang C Beispiele zur Ermittlung der Erddruck-Grenzwerte	9

	Seite
NDP Zu Anhang D Beispiele für eine analytische Ermittlung des Grundbruchwiderstands	10
NDP Zu Anhang E Beispiel eines halbempirischen Verfahrens zur Abschätzung der	
Tragfähigkeit einer Flächengründung	10
NDP Zu Anhang F Beispiele für Verfahren zur Setzungsermittlung	10
NDP Zu Anhang G Beispiel für ein Verfahren zur Ermittlung von Bemessungssohlldrücken für	
Flächenfundamente auf Fels	10
NDP Zu Anhang H Grenzwerte für Bauwerksverformungen und Fundamentbewegungen	10
NDP Zu Anhang J Kontrollliste für die Überwachung der Bauausführung und des fertigen	
Bauwerks	10

DIN EN 1997-1/NA:2010-12**Vorwort**

Dieses Dokument (DIN EN 1997-1/NA) wurde im Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V. vom Arbeitsausschuss NA 005-05-01 AA „Sicherheit im Erd- und Grundbau“ erstellt.

Dieses Dokument bildet den Nationalen Anhang zu DIN EN 1997-1, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 1: Allgemeine Regeln*.

Die Europäische Norm EN 1997-1 räumt die Möglichkeit ein, eine Reihe von sicherheitsrelevanten Parametern national festzulegen. Diese national festzulegenden Parameter (en: nationally determined parameters, NDP) umfassen alternative Nachweisverfahren und Angaben von Teilsicherheitsbeiwerten. Die entsprechenden Textstellen sind in der Europäischen Norm durch Hinweise auf die Möglichkeit nationaler Festlegungen gekennzeichnet. Eine Liste dieser Textstellen befindet sich im Unterabschnitt NA 2.1. Darüber hinaus enthält dieser nationale Anhang sowie DIN 1054:2010-12 ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1997-1:2009-09 (en: non-contradictory complementary information, NCI).

Dieser Nationale Anhang ist Bestandteil von DIN EN 1997-1:2009-09.

DIN EN 1997-1:2009-09, dieser Nationale Anhang DIN EN 1997-1/NA:2010-12 und DIN 1054:2010-12 ersetzen zusammen DIN 1054:2005-01 einschließlich zugehöriger Änderung und Berichtigungen.

Änderungen

Gegenüber DIN 1054:2005-01, DIN 1054/A1:2009-07, DIN 1054 Berichtigung 1:2005-04, DIN 1054 Berichtigung 2:2007-04, DIN 1054 Berichtigung 3:2008-01, DIN 1054 Berichtigung 4:2008-10 und DIN 1054/A1:2009-07 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Norm inhaltlich und redaktionell überarbeitet;
- b) ergänzende Festlegungen zur nationalen Anwendung von DIN EN 1997-1 aufgenommen.

Frühere Ausgaben

DIN 1054: 1934, 1940-08, 1953x-10, 1969-11, 2003-01, 2005-01
 DIN 4014: 1960, 1969-11
 DIN 4014-1: 1975-08
 DIN 4014-2: 1977-09
 DIN 4026: 1968-07, 1975-08
 DIN 4125: 1990-11
 DIN 4125-1: 1972-06, 1988-03
 DIN 4125-2: 1976-02
 DIN 4128: 1983-04
 DIN 1054/A1: 2009-07
 DIN 1054 Berichtigung 1: 2003-10, 2005-04
 DIN 1054 Berichtigung 2: 2007-04
 DIN 1054 Berichtigung 3: 2008-01
 DIN 1054 Berichtigung 4: 2008-10
 DIN 1054 Beiblatt: 1976-11
 DIN V 1054-100: 1996-04

NA 1 Anwendungsbereich

Dieser Nationale Anhang enthält Anmerkungen und Verweise zu den national festgelegten Parametern, die bei den Nachweisen der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von geotechnischen Bauwerken nach DIN EN 1997-1:2009-09 in Deutschland benötigt werden.

