

	<p style="text-align: center;">Eurocode 7 Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 1: Allgemeine Regeln Deutsche Fassung ENV 1997-1 : 1994</p>	<p style="text-align: center;">Vornorm DIN V ENV 1997-1</p>
<p>ICS 93.020</p> <p>Deskriptoren: Eurocode, Berechnung, Bemessung, Geotechnik, Bauwesen</p> <p>Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules; German version ENV 1997-1 : 1994</p> <p>Eurocode 7: Calcul géotechnique – Partie 1: Règles générales; Version allemande ENV 1997-1 : 1994</p> <p>Eine Vornorm 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.</p> <p>Diese Europäische Vornorm ENV 1997-1 : 1994 wurde im Auftrage der Kommission der Europäischen Gemeinschaften (KEG) fertiggestellt und wird vom Europäischen Komitee für Normung (CEN) bzw. von dessen Mitgliedern veröffentlicht.</p> <p>Zu dieser Vornorm wurde kein Entwurf veröffentlicht. Auf die Veröffentlichung des Berichtes EUR 8849 von 1984 wird verwiesen.</p> <p>Nationales Vorwort</p> <p>Die vorliegende Europäische Vornorm wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 "Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau" (Sekretariat: Vereinigtes Königreich) im Unterkomitee SC 7 "Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik" unter niederländischer Federführung erarbeitet.</p> <p>Die Anwendung ist in Deutschland nur in Verbindung mit dem Nationalen Anwendungsdokument (siehe Nationaler Anhang NA) unter Verwendung der deutschen Vornormen</p> <p>DIN V 1054-100 Baugrund – Sicherheitsbeiwerte im Erd- und Grundbau – Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten</p> <p>DIN V 4017-100 Baugrund – Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen – Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten</p> <p>DIN V 4019-100 Baugrund – Setzungsberechnungen – Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten</p> <p>DIN V 4084-100 Baugrund – Böschungs- und Geländebruchberechnungen – Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten</p> <p>DIN V 4085-100 Baugrund – Berechnung des Erddrucks – Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten</p> <p>DIN V 4126-100 Schlitzwände – Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten möglich.</p> <p>Das Vorwort gibt spezielle Hinweise auf Besonderheiten dieser Vornorm. Der Regelungsgegenstand dieses Eurocodes entspricht weitgehend DIN 1054.</p> <p>Stellungnahmen zur DIN V ENV 1997-1 sind erbeten an den Normenausschuß Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 10772 Berlin (Hausanschrift: Burggrafenstraße 6, 10787 Berlin).</p> <p>Bei der Auslegung der deutschen Fassung der ENV 1997-1 ist folgendes zu beachten:</p> <p>In Tabelle 7.3, Spalte 1 heißt es "Anzahl der Probelastung, a) ξ bezogen auf den Mittelwert von R_{tm}, b) ξ bezogen auf den Mittelwert von R_{tm}".</p> <p>In 7.3.2.3 heißt es anstelle von "Haltung" "Hebung".</p> <p style="text-align: right;">Fortsetzung Seite 2 bis 16 und 87 Seiten ENV</p> <p style="text-align: center;">Normenausschuß Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V.</p>		
<p>© DIN Deutsches Institut für Normung e.V. · Jede Art der Vervielfältigung, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung des DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, gestattet. Alleinverkauf der Normen durch Beuth Verlag GmbH, 10772 Berlin</p> <p style="text-align: right;">Ref. Nr. DIN V ENV 1997-1 : 1996-04 Preisgr. 28 Vertr.-Nr. 2328</p>		

In 7.5.4 (1) ist der Spiegelstrich "- die Herstellungsaufzeichnungen der Probepfähle" einzufügen.

In 7.8.2.2 ist anzufügen "(4) Eine auf eine Pfahlgruppe wirkende Last kann in Einzelpfählen Druck, Zug oder Querbelastung hervorrufen".

In 8.6.6 (4) ist zu ergänzen: "Die Bemessungsschnittkräfte (Momente, Querkräfte usw.) in Bauteilen von Stützbauwerken sind aus den Bemessungswerten der Erddrücke und der Bodenkennwerte zu ermitteln und mit einem Modellfaktor γ_{ed} zu multiplizieren. Der Bemessungswert der Festigkeit des Bauteils ist nach der entsprechenden ENV (z. B. für Stahlbeton ENV 1992-1) zu bestimmen".

Nationaler Anhang NA (normativ) Nationales Anwendungsdokument (NAD) für ENV 1997-1 Eurocode 7- Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln

Dieses Nationale Anwendungsdokument (NAD) regelt den Zusammenhang zwischen der ENV 1997-1 (EC 7, Teil 1) und den nationalen Bezugsnormen dazu, die in Form der Vornormen DIN V 1054-100, DIN V 4017-100, DIN V 4019-100, DIN V 4084-100, DIN V 4085-100 und DIN V 4126-100 vorliegen. Sofern im folgenden nicht auf nationale Besonderheiten bei der Anwendung der ENV 1997-1 hingewiesen wird, gilt diese uneingeschränkt.

Zwischen ENV 1997-1 und DIN V 1054-100 bestehen Unterschiede in der Behandlung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit für den Grenzzustand "Bruch im Boden" und damit bei der Ermittlung der äußeren Abmessungen der Gründungkörper. Diesen Fall behandelt ENV 1997-1 in der Regel als Grenzzustand 1C, DIN V 1054-100 als Grenzzustand 1B. Das unterschiedliche Vorgehen beim Nachweis des Grenzzustandes "Bruch im Boden" liegt darin, daß die Teilsicherheitsbeiwerte im Fall 1C auf "charakteristische Bodenkenngrößen" bezogen werden und mit den so erhaltenen "Bemessungswerten der Bodenkenngrößen" die Bemessungswerte der Kräfte ermittelt werden, während sie im Fall 1B auf "charakteristische Werte der Kräfte", die mit charakteristischen Bodenkennwerten ermittelt werden, bezogen und so die "Bemessungswerte der Kräfte" ermittelt werden. Beide Vorgehen stehen im Einklang mit DIN V ENV 1991-1 (in Vorbereitung). Der Nachweis des Grenzzustandes "Bruch im Boden" im Fall 1B entspricht vom Ergebnis her weitgehend dem bisher üblichen Vorgehen und führt in der Regel zu durch nationale Erfahrungen abgesicherten, sehr wirtschaftlichen Konstruktionen. Beim Vorgehen nach ENV 1997-1 bei der Ermittlung der Einbindetiefe der Stützwände und der Fundamentbreite sind beide Nachweise zu führen und das ungünstigere Ergebnis ist maßgebend. Sofern im folgenden Text wahlweise abweichend von ENV 1997-1 nach DIN V 1054-100 vorgegangen werden darf, sind die entsprechenden Absätze kursiv gekennzeichnet. Insgesamt sollte bei der probeweisen Anwendung so verfahren werden, daß gegenüber der bisher üblichen Vorgehensweise keine wesentlich unwirtschaftlicheren Abmessungen der Bauteile erzielt werden, aber auch keine Gefahr einer deutlichen Unterbemessung besteht.