Dieser Nationale Anhang gilt nur in Verbindung mit DIN EN 1997-1:2009-09.

NA 2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1997-1:2009-09

NA 2.1 Allgemeines

DIN EN 1997-1:2009-09 weist an den folgenden Textstellen die Möglichkeit nationaler Festlegungen aus (NDP).

2.1 (8)P, 2.4.6.1 (4)P, 2.4.6.2 (2)P, 2.4.7.1 (2)P, 2.4.7.1 (3), 2.4.7.1 (4), 2.4.7.1 (5) 2.4.7.1 (6), 2.4.7.2 (2)P, 2.4.7.3.2 (3)P, 2.4.7.3.3 (2)P, 2.4.7.3.4.1 (1)P, 2.4.7.4 (3)P, 2.4.7.5 (2)P, 2.4.8 (2), 2.4.9 (1)P, 2.5 (1),

7.6.2.2 (8)P, 7.6.2.2 (14)P, 7.6.2.3 (4)P, 7.6.2.3 (5)P, 7.6.2.3 (8), 7.6.2.4 (4)P, 7.6.3.2 (2)P, 7.6.3.2 (5)P, 7.6.3.3 (3)P, 7.6.3.3 (4)P, 7.6.3.3 (6),

8.5.2 (2)P, 8.5.2 (3), 8.6 (4), 10.2 (3), 11.5.1 (1)P

und bei folgenden Anhängen:

A.2

A.3.1, A.3.2, A.3.3.1, A.3.3.2, A.3.3.3, A.3.3.4, A.3.3.5, A.3.3.6

A.4

A.5

NA 2.2 Nationale Festlegungen

Die nachfolgende Nummerierung entspricht der Nummerierung von DIN EN 1997-1:2009-09 bzw. ergänzt diese.

NCI Zu 1.2 Normative Verweisungen

- | | |
|----|--|
| NA | DIN 1054:2010-12, <i>Baugrund — Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau — Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1</i> |
| NA | DIN 4017, <i>Baugrund — Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen</i> |
| NA | DIN 4019 (alle Teile), <i>Baugrund; Setzungsberechnungen</i> |
| NA | DIN 4084, <i>Baugrund; Gelände- und Böschungsbruchberechnungen</i> |
| NA | DIN 4085, <i>Baugrund — Berechnung des Erddrucks</i> |
| NA | DIN EN 1990:2010-12, <i>Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005/AC:2010</i> |
| NA | DIN EN 1997-1:2009-09, <i>Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009</i> |
| NA | EAB, <i>Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), 4. Auflage 2006¹⁾</i> |

1) Zu beziehen bei: Verlag Ernst und Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin

DIN EN 1997-1/NA:2010-12**Abschnitt 2 Grundlagen der geotechnischen Bemessung****NDP Zu 2.1 (8)P**

In Deutschland sind Geotechnische Kategorien zur Festlegung der Mindestanforderungen an Umfang und Qualität von geotechnischen Untersuchungen, Berechnungen und der Bauüberwachung abhängig von der Schwierigkeit einer baulicher Anlage und des Baugrunds anzuwenden.

NCI Zu 2.2 (1)P

NA ANMERKUNG zu 2.2 (1)P DIN EN 1990:2010-12, 3.2, definiert ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Situationen sowie Situationen infolge von Erdbeben. Sie werden in DIN 1054 bei geotechnischen Nachweisen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit als Bemessungssituationen BS-P, BS-T, BS-A und BS-E bezeichnet. Die Definitionen der DIN EN 1990 werden für geotechnische Situationen ergänzt. Den genannten Bemessungssituationen sind unterschiedlich große Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte zugeordnet. In DIN 1054:2010-12 sind die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen in Tabelle A 2.1, für geotechnische Kenngrößen in Tabelle A 2.2 und für Widerstände in Tabelle A 2.3 zusammengestellt.

NDP Zu 2.4.6.1 (4)P

Die Zahlenwerte der Teilsicherheitswerte für Einwirkungen bzw. Beanspruchungen in den einzelnen Grenzzuständen und Bemessungssituationen sind DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.1, zu entnehmen.