Die DIN V ENV 1997-1 und die nationalen Vornormen werden zur probeweisen Anwendung empfohlen. Weiter mitgeltende Normen sind DIN 4020, DIN 4093, Abschnitte 9 bis 14 von DIN 4125 : 1990-11, DIN 18125, DIN 18126, DIN 18127.

NA.1 Allgemeines

- NA.1.1 Geltungsbereich
 - NA.1.1.1 Eurocode 7 Teil 1
 - NA.1.1.2 Eurocode 7 Ergänzend gilt Abschnitt 1 von DIN V 1054-100 : 1996-04.
 - NA.1.1.3 Weitere Teile von Eurocode 7
- NA.1.2 Normative Verweisungen
 - DIN 820
 - Normungsarbeit
 - DIN V 1054-100
 - Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau-
Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicher-
heitsbeiwerten
 - DIN V 4017-100
 - Baugrund - Berechnung des Grundbruchwiderstands von

Flächengründungen - Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten

DIN 4018

Baugrund - Berechnung der Sohldruckverteilung unter Flächengründungen

DIN V 4019-100

Baugrund - Setzungsberechnungen - Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten

DIN 4020

Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke

DIN V 4084-100

Baugrund - Böschungs- und Geländebruchberechnungen - Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten

DIN V 4085-100

Baugrund - Berechnung des Erddrucks - Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten

DIN 4093

Baugrund - Einpressen in den Untergrund - Planung, Ausführung, Prüfung

DIN 4125

Verpreßanker - Kurzzeitanker und Daueranker - Bemessung, Ausführung, Prüfung

DIN 4126-100

Schlitzwände - Teil 100 : Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten

DIN 18125-1

Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte - Bestimmung der Dichte des Bodens - Teil 1: Laborversuche

DIN 18125-2

Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte - Bestimmung der Dichte des Bodens - Teil 2: Feldversuche

DIN 18126

Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte - Bestimmung der Dichte nichtbinder Böden bei lockerster und dichtester Lagerung

DIN 18127

Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte - Proctorversuch

EAB

Empfehlung des Arbeitskreises "Baugrund" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau (Verlag Ernst & Sohn)

EAU

Empfehlung des Arbeitskreises "Ufereinfassungen" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau (Verlag Ernst & Sohn)

NA.1.3 Unterscheidung zwischen Forderungen und Anwendungsregeln

Es gelten die Regeln der DIN 820. Dementsprechend sind die als Anwendungsregeln bezeichneten Absätze als Empfehlungen zu werten.

NA.1.4 Annahmen

NA.1.5 Definitionen

- NA.1.5.1 Einheitliche Definitionen für alle Eurocodes
- NA.1.5.2 Besondere Definitionen in ENV 1997-1
Ergänzend gelten die in 3.1.1 bis 3.1.40 von DIN V 1054-100 : 1996-04 angegebenen Definitionen.
- NA.1.6 S.I. - Einheiten
- NA.1.7 Einheitliche Formelzeichen und Kurzzeichen für alle Eurocodes
- NA.1.8 Formelzeichen und Kurzzeichen im Eurocode 7
Ergänzend gelten die Formelzeichen nach 3.2 von DIN V 1054-100 : 1996-04.
- NA.1.8.1 Lateinische Großbuchstaben siehe 1.8
- NA.1.8.2 Lateinische Kleinbuchstaben siehe 1.8
- NA.1.8.3 Griechische Kleinbuchstaben siehe 1.8
- NA.1.8.4 Indizes siehe 1.8

NA.2 Grundlagen der Geotechnischen Bemessung

- NA.2.1 Grundsätzliche Anforderungen
*Abweichend von Absatz (1) darf wahlweise nach 7.4 von DIN V 1054-100 : 1996-04, zwischen drei Einwirkungskombinationen und drei Sicherheitsklassen unterschieden werden, die in Anlehnung an die bisherigen Regelungen in drei Lastfällen zusammengefaßt sind.
Ergänzend zu Absatz (5) gilt die Definition der Geotechnischen Kategorien nach Abschnitt 4 von DIN V 1054-100 : 1996-04.*
- NA.2.2 Bemessungssituationen
- NA.2.3 Dauerhaftigkeit (Haltbarkeit)
- NA.2.4 Geotechnische Berechnungen
- NA.2.4.1 Einführung
Abweichend von Absatz (1) dürfen Bemessungsrechnungen wahlweise nach DIN V 1054-100 vorgenommen werden. Ein Wechsel zwischen ENV 1997-1 und DIN V 1054-100 innerhalb einer in sich abgeschlossenen Berechnung ist jedoch unzulässig.
- NA.2.4.2 Einwirkungen bei der geotechnischen Bemessung
Ergänzend zu den Absätzen (4) bis (11) und (16) gelten die Abschnitte Bemessung 7.1 und 7.2 von DIN V 1054-100 : 1996-04.
Abweichend von den Absätzen (12), (15), (17), (19) und (20) dürfen wahlweise die Regelungen von DIN V 1054-100 angewendet werden. Dazu gehören insbesondere die Definitionen der Grenzzustände GZ 1A, GZ 1B und GZ 1C in 3.1.9 bis 3.1.11 von DIN V 1054-100 : 1996-04, die Grundsätze für Sicherheitsnachweise nach Abschnitt 5 und die Festlegungen über Einwirkungen und Widerstände im Abschnitt 7. Nach 3.1.10 von DIN V 1054-100 : 1996-04 ist durch den Grenzzustand GZ 1B auch der Fall erfaßt, daß Kon-

struktionsteile durch Bruch des Bodens versagen. Dementsprechend ist in der Regel nicht der Grenzzustand GZ 1C, sondern der Grenzzustand GZ 1B für die Bestimmung der geometrischen Abmessungen von Bauteilen maßgebend. Der Nachweis des GZ 1C erfaßt nach 3.1.11 von DIN V 1054-100 : 1996-04 nur den Grenzzustand der Gesamttragfähigkeit des Bodens, bei dem der Boden als Ganzes, ggf. einschließlich der auf oder in ihm befindlichen Bauwerke bricht.