NDP Zu 2.4.6.2 (2)P

Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte für geotechnische Kenngrößen in den einzelnen Grenzzuständen und Bemessungssituationen sind DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.2, zu entnehmen.

NDP Zu 2.4.7.1 (2)P

Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen, Beanspruchungen, geotechnische Kenngrößen und Widerstände in den einzelnen Grenzzuständen und Bemessungssituationen sind DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.1 bis A 2.3, zu entnehmen.

NDP Zu 2.4.7.1 (3)

Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen, Beanspruchungen, geotechnische Kenngrößen und Widerstände in außerordentlichen Bemessungssituationen sind DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.1 bis A 2.3, zu entnehmen.

NDP Zu 2.4.7.1 (4)

Von dieser Möglichkeit wird in DIN 1054:2010-12, A 2.4.6.1.1 A (2b) durch die Einführung von zusätzlichen Teilsicherheitsbeiwerten für die Einwirkungen bei der Bemessungssituation BS-A Gebrauch gemacht.

NDP Zu 2.4.7.1 (5)

Von dieser Möglichkeit wird in DIN 1054:2010-12, 2.2 A (4), durch die Einführung der Bemessungssituation BS-T Gebrauch gemacht.

NDP Zu 2.4.7.1 (6)

Von dieser Möglichkeit wird in DIN 1054:2010-12, A 7.6.2.2 bis A 7.6.2.4, durch die Einführung von Modellfaktoren Gebrauch gemacht

NDP Zu 2.4.7.2 (2)P

Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen bzw. Beanspruchungen im Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit sind DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.1, zu entnehmen.

NDP Zu 2.4.7.3.2 (3)P

Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen bzw. Beanspruchungen in den einzelnen Grenzzuständen und Bemessungssituationen sind DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.1, zu entnehmen.

NDP Zu 2.4.7.3.3 (2)P

Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände in den einzelnen Grenzzuständen und Bemessungssituationen sind DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.3, zu entnehmen.

NDP Zu 2.4.7.3.4.1 (1)P

In Deutschland werden die Nachweisverfahren 2 und 3 angewendet. Das Nachweisverfahren 1 ist in Deutschland nicht anzuwenden.

NDP Zu 2.4.7.4 (3)P

Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen bzw. Beanspruchungen in den einzelnen Grenzzuständen und Bemessungssituationen sind DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.1, zu entnehmen. Ergänzende Regeln zum rechnerischen Nachweis der Sicherheit gegen Auftrieb sind in DIN 1054:2010-12, A 10.2.1 bis A 10.2.4, angegeben.

NDP Zu 2.4.7.5 (2)P

Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen bzw. Beanspruchungen in den einzelnen Grenzzuständen und Bemessungssituationen sind DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.1, zu entnehmen. Ergänzende Regeln zum rechnerischen Nachweis der Sicherheit gegen Versagen durch hydraulischen Grundbruch enthält DIN 1054:2010-12, A 10.3.

NDP Zu 2.4.8 (2)

Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind gleich 1,0 zu setzen.

NDP Zu 2.4.9 (1)P

Die zulässigen Fundamentbewegungen sind im Einzelfall festzulegen.

NDP Zu 2.5 (1)

Ergänzende Regeln sind in DIN 1054:2010-12, 2.5 A (3), angegeben.

Abschnitt 7 Pfahlgründungen**NDP Zu 7.6.2.2 (8)P**

Die Zahlenwerte der Streuungsfaktoren ξ_1 und ξ_2 für Pfahlgründungen zur Ableitung von charakteristischen Pfahlwiderständen aus statischen Probelastungen nach DIN EN 1997-1:2009-09, Gleichung (7.2), sind DIN 1054:2010-12, Tabelle A 7.1, zu entnehmen.

NDP Zu 7.6.2.2 (14)P

Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte sind DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.3, zu entnehmen.

NDP Zu 7.6.2.3 (3)P und (4)P

Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte sind DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.3, zu entnehmen.

DIN EN 1997-1/NA:2010-12**NDP Zu 7.6.2.3 (5)P**

Das Verfahren zur rechnerischen Bestimmung von $R_{c,k}$ aus $R_{b,cal}$ und $R_{s,cal}$ bzw. $R_{c,cal}$ nach DIN EN 1997-1:2009-09, Gleichung (7.8), ist in Deutschland nicht der Regelfall. Anzuwenden ist das Verfahren nach DIN EN 1997-1:2009-09, Gleichung (7.9). Sofern das Verfahren nach DIN EN 1997-1:2009-09, 7.6.2.3, Gleichung (7.8), angewendet werden soll, ist DIN 1054:2010-12, 7.6.2.6 A(1), einzuhalten.

NDP Zu 7.6.2.3 (8)

ANMERKUNG Der Modellfaktor zur Korrektur der Teilsicherheitsbeiwerte γ_b , γ_s und γ_t bei Anwendung der Festlegung der charakteristischen Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten nach DIN EN 1997-1:2009-09, Gleichung (7.9), ist bereits in die Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.3, mit $\eta_E \approx 1,3$ eingerechnet.

NDP Zu 7.6.2.4 (4)P

Der Zahlenwert des Teilsicherheitsbeiwertes γ_t für die Ermittlung der Pfahlwiderstände aus Stoßversuchen ist DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.3, zu entnehmen. Die Zahlenwerte der Streuungsfaktoren zur Ableitung von charakteristischen Pfahlwiderständen aus dynamischen Pfahlprobelastungen nach DIN EN 1997-1:2009-09, Gleichung (7.11), sind DIN 1054:2010-12, Tabelle A 7.2, zu entnehmen.

NDP Zu 7.6.3.2 (2)P

Der Zahlenwert des Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{s,t}$ ist DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.3, zu entnehmen.

NDP Zu 7.6.3.2 (5)P

Die Zahlenwerte der Streuungsfaktoren ξ_1 und ξ_2 von Zugpfahlgründungen zur Ableitung von charakteristischen Pfahlwiderständen aus statischen Probelastungen nach DIN EN 1997-1:2009-09, Gleichung (7.14), sind DIN 1054:2010-12, Tabelle A 7.1, zu entnehmen.

NDP Zu 7.6.3.3 (3)P

Der Zahlenwert des Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{s,t}$ für die Ermittlung der Pfahlwiderstände aus Erfahrungswerten für Zugpfähle ist DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.3, zu entnehmen. Für verpresste Zugpfahlsysteme ist DIN 1054:2010-12, 7.6.3.2 A (3c), analog anzuwenden.

NDP Zu 7.6.3.3 (4)P

Das Verfahren zur Bestimmung von $R_{t,k}$ aus $R_{s,cal}$ nach DIN EN 1997-1:2009-09, Gleichung (7.17), ist in Deutschland nicht der Regelfall. Anzuwenden ist das Verfahren nach DIN EN 1997-1:2009-09, Gleichung (7.18). DIN 1054:2010-12, 7.6.2.3 A (5), gilt sinngemäß.

NDP Zu 7.6.3.3 (6)

ANMERKUNG Der Modellfaktor zur Korrektur des Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{s,t}$ bei Anwendung der Festlegung der charakteristischen Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten nach DIN EN 1997-1:2009-09, Gleichung (7.18), ist bereits in den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.3, mit $\eta_E \approx 1,3$ eingerechnet.

Abschnitt 8 Verankerungen

NDP Zu 8.5.2 (2)P

Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte γ_a sind DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.3, zu entnehmen.

NDP Zu 8.5.2 (3)

Streuungs faktoren sind nicht anzuwenden, wenn Anker durch Eignungsprüfungen und durch Abnahmeprüfungen geprüft werden, siehe DIN 1054:2010-12, Tabelle A 8.1.

NDP Zu 8.6 (4)

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist in DIN 1054:2010-12, 8.6 A (7) und A (10), geregelt. Modellfaktoren sind nicht anzuwenden.