- NA.2.4.3 Baugrundkenngrößen Zu den Absätzen (2) bis (7) gilt DIN 4020. Sofern wahlweise die DIN V 1054-100 angewendet wird, sind der 4. Unterabschnitt von Absatz (6), die Absätze (8) bis (12) sowie (14) und (15) nicht anzuwenden. An die Stelle der Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 2.1 treten die Teilsicherheitsbeiwerte nach Tabelle 3 von DIN V 1054-100 : 1996-04 für Bodenkenngrößen und für Bodenwiderstände (Erd-, Sohlschub- und Sohldruckwiderstand) und Bauteilwiderstände (Einzelpfähle, Verpreßanker, Bodennägel, flexible Bewehrungselemente), die als Schnittkräfte auftreten.
- NA.2.4.4 Bemessungswert der Festigkeit von Baustoffen
- NA.2.4.5 Geometrische Daten
- NA.2.4.6 Grenzwerte für Bewegungen In DIN V 1054-100 wird der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als Grenzzustand GZ 2 bezeichnet.
- NA.2.5 Bemessung durch konstruktive Maßnahmen
- NA.2.6 Probelastungen und Modellversuche
- NA.2.7 Die Beobachtungsmethode Ergänzend zu den Absätzen (1) und (2) gilt Abschnitt 6 von DIN V 1054-100 : 1996-04.
- NA.2.8 Geotechnisches Gutachten (Geotechnischer Entwurfsbericht) Ergänzend hierzu gelten 8.1 bis 8.6 von DIN V 1054-100 : 1996-04.

NA.3 Geotechnische Daten

- NA.3.1 Allgemeines Die Aussagekraft geotechnischer Untersuchungen wird in 8.4 von DIN V 1054-100 : 1996-04 abgegrenzt.
- NA.3.2 Geotechnische Untersuchungen Die wichtigsten Aufgabenstellungen bei geotechnischen Untersuchungen werden in 6.1 von DIN 4020 : 1990-10 aufgelistet. Die Veranlassung geotechnischer Untersuchungen wird in 8.1 von DIN V 1054-100 : 1996-04 ergänzend geregelt, ihr Ablauf in 4.3, 4.5 und 5.4 von DIN 4020 : 1990-10 festgelegt. Mit steigendem geotechnischem Risiko ist bei der geotechnischen Untersuchung ein höheres Bearbeitungsniveau geboten. Deshalb wird bei Vorliegen der Geotechnischen Kategorie 3 die Einschaltung eines "Sachverständigen für Geotechnik" immer, bei der Geotechnischen Kategorie 2 im Regelfall gefordert. Für die Geotechnische Kategorie 1 wird sie im Zweifelsfall empfohlen (siehe Abschnitt 3 von DIN V 1054-100 : 1996-04). Zur Definition des Sachverständigen für Geotechnik siehe 8.2 von DIN V 1054-100 : 1996-04. Die Auswahl der Verfahren der geotechnischen Untersuchung hat nach DIN 4020 : 1990-10 zu erfolgen und zwar allgemein

nach 7.1, bezüglich Laboruntersuchungen nach 7.8 und bezüglich Felduntersuchungen nach 7.9.
Besonderheiten geotechnischer Untersuchungen bei Anwendung der Beobachtungsmethode legt Abschnitt 5 von DIN V 1054-100 : 1996-04 fest.

- NA.3.2.1 Einführung
- NA.3.2.2 Voruntersuchungen
- NA.3.2.3 Hauptuntersuchungen
Werden im Einzelfall keine Voruntersuchungen durchgeführt, so gilt Absatz (2) in 3.2.2 auch für die Hauptuntersuchungen.
Ergänzend zu Absatz (10) gilt für die Abstände und Tiefen der Aufschlüsse 6.2.4.3 von DIN 4020 : 1990-10.
Darüber hinaus ist für geotechnische Untersuchungen bei Flachgründungen 9.2 von DIN V 1054-100 : 1996-04 und bei Pfahlgründungen und Verankerungen 10.2 von DIN V 1054-100 : 1996-04 zu beachten.
- NA.3.3. Ableitung geotechnischer Kenngrößen und Parameter
 - NA.3.3.1 Allgemeines
 - NA.3.3.2 Benennung von Boden und Fels
 - NA.3.3.3 Wichte
 - NA.3.3.4 Lagerungsdichte
 - NA.3.3.5 Verdichtungsgrad
 - NA.3.3.6 Scherfestigkeit des undränierten bindigen Bodens
 - NA.3.3.7 Wirksame Scherparameter für Böden
 - NA.3.3.8 Zusammendrückbarkeit von Böden
 - NA.3.3.9 Qualität und Eigenschaften von Fels-
gestein und Fels
 - NA.3.3.9.1 Einaxiale Druckfestigkeit und Verformbarkeit von Fels
 - NA.3.3.9.2 Scherfestigkeit von Trennflächen
 - NA.3.3.10 Durchlässigkeits- und Konsolidierungsparameter
 - NA.3.3.11 Parameter aus Drucksondierungen
 - NA.3.3.12 Schlagzahlen von Standard Penetration Test und Rammsondierungen
 - NA.3.3.13 Parameter aus Pressiometerversuchen
 - NA.3.3.14 Parameter aus dem Dilatometerversuch
 - NA.3.3.15 Verdichtbarkeit

- NA.3.4 Geotechnischer Untersuchungsbericht
- NA.3.4.1 Darstellung der geotechnischen Informationen
- NA.3.4.2 Bewertung der geotechnischen Information

NA.4 Baukontrolle, Überwachung und Wartung

- NA.4.1 Allgemeine Forderungen
- NA.4.2 Bauüberwachung
 - NA.4.2.1 Überwachungsprogramm

Das Überwachungsprogramm hat die Übereinstimmung von Planung und Ausführung sicherzustellen; hierzu siehe auch 5.3.4 von DIN 4020 : 1990-10 und 9.2 von DIN V 1054-100 : 1996-04.
 - NA.4.2.2 Inspektion und Kontrolle

Bei Bauwerken der Geotechnischen Kategorie 2 und 3 ist ein Bautagebuch zu führen.
 - NA.4.2.3 Beurteilung des Entwurfs
- NA.4.3 Kontrolle der Baugrundverhältnisse
 - NA.4.3.1 Boden und Fels
 - NA.4.3.2 Grundwasser
- NA.4.4 Baukontrolle
- NA.4.5 Überwachung des fertigen Bauwerks

Es gilt Abschnitt 6 von DIN V 1054-100 : 1996-04.
- NA.4.6 Unterhaltung

NA.5 Schüttungen, Entwässerung, Bodenverbesserung und Bewehrung

- NA.5.1 Umfang
- NA.5.2 Grundsätzliche Anforderungen
- NA.5.3 Aufschüttungen
 - NA.5.3.1 Grundlagen
 - NA.5.3.2 Auswahl von Einbaumaterial
 - NA.5.3.3 Wahl des Einbauverfahrens und Verdichtungsarbeiten
 - NA.5.3.4 Kontrolle des Einbaus

Ergänzend hierzu siehe DIN 18125-1 und DIN 18125-2 zur Bestimmung der vorhandenen Dichte, DIN 18126 zur Bestimmung der Dichte bei lockerster und dichtester Lagerung nichtbindiger Böden sowie DIN 18127 zur Bestimmung der Proctordichte.

NA.5.4 Entwässerung

NA.5.5 Baugrundverbesserung und
Bewehrung

Die geotechnischen Untersuchungen für Baugrundverbesserungen sind nach der DIN 4020 und den einschlägigen Versuchsnormen durchzuführen. Bei Baugrundverbesserungen durch Injektionen ist die DIN 4093 zu beachten.

NA.6 Flächengründungen

NA.6.1 Geltungsbereich

NA.6.2 Grenzzustände

Zum Verlust der allgemeinen Standsicherheit gehört auch der Grenzzustand des Aufschwimmens. Hierzu siehe 9.5.3 von DIN V 1054-100 : 1996-04.

NA.6.3 Einwirkungen und
Bemessungssituationen

Für die analytische Erfassung der Wechselwirkung steifer Bauwerke mit dem Baugrund ist eine nationale Norm DIN 4018 geplant.

NA.6.4 Gesichtspunkte bei Planung

Als frostfreie Tiefe gilt nach 9.1.2 von DIN V 1054-100 : 1996-04 in der Regel der für deutsche Verhältnisse erprobte Wert von 0,8 m. Bei der Wahl der Gründungstiefe sind auch das Schrumpfen oder Schwellen tonigen Untergrundes (siehe auch 9.1.3 von DIN V 1054-100 : 1996-04) und schädliche Einflüsse der Vegetation zu berücksichtigen.
Die Fundamentbemessung kann sowohl aufgrund zulässiger Sohldrücke, siehe 9.7 von DIN V 1054-100 : 1996-04, und ENV 1997-1, Anhang E, erfolgen als auch aufgrund von Einzelnachweisen.

NA.6.5 Nachweis des Grenzzustandes der
Tragfähigkeit

NA.6.5.1 Gesamtstandsicherheit

NA.6.5.2 Grundbruch

Wahlweise darf 9.5.1 von DIN V 1054-100 : 1996-04 angewendet werden. Insbesondere ist hierbei die Unterscheidung nach GZ 1B und GZ 1C zu beachten.

NA.6.5.2.1 Allgemeines

NA.6.5.2.2 Analytisches Verfahren

NA.6.5.2.3 Halbempirisches Verfahren

NA.6.5.3 Versagen durch Gleiten

Wahlweise darf 9.5.2 von DIN V 1054-100 : 1996-04 angewendet werden. Insbesondere ist hierbei die Unterscheidung nach GZ 1B und GZ 1C zu beachten.

NA.6.5.4 Lasten mit großer Ausmittigkeit

6.5.4 warnt für alle Grenzzustände vor zu großen Ausmittigkeiten. Ergänzend dazu verlangt 9.6.1 von DIN V 1054-100 : 1996-05 für den GZ 2 die Begrenzung der klaffenden Fuge.

NA.6.5.5 Bauwerksversagen durch
Fundamentbewegung

Zu den in 6.6.1 für den GZ 2 geforderten Setzungsnachweisen gibt der Anhang D Beispiele konventioneller Rechenmodelle, die in DIN V 4019-100 näher beschrieben sind.

NA.6.6	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	Ergänzend gilt 9.6 von DIN V 1054-100 : 1996-04.
NA.6.6.1	Setzung	
NA.6.6.2	Schwingungsberechnung	
NA.6.7	Gründungen auf Fels: Ergänzende Planungsgrundsätze	
NA.6.8	Bauteilbemessung	Die materialtechnische Bemessung von Gründungskörpern erfolgt nach GZ 1 B. Auf die NAD für ENV 1992 wird hingewiesen.