Abschnitt 10 Hydraulisch verursachtes Versagen

NDP Zu 10.2 (3)

Die Widerstände aus Reibung oder Ankerkräften sind als ständige stabilisierende vertikale Einwirkungen zu behandeln. Die Teilsicherheitsbeiwerte sind DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.1 und A 2.2, zu entnehmen.

Abschnitt 11 Geländebruchsicherheit

NDP Zu 11.5.1 (1)P

Der Nachweis der Gesamtstandsicherheit ist nach DIN 4084 mit dem Nachweisverfahren 3 (GEO-3) nach 2.4.7.3.4.4 durchzuführen. Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte für die Ermittlung der Gesamtstandsicherheit sind DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.1 bis A 2.3, zu entnehmen.

Anhänge

NDP Zu Anhang A Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren für Grenzzustände der Tragfähigkeit und empfohlene Zahlenwerte

Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren für Einwirkungen, Beanspruchungen, geotechnische Kenngrößen und Widerstände in den einzelnen Grenzzuständen und Bemessungssituationen sind DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.1, Tabelle A 2.2, Tabelle A 2.3, Tabelle A 7.1 und Tabelle A 7.2, zu entnehmen. Für den Nachweis der Sicherheit gegen Kippen (EQU) sind die Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN EN 1990:2010-12, Anhang A, Tabelle A.1.2(A), maßgebend.

NDP Zu Anhang B Erläuterungen zu den Teilsicherheitsbeiwerten für die Nachweisverfahren 1, 2, und 3

In Deutschland werden die Nachweisverfahren 2 und 3 angewendet. Das Nachweisverfahren 1 ist nicht anzuwenden.

NDP Zu Anhang C Beispiele zur Ermittlung der Erddruck-Grenzwerte

Der Anhang C darf als Ergänzung zu DIN 4085 und EAB (siehe DIN 1054:2010-12) angewendet werden.

DIN EN 1997-1/NA:2010-12

NDP Zu Anhang D Beispiele für eine analytische Ermittlung des Grundbruchwiderstands

Der Grundbruchwiderstand ist nach DIN 4017 (siehe DIN 1054:2010-12) zu ermitteln.

NDP Zu Anhang E Beispiel eines halbempirischen Verfahrens zur Abschätzung der Tragfähigkeit einer Flächengründung

Die Tragfähigkeit einer Flachgründung ist nach DIN 4017 (siehe DIN 1054:2010-12) zu ermitteln oder kann in Regelfällen nach DIN 1054:2010-12, A 6.10, mit Hilfe von Tabellen bestimmt werden.

NDP Zu Anhang F Beispiele für Verfahren zur Setzungsermittlung

Die Setzungsermittlung ist nach DIN 4019 (alle Teile) (siehe DIN 1054:2010-12) durchzuführen.

NDP Zu Anhang G Beispiel für ein Verfahren zur Ermittlung von Bemessungssohlldrücken für Flächenfundamente auf Fels

Die Ermittlung der Bemessungswerte von Sohlruckspannungen für Flächenfundamente auf Fels kann nach DIN 1054:2010-12, A 6.10.4, vorgenommen werden.

NDP Zu Anhang H Grenzwerte für Bauwerksverformungen und Fundamentbewegungen

Die im Anhang H genannten Angaben zu zulässigen Fundamentverformungen sind keine normativen Vorgaben. Andere Literaturangaben, z. B. Grundbautaschenbuch 7. Auflage, Band 2 dürfen in Deutschland gleichberechtigt angewendet werden. Im Einzelfall können Nachweise und spezielle Betrachtungen an der Baukonstruktion erforderlich werden, um die zulässigen Verformungsgrößen festzulegen.

NDP Zu Anhang J Kontrollliste für die Überwachung der Bauausführung und des fertigen Bauwerks

Der Anhang J darf verwendet werden.