NA.7 Pfahlgründungen

NA.7.1	Allgemeines	Der Anwendungsbereich und die Schutzanforderungen sind in 10.1.1 und 10.1.2 von DIN V 1054-100 : 1996-04 näher definiert.
NA.7.2	Grenzzustände	Ergänzend siehe 3.1.7 bis 3.1.14 von DIN V 1054-100 : 1996-04.
NA.7.3	Einwirkungen und Entwurfsgrundlagen	
NA.7.3.1	Allgemeines	Für die Nachweise der "äußeren" Pfahltragfähigkeit (Bruch im Boden) ist abweichend zu 7.3.1 der GZ 1B nach 7.1 bis 7.3 und 10.3.1 von DIN V 1054-100 : 1996-04 maßgebend und mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle 3 von DIN V 1054-100 anzusetzen.
NA.7.3.2	Einwirkungen infolge von Baugrundverformungen	Ergänzend siehe 7.1.6, 7.1.7 und 10.3.1 von DIN V 1054-100 : 1996-04.
NA.7.3.2.1	Allgemeines	
NA.7.3.2.2	Negative Mantelreibung	Zur Größe der negativen Mantelreibung siehe 10.3.1 von DIN V 1054-100 : 1996-04.
NA.7.3.2.3	Hebung	
NA.7.3.2.4	Querbelastung (Seitendruck)	
NA.7.4	Bemessungsverfahren und Gesichtspunkte für die Bemessung	
NA.7.4.1	Bemessungsverfahren	Analytische Berechnungsverfahren nach Absatz (1) sollten nach DIN V 1054-100 nicht verwendet werden.
NA.7.4.2	Gesichtspunkte für die Bemessung	
NA.7.5	Probepbelastungen	
NA.7.5.1	Allgemeines	
NA.7.5.2	Statische Pfahlprobepbelastungen	

- NA.7.5.2.1 Belastungsverfahren Ergänzend wird auf die in Abschnitt 2 von DIN V 1054-100 : 1996-04 genannten Empfehlungen [1] und [2] verwiesen.
- NA.7.5.2.2 Reine Versuchspfähle
- NA.7.5.2.3 Bauwerkspfähle
- NA.7.5.3 Dynamische Pfahlprobelastungen Es gelten die in Abschnitt 2 von DIN V 1054-100 : 1996-04 genannten Empfehlungen [3].
- NA.7.5.4 Probelastungsbericht
- NA.7.6 Druckpfähle
- NA.7.6.1 Nachweis der Grenzzustände
- NA.7.6.2 Gesamtstandsicherheit
- NA.7.6.3 Tragfähigkeit
- NA.7.6.3.1 Allgemeines *Wahlweise darf für die Tragfähigkeitsnachweise auch nach 10.4.1 und 10.5.1 von DIN V 1054-100 : 1996-04 verfahren werden. Dabei werden die Nachweise der Tragfähigkeit im GZ 1 zur Ermittlung der "äußeren" Tragfähigkeit des Einzelpfahls (Bruch im Boden) für den GZ 1B (EC 7 Fall 1C) ermittelt.*
- NA.7.6.3.2 Pfahlwiderstände aus Probelastungen *Wahlweise darf auch nach 10.4.2 und 10.5.1 von DIN V 1054-100 : 1996-04 vorgegangen werden.*
- NA.7.6.3.3 Pfahlwiderstand aus Baugrund-Untersuchungsergebnissen Es dürfen die Erfahrungswerte für Pfahlspitzendruck und Mantelreibung nach Tabellen D.1 bis D.5, E.4 und F.1 von DIN V 1054-100 : 1996-04 verwendet werden, wobei diese Werte im Sinne von (4) durch 1,5 zu dividieren sind. *Wahlweise gilt auch 10.4.3 und 10.5.1 von DIN V 1054-100 : 1996-04.*
- NA.7.6.3.4 Pfahlwiderstand aus Pfahlrammformeln Ergänzend gilt 10.4.2 von DIN V 1054-100 : 1996-04.
- NA.7.6.3.5 Pfahlwiderstände aus Analyse mit der Wellengleichung Ergänzend gilt 10.4.2 von DIN V 1054-100 : 1996-04.
- NA.7.6.4 Setzungen von Pfahlgründungen 7.6.4, insbesondere Absatz (2), geht davon aus, daß die Widerstands-Setzungslinie (WSL) des Einzelpfahls nach 7.6.3.2 und 7.6.3.3, mit einem Faktor nach Tabelle 7.1 bzw. nach Tabelle 7.2 als Divisoren in eine charakteristische bzw. Bemessungs-WSL umgewandelt und damit dann der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) bzw. Bruch im aufgehenden Bauwerk (GZ 1B) geführt wird. *Wahlweise dürfen auch für diese verformungsbedingten Nachweise 10.5.1 und 10.6.1 von DIN V 1054-100 : 1996-04 angewendet werden.*
- NA.7.7 Zugpfähle
- NA.7.7.1 Allgemeines Es gelten die Ausführungen zu 7.6.3.1 analog.
- NA.7.7.2 Grenzwiderstand auf Zug

- NA.7.7.2.1 Allgemeines *Wahlweise darf auch 10.4.2, 10.4.3 und 10.5.1 von DIN V 1054-100 : 1996-04 angewendet werden. Dabei ist nach 10.5.1 von DIN V 1054-100 : 1996-04 mit geeigneten Mechanismen GZ 1C nachzuweisen. Geeignete Mechanismen für die Zugpfahlgruppe in Verbindung mit dem Bauwerk oder der Baugrube können z.B. den Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" (EAB), EB 62, entnommen werden.*
- NA.7.7.2.2 Grenzwert des Zugwiderstandes aus Probelastungen *Wahlweise darf auch 10.4.2 von DIN V 1054-100:1996-04 angewendet werden.*
- NA.7.7.2.3 Grenzwert des Zugwiderstandes aus den Ergebnissen von Baugrund-Untersuchung *Es gelten die Ausführungen zu 7.6.3.3 analog.*
Bei der wahlweisen Anwendung von 10.4.3 von DIN V 1054-100 : 1996-04 ist im Einzelfall durch einen geotechnischen Sachverständigen zu prüfen, ob die vorliegenden Erfahrungswerte auch auf Zugpfähle angewendet werden können.
- NA.7.7.3 Vertikale Verschiebungen *Es gelten die Ausführungen zu 7.6.4 analog.*
- NA.7.8 Querbelaastete Pfähle
- NA.7.8.1 Allgemeines *Die Regelungen zu 7.6 sind sinngemäß zu beachten.*
- NA.7.8.2 Grenzwert des seitlichen Pfahlwiderstandes
- NA.7.8.2.1 Allgemeines *Wahlweise gilt 10.5.2 von DIN V 1054-100 : 1996-04.*
- NA.7.8.2.2 Grenzwert des seitlichen Widerstandes aus Probelastungen *Ergänzung siehe 10.4.4 von DIN V 1054-100 : 1996-04.*
- NA.7.8.2.3 Grenzwert des seitlichen Widerstandes aus den Ergebnissen der Baugrunduntersuchung und Pfahlfestigkeitsparametern *Ergänzend siehe 10.4.4 von DIN V 1054-100 : 1996-04.*
- NA.7.8.3 Seitliche Verschiebung *Ergänzend siehe 10.6.1 von DIN V 1054-100 : 1996-04.*
- NA.7.9 Innere Bemessung von Pfählen *Ergänzend siehe 10.5.1 von DIN V 1054-100 : 1996-04.*
- NA.7.10 Überwachung der Bauausführung
- NA.8 Stützbauwerke** *Ergänzend siehe 11.2 von DIN V 1054-100 : 1996-04.*
- NA.8.1 Allgemeines *ENV 1997-1 ist auch auf Baugrubenkonstruktionen anzuwenden. Eine Überarbeitung und Anpassung der Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" (EAB) ist vorgesehen.*
- NA.8.2 Grenzzustände *Ergänzend siehe 11.6 von DIN V 1054-100 : 1996-04.*
- NA.8.3 Einwirkungen, geometrische Größen und Bemessungssituationen
- NA.8.3.1 Einwirkungen

NA.8.3.1.1 Gewicht des Hinterfüllmaterials

NA.8.3.1.2 Auflasten

NA.8.3.1.3 Wasserwichte

Die Angaben gelten sinngemäß für stützende Flüssigkeiten. Hierzu siehe auch DIN V 4126-100.

NA.8.3.1.4 Wellenkräfte

Ergänzend siehe 7.1.9 von DIN V 1054-100 : 1996-04.

NA.8.3.1.5 Stützende Kräfte

Zur Bewertung von Vorspannkräften siehe 5.2.3 und 6.2 von DIN V 4084-100 : 1996-04. Danach können Kräfte in vorgespannten Ankern auch Widerstände sein.

NA.8.3.1.6 Stoßbelastung

Ergänzend siehe 7.1.9 von DIN V 1054-100 : 1996-04.

NA.8.3.1.7 Auswirkungen der Temperatur

NA.8.3.2 Geometrische Größen

NA.8.3.2.1 Geländeoberfläche

Bei Anwendung der DIN V 1054-100 sind unplanmäßige, aber mögliche Unterspülungen vor dem Stützbauwerk als Lastfall LF 2 bzw. LF 3 nach 7.4.3 von DIN V 1054-100 : 1996-04 zu behandeln. Absatz (2) ist nicht anzuwenden.

NA.8.3.2.2 Wasserstände

Nach 7.1.3 von DIN V 1054-100 : 1996-04 werden die charakteristischen Spiegelhöhen durch additive Sicherheitszuschläge zur sicheren Seite hin korrigiert.

NA.8.3.3 Bemessungssituationen

NA.8.4 Hinweise zu Entwurf und Bemessung

Zur Beobachtungsmethode siehe auch Abschnitt 6 und 11.2 von DIN V 1054-100 : 1996-04.

Bei Anwendung von DIN V 1054-100 ist Absatz (5), 2. Spiegelstrich nicht anzuwenden. Der mögliche Ausfall des Dränagesystems ist als Lastfall LF 2 bzw. LF 3 nach 7.4.3 von DIN V 1054-100 : 1996-04 zu behandeln.

NA.8.5 Bestimmung der Erd- und Wasserdrücke

NA.8.5.1 Bemessungserddrücke

Zur Festlegung des Wandreibungswinkels siehe 11.2 von DIN V 1054-100 : 1996-04.

Die Unterscheidung zwischen dem Bemessungserddruck im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZ 1) und dem Bemessungserddruck im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) beschränkt sich nach DIN V 1054-100 und DIN V 4085-100 in der Regel auf die Anwendung unterschiedlicher Teilsicherheitsbeiwerte.

NA.8.5.2 Erdruhedruck

Genauere Angaben enthält 7.5 von DIN V 4085-100 : 1996-04.

NA.8.5.3 Grenzwerte des Erddrucks

Genauere Angaben enthält 7.3 von DIN V 4085-100 : 1996-04 für den aktiven Erddruck bzw. 7.6 für den passiven Erddruck (Erdwiderstand).

NA.8.5.4 Zwischenwerte des Erddrucks

Genauere Angaben über die Verschiebung beim aktiven Erddruck in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte und vereinfachte Lastfiguren in Abhängigkeit von der Wandbewegung enthält Abschnitt 10 von DIN V 4085-100 : 1996-04.

NA.8.5.5	Einfluß der Verdichtung	Genauere Angaben enthält 7.11 von DIN V 4085-100 : 1996-04.
NA.8.5.6	Wasserdrücke	Bei beidseitig belasteten Konstruktionsteilen ist nach 7.1.3 von DIN V 1054-100 : 1996-04 der charakteristische Wasserdruck durch Überlagerung bzw. gegenseitige Aufrechnung der beiden Einzelwirkungen zu ermitteln. Außerdem siehe 11.3.2 von DIN V 1054-100.
NA.8.6	Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit	Ergänzend siehe 11.5.1 (Auf Biegung beanspruchte Wände), 11.5.2 (Aussteifungen), 11.5.3 (Verpreßanker, Zugpfähle, Bodennägel) und 11.5.4 (Bewehrungselemente in Schüttböden) von DIN V 1054-100 : 1996-04 .
NA.8.6.1	Allgemeines	Zur Wahl von wirklichkeitsnahen Lastfiguren für Baugrubenkonstruktionen siehe Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" (EAB). Zum Nachweis der Sicherheit gegen hydraulische Instabilität (hydraulischer Grundbruch) siehe 11.6.9 von DIN V 1054-100 : 1996-04 Empfehlungen des Ausschusses "Ufereinfassungen" (EAU) und EAB.
NA.8.6.2	Geländebruch	Ergänzend siehe DIN V 4084-100.
NA.8.6.3	Gründungsversagen von Gewichtswänden	<i>Wahlweise ist bei Stützkonstruktionen der Nachweis gegen Gleiten nach 11.6.2 von DIN V 1054-100 : 1996-04 der Nachweis gegen Grundbruch nach 11.6.3 von DIN V 1054-100 : 1996-04 für den Grenzzustand GZ 1B zu führen.</i>
NA.8.6.4	Versagen durch Rotation eingebundener Wände	<i>Wahlweise ist nach 11.6.4 von DIN V 1054-100 : 1996-04 der Nachweis gegen das Ausweichen des stützenden Bodens nach Grenzzustand GZ 1B zu führen.</i> Im Fall eines von unten nach oben durchströmten Bodens siehe auch 11.6.9 von DIN V 1054-100 : 1996-04.
NA.8.6.5	Vertikales Versagen von eingebundenen Wänden	Ergänzend siehe 11.6.8 von DIN V 1054-100 : 1996-04.
NA.8.6.6	Bauteilbruch	Ergänzend siehe 11.6.10 von DIN V 1054-100 : 1996-04.
NA.8.6.7	Versagen durch Herausziehen	Außerdem ist nach 11.6.6 von DIN V 1054-100 : 1996-04 nachzuweisen, daß sich der von Ankern erfaßte Bodenkörper nicht auf einer tiefen Gleitfuge verschieben kann.
NA.8.7	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	Ergänzend siehe 11.7 von DIN V 1054-100 : 1996-04.
NA.8.7.1	Allgemeines	
NA.8.7.2	Verschiebungen	
NA.8.7.3	Erschütterungen	
NA.8.7.4	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit von Bauteilen	
NA.8.8	Verankerungen	