DIN SPEC 18140



ICS 93.020

Ersatz für
DIN-Fachbericht 129:2005-02

Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 1536:2010-12, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Bohrpfähle

Supplementary provisions to DIN EN 1536:2010-12, Execution of special geotechnical
works –
Bored piles

Règles supplémentaires de la norme DIN EN 1536:2010-12, Exécution des travaux
géotechniques spéciaux –
Pieux forés

Zur Erstellung einer DIN SPEC können verschiedene Verfahrensweisen herangezogen werden:
Das vorliegende Dokument wurde nach den Verfahrensregeln einer Vornorm erstellt.

Gesamtumfang 7 Seiten

DIN SPEC 18140:2012-02

Inhalt

	Seite
Vorwort	3
1 Anwendungsbereich	4
2 Normative Verweisungen	4
3 Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 1536:2010-12	4
3.1 Zu Abschnitt 1 „Anwendungsbereich“	4
3.2 Zu Abschnitt 5 „Baugrunduntersuchungen“	4
3.3 Zu Abschnitt 6 „Baustoffe und Bauprodukte“	4
3.4 Zu Abschnitt 7 „Hinweise zu Entwurf und Bemessung“	6
3.5 Zu Abschnitt 8 „Ausführung“	6
3.6 Zu Abschnitt 9 „Aufsicht, Prüfung und Überwachung“	7
3.7 Zu den Literaturhinweisen	7

Vorwort

Dieses Dokument wurde im Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V. vom Arbeitsausschuss NA 005-05-07 AA „Baugrund, Pfähle“ als Ergänzung zu DIN EN 1536:2010-12 erstellt.

Dieses Dokument enthält die Festlegungen, die ergänzend zu DIN EN 1536:2010-12 gelten, wobei auf Regeln in weiterhin gültigen nationalen Normen (die nicht vollständig durch europäische Normen ersetzt wurden und weiterhin einschlägige Regelungen beinhalten) verwiesen wird.

Dieses Dokument ist nur in Verbindung mit DIN EN 1536:2010-12 anwendbar.

Die Ergänzenden Festlegungen werden mit einem „A“ gekennzeichnet und beziehen sich auf den jeweiligen Absatz der Europäischen Ausführungsnorm. Z. B. ist „A 6.1.4.6“ die Festlegung zu DIN EN 1536:2010-12, 6.1.4.6.

Es ist beabsichtigt, die Festlegungen bei der nächsten Überarbeitung von EN 1536 im CEN Europäisches Komitee für Normung einzubringen.

Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Texte dieses Dokuments Patentrechte berühren können. Das DIN ist nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

Eine DIN SPEC nach dem Vornorm-Verfahren ist das Ergebnis einer Normungsarbeit, das wegen bestimmter Vorbehalte zum Inhalt oder wegen des gegenüber einer Norm abweichenden Aufstellungsverfahrens vom DIN noch nicht als Norm herausgegeben wird.

Zur vorliegenden DIN SPEC wurde der Entwurf E DIN SPEC 18140:2011-05 veröffentlicht.

Erfahrungen mit dieser DIN SPEC sind erbeten

- vorzugsweise als Datei per E-Mail an nabau@din.de in Form einer Tabelle. Die Vorlage dieser Tabelle kann im Internet unter <http://www.din.de/stellungnahme> abgerufen werden;
- oder in Papierform an den Normenausschuss Bauwesen (NABau).

Änderungen

Gegenüber DIN-Fachbericht 129:2005-02 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Anpassung der Inhalte an DIN EN 1536:2010-12.

Frühere Ausgaben

DIN-Fachbericht 129: 2005-02

DIN SPEC 18140:2012-02**1 Anwendungsbereich**

Dieses Dokument hat den gleichen Anwendungsbereich wie in DIN EN 1536:2010-12 angegeben. Dieses Dokument gilt nur in Verbindung mit DIN EN 1536:2010-12.

2 Normative Verweisungen

Die folgenden zitierten Dokumente sind für die Anwendung dieses Dokuments erforderlich. Bei datierten Verweisungen gilt nur die in Bezug genommene Ausgabe. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe des in Bezug genommenen Dokuments (einschließlich aller Änderungen).