NA.8.8.1	Geltungsbereich	
NA.8.8.2	Entwurf und Bemessung von Verankerungen	Ergänzend siehe 10.4.5, 10.5.3 und 10.6.2 von DIN V 1054-100 : 1996-04.
NA.8.8.3	Konstruktive Gesichtspunkte	
NA.8.8.4	Ankerprüfungen	Ergänzend gelten die Abschnitte 9 und 10 von DIN 4125 : 1990-11.
NA.8.8.5	Eignungsprüfungen	Die Teilsicherheitsbeiwerte sind Tabelle 3 von DIN V 1054-100 : 1996-04 zu entnehmen. Des weiteren gilt Abschnitt 10 von DIN 4125 : 1990-11.
NA.8.8.6	Abnahmeprüfungen	Ergänzend gilt Abschnitt 11 von DIN 4125 : 1990-11.
NA.8.8.7	Bauüberwachung und Funktionskontrolle	

NA.9 Dämme und Böschungen

Dämme und Böschungen sind in die Geotechnische Kategorie GK 3 einzustufen, sofern ausgeprägt kriechfähiger Boden ansteht, Porenwasserdruck abgebaut werden muß oder die Gefahr einer rückschreitenden Erosion vorliegt.

NA.9.1	Geltungsbereich	Die Grundsätze dieses Abschnittes gelten auch für Böschungen von Deichen und Dämmen. Weitere Festlegungen zur Berechnung der Standsicherheit sind in DIN V 4084-100 enthalten.
NA.9.2	Grenzzustände	
NA.9.3	Einwirkungen und Bemessungssituationen	
NA.9.4	Hinweise für Planung und Bauausführung	
NA.9.5	Bemessung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit	
NA.9.5.1	Böschungsbruch	Ergänzend siehe DIN V 4084-100, auch für natürliche Hänge.
NA.9.5.2	Verformungen	Weitergehende Hinweise siehe Abschnitt 10 von DIN V 4084-100 : 1996-04.
NA.9.5.3	Oberflächenerosion, innere Erosion und hydraulischer Grundbruch	Zum hydraulischen Grundbruch siehe ergänzend 11.6.9 von DIN V 1054-100 : 1996-04.
NA.9.5.4	Felsrutschungen	
NA.9.5.5	Felsstürze	
NA.9.5.6	Kriechen	
NA.9.6	Bemessung im Gebrauchszustand	
NA.9.7	Überwachung	

**NA.A Kontrolliste für Überwachung
der Bauausführung und
des fertigen Bauwerks (Anhang A)**

NA.A.1 Bauüberwachung

NA.A.1.1 Grundsätzliche Kontrollen

NA.A.1.2 Wasserströmung und Porenwasserdrücke

NA.A.2 Beobachtung des fertigen Bauwerks

**NA.B Beispiel für eine Grundbruch-
berechnung (Anhang B)**

Bei Anwendung von DIN V 1054-100 gilt DIN V 4017-100.

**NA.C Beispiel eines halbempirischen
Verfahrens zur Abschätzung der
Tragfähigkeit (einer Flachgründung)
(Anhang C)**

**NA.D Verfahren zur Setzungsermittlung
(Anhang D)**

*Ergänzend gilt Abschnitt 9 von DIN V 1054-100 : 1996-04
und DIN V 4019-100.*

D.1 Spannungs-Verformungs-
Verfahren

D.2 Angepaßtes Elastizitätsverfahren

D.3 Sofortsetzungen

D.4 Konsolidationssetzungen

D.5 Zeitsetzungsverhalten

**NA.E Verfahren zur Ermittlung der
Bemessungssohlldrücke für
Flachgründungen auf Fels
(Anhang E)**

Ergänzend gilt 9:7.4 von DIN V 1054-100 : 1996-04.

**NA.F Verfahren zur Berechnung des
Zug widerstandes von Pfählen
und Pfahlgruppen (Anhang F)**

*Wahlweise darf nach 10.5.1 von DIN V 1054-100 : 1996-04
verfahren werden.*

**NA.G Verfahren zur Bestimmung der
Grenzwerte des Erddrucks
(Anhang G)**

*Wahlweise gelten 7.1.4 und 11.3.1 von DIN V 1054-100 :
1996-04 sowie DIN V 4085-100.*

ICS 91.060.00; 91.120.20

Deskriptoren: Boden, rechnen, Baugebot, Rechnenschieber

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 geotechnique - Partie 1:
Règles générales

Diese Europäische Vornorm (ENV) wurde von CEN am 1993-05-25 als eine künftige Norm zur vorläufigen Anwendung angenommen. Die Gültigkeitsdauer dieser ENV ist zunächst auf drei Jahre begrenzt. Nach zwei Jahren werden die Mitglieder des CEN gebeten, ihre Stellungnahmen anzugeben, insbesondere über die Frage, ob die ENV in eine Europäische Norm (EN) umgewandelt werden kann.