DIN 488-1, *Betonstahl — Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung*

DIN 488-2, *Betonstahl — Betonstabstahl*

DIN 1045-2, *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton — Teil 2: Beton — Festlegungen, Eigenschaften, Herstellung und Konformität — Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*

DIN 1045-3:2008-08, *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton — Teil 3: Bauausführung*

DIN EN 206-1, *Beton — Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1*

DIN EN 450-1, *Flugasche für Beton — Teil 1: Definition, Anforderungen und Konformitätskriterien*

DIN EN 1536:2010-12, *Ausführungen von Arbeiten im Spezialtiefbau — Bohrpfähle; Deutsche Fassung EN 1536:2010*

DIN EN 1992 (alle Teile), *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken*

3 Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 1536:2010-12**3.1 Zu Abschnitt 1 „Anwendungsbereich“**

A 1.5 d) Ist nicht anzuwenden.

3.2 Zu Abschnitt 5 „Baugrunduntersuchungen“

A 5.2.1 9. Spiegelstrich wird ergänzt:

„Zusätzlich ist bei betonaggressivem Grundwasser die Möglichkeit der Verminderung der Mantelreibung zu berücksichtigen.“

3.3 Zu Abschnitt 6 „Baustoffe und Bauprodukte“

A 6.1.4.6 Der Abschnitt wird ergänzt:

„Bei Verwendung von Flugaschen nach DIN EN 450-1 in Beton nach DIN 1045-2 und DIN EN 206-1 dürfen diese unter den Bedingungen nach DIN 1045-2 angerechnet werden. Abweichend davon gilt

— der Gehalt an Zement und Flugasche (z+f) darf bei einem Größtkorn von 32 mm 350 kg/m³ und bei einem Größtkorn von 16 mm 400 kg/m³ nicht unterschreiten;

- der Mindestzementgehalt darf bei Anrechnung von Flugasche bei einem Größtkorn von 32 mm 270 kg/m³ und bei einem Größtkorn von 16 mm 300 kg/m³ nicht unterschreiten.

Eine Anrechnung von Flugasche ist nicht zulässig bei Verwendung der Zemente CEM II/B-V, CEM III/C, CEM II/B-P, CEM III/B mit > 70 % (Massenanteil) Hüttensand.

ANMERKUNG Die Anforderungen der DIN EN 1536:2010-12, Tabelle 3, betreffend Mindestzementgehalt und Feinkornanteil von Beton sind dabei grundsätzlich einzuhalten.“

A 6.1.4.7 Der Abschnitt wird ergänzt:

„Bei Verwendung von Flugasche ist der äquivalente Wassorzementwert $(w/z)_{eq}$ mit $k_f = 0,7$ anzusetzen.“

A 6.3.6.5 Der Abschnitt wird ergänzt:

„Dabei sind auch die Festlegungen von DIN 1045-2 einzuhalten.“

A 6.3.7.1 Der Abschnitt wird ergänzt:

„Dabei sind auch die Festlegungen von DIN 1045-2 einzuhalten.“

A 6.3.7.2 Der Abschnitt wird ergänzt:

„Zusätzlich sind die Bedingungen nach DIN 1045-2:2008-08, 7.5, einzuhalten.“

A 6.3.8.1 Der Abschnitt wird ergänzt:

„Dabei sind auch die Festlegungen von DIN 1045-2 einzuhalten.“

A 6.3.8.2 bis 6.3.8.5 Die Abschnitte werden ersetzt:

„**6.3.8.2(1)** Es gelten die Bestimmungen der DIN 1045-3, wobei abweichend auch für Beton der Überwachungsklasse 1 eine Probennahme und Druckfestigkeitsprüfung als werkseigene Produktionskontrolle durchzuführen ist: Mindestens 3 Proben für höchstens 300 m³ oder 3 Betoniertage.“

ANMERKUNG Die Überwachung durch eine anerkannte Überwachungsstelle ist jedoch nur für Betone der Überwachungsklassen 2 und 3 durchzuführen.

(2) Abweichend von DIN 1045-3:2008-08, Tabelle 4, wird Unterwasserbeton für Konstruktionen des Spezialtiefbaus nur dann in die Überwachungsklasse 2 eingeordnet, wenn zusätzlich mindestens eine der übrigen Bedingungen für Betone der Überwachungsklasse 2 (z. B. die Expositionsklassen, die Druckfestigkeitsklasse oder eine andere besondere Eigenschaft) zutrifft.“

A 6.4.4 Der Abschnitt wird ergänzt:

„Der Wassorzementwert darf den Wert 0,7 nicht überschreiten.“

A 6.5.2 Der Abschnitt wird ersetzt:

„Die in Bohrpfählen verwendeten Bewehrungskörbe müssen DIN 488-1 und DIN 488-2 entsprechen.“

A 6.5.4 Der Abschnitt wird ergänzt:

„Für die Verwendung von Glasfasern als Bewehrung ist eine Zulassung erforderlich.“

DIN SPEC 18140:2012-02**3.4 Zu Abschnitt 7 „Hinweise zu Entwurf und Bemessung“****A 7.1.2 Die Anmerkung wird ergänzt:**

„Auf die Berücksichtigung solcher Exzentrizitäten darf verzichtet werden, wenn die Einflüsse einer ungewollten Biegebeanspruchung $V \cdot e$ durch die lastverteilende Wirkung von Pfahlrostplatten, Pfahljochen oder ähnlichen Konstruktionen ausgeschlossen werden.“

A 7.6.1 Der Abschnitt wird ersetzt:

„Die Bemessung von Rohren oder Stahlprofilen als Spezialbewehrung muss mit DIN EN 1992 (alle Teile), DIN EN 1993 (alle Teile) oder DIN EN 1994 (alle Teile) übereinstimmen.“

A 7.7.1 Der Abschnitt wird ersetzt:

„Das Nennmaß der Betondeckung bestehend aus Mindestmaß $c_{\min}$ zuzüglich des Vorhaltemaß Δc muss DIN EN 1992 (alle Teile) entsprechen.“

A 7.7.2 Der Abschnitt wird ersetzt:

„Das Nennmaß der Betondeckung darf nicht kleiner sein als

- 75 mm bei Schlitzwandelementen,
- 60 mm bei Pfählen mit $D > 0,6$ m oder
- 50 mm bei Pfählen mit $D \leq 0,6$ m.“

A 7.7.3 Der Abschnitt wird ersetzt:

„Das Nennmaß der Betondeckung sollte auf 75 mm vergrößert werden bei unverrohrten Pfählen in weichem Baugrund, bei Unterwasserbeton mit 32 mm Größtkorn der Gesteinskörnung, bei Verwendung von Silikastaub als Zementersatz, wenn die Bewehrung nachträglich in den frischen Beton eingebracht wird.“

A 7.7.4 Der Abschnitt wird ersetzt:

„Das Nennmaß der Betondeckung darf bei bleibender Verrohrung oder Hülse auf 40 mm in Bezug auf deren äußere Oberfläche verringert werden.“

3.5 Zu Abschnitt 8 „Ausführung“**A 8.3.3.2 Der Abschnitt wird ergänzt:**

„Eine Genehmigung ist nicht erforderlich, wenn die Anforderungen nach DIN EN 1992-1 eingehalten werden.“

A 8.4.1.1 Der Abschnitt wird ergänzt:

„Hinsichtlich des Transportes von Beton und der Temperatur des Betons gelten zusätzlich DIN 1045-3:2008-08, 8.2 und 8.3.“

A 8.4.7 Dieser Abschnitt wird ersetzt :

„Für Prepacked-Pfähle ist eine Zulassung erforderlich.“

3.6 Zu Abschnitt 9 „Aufsicht, Prüfung und Überwachung“

A 9.2 Der Abschnitt wird ergänzt:

„ANMERKUNG Zur Durchführung von Pfahlversuchen siehe [A6].“

3.7 Zu den Literaturhinweisen

A Literaturhinweise Die Literaturhinweise werden ergänzt:

[A6] Empfehlungen EA-Pfähle des AK 2.1 „Pfähle“ der DGGT, 2007