Die CEN-Mitglieder sind verpflichtet, das Vorhandensein dieser ENV in der gleichen Weise wie bei einer EN anzukündigen und die ENV auf nationaler Ebene unverzüglich in geeigneter Weise verfügbar zu machen. Es ist zulässig, entgegenstehende nationale Normen bis zur Entscheidung über eine mögliche Umwandlung der ENV in eine EN (parallel zur ENV) beizubehalten.

CEN-Mitglieder sind die nationalen Normungsinstitute von Belgien, Dänemark, Deutschland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Luxemburg, Niederlande, Norwegen, Österreich, Portugal, Schweden, Schweiz, Spanien und dem Vereinigten Königreich.

CEN

Europäisches Komitee für Normung
European Committee for Standardization
Comité Européen de Normalisation

Zentralsekretariat: rue de Stassart, 36 B-1050 Brüssel

Inhalt

	Seite
Vorwort	5
1 Allgemeines	6
1.1. Geltungsbereich	6
1.1.1 Eurocode 7	6
1.1.2 Eurocode 7 Teil 1	7
1.1.3 Weitere Teile von Eurocode 7	7
1.2 Normative Verweisungen	7
1.3 Unterscheidung zwischen Forderungen und Anwendungsregeln	7
1.4 Annahmen	7
1.5 Definitionen	8
1.5.1 Einheitliche Definitionen für alle Eurocodes	8
1.5.2 Besondere Definitionen in ENV 1997-1	8
1.6 S.I.-Einheiten	8
1.7 Einheitliche Formelzeichen und Kurzzeichen für alle Eurocodes	8
1.8 Formelzeichen und Kurzzeichen im Eurocode 7	8
1.8.1 Lateinische Großbuchstaben	8
1.8.2 Lateinische Kleinbuchstaben	9
1.8.3 Griechische Kleinbuchstaben	9
1.8.4 Indizes	9
2 Grundlagen der geotechnischen Bemessung	9
2.1 Grundsätzliche Anforderungen	9
2.2 Bemessungssituationen	11
2.3 Dauerhaftigkeit (Haltbarkeit)	12
2.4 Geotechnische Berechnungen	12
2.4.1 Einführung	12
2.4.2 Einwirkungen bei der geotechnischen Bemessung	13
2.4.3 Baugrundkennwerte	15
2.4.4 Bemessungswert der Festigkeit von Baustoffen	17
2.4.5 Geometrische Daten	17
2.5 Bemessung durch konstruktive Maßnahmen	18
2.6 Probelastungen und Modellversuche	18
2.7 Die Beobachtungsmethode	18
2.8 Geotechnisches Gutachten (Geotechnischer Entwurfsbericht)	19
3 Geotechnische Daten	19
3.1 Allgemeines	19
3.2 Geotechnische Untersuchungen	20
3.2.1 Einführung	20
3.2.2 Voruntersuchungen	20
3.2.3 Hauptuntersuchungen	20
3.3 Ableitung geotechnischer Kennwerte und Parameter	22
3.3.1 Allgemeines	22
3.3.2 Benennung von Boden und Fels	23
3.3.3 Wichte	23
3.3.4 Lagerungsdichte	23
3.3.5 Verdichtungsgrad	24
3.3.6 Scherfestigkeit des undrÄnierten bindigen Bodens	24
3.3.7 Wirksame Scherparameter für BÄden	24
3.3.8 ZusammendrÄckbarkeit von BÄden	24
3.3.9 QualitÄt und Eigenschaften von Felsgestein und Fels	25
3.3.9.1 Einaxiale Druckfestigkeit und Verformbarkeit von Fels	25
3.3.9.2 Scherfestigkeit von TrennflÄchen	26
3.3.10 DurchlÄssigkeits- und Konsolidierungsparameter	26
3.3.11 Parameter aus Drucksondierungen	26
3.3.12 Schlagzahlen von Standard Penetration Tests und Rammsondierungen	27
3.3.13 Parameter aus Pressiometerversuchen	27
3.3.14 Parameter aus dem Dilatometerversuch	27
3.3.15 Verdichtbarkeit	27

3.4	Geotechnischer Untersuchungsbericht	27
3.4.1	Darstellung der Geotechnischen Information	28
3.4.2	Bewertung der Geotechnischen Information	28
4	Baukontrolle, Überwachung und Wartung	29
4.1	Allgemeine Forderungen	29
4.2	Bauüberwachung	29
4.2.1	Überwachungsprogramm	29
4.2.2	Inspektion und Kontrolle	29
4.2.3	Beurteilung des Entwurfs	30
4.3	Kontrolle der Baugrundverhältnisse	30
4.3.1	Boden und Fels	30
4.3.2	Grundwasser	31
4.4	Baukontrolle	31
4.5	Überwachung des fertigen Bauwerks	31
4.6	Unterhaltung	32
5	Schüttungen, Entwässerung, Bodenverbesserung und Bewehrung	32
5.1	Umfang	32
5.2	Grundsätzliche Anforderungen	33
5.3	Aufschüttungen	33
5.3.1	Grundlagen	33
5.3.2	Auswahl von Einbaumaterial	33
5.3.3	Wahl des Einbauverfahrens und Verdichtungsarbeiten	34
5.3.4	Kontrolle des Einbaus	34
5.4	Entwässerung	35
5.5	Baugrundverbesserung und Bewehrung	36
6	Flächengründungen	36
6.1	Geltungsbereich	36
6.2	Grenzzustände	36
6.3	Einwirkungen und Bemessungssituationen	36
6.4	Gesichtspunkte bei Planung und Ausführung	37
6.5	Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit	37
6.5.1	Gesamtstandsicherheit	37
6.5.2	Grundbruch	38
6.5.2.1	Allgemeines	38
6.5.2.2	Analytisches Verfahren	38
6.5.2.3	Halbempirisches Verfahren	38
6.5.3	Versagen durch Gleiten	38
6.5.4	Lasten mit großer Ausmittigkeit	39
6.5.5	Bauwerksversagen durch Fundamentbewegung	39
6.6	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	39
6.6.1	Setzung	40
6.6.2	Schwingungsberechnung	40
6.7	Gründungen auf Fels: Ergänzende Planungs-Grundsätze	41
6.8	Bauteilbemessung	41
7	Pfahlgründungen	41
7.1	Allgemeines	41
7.2	Grenzzustände	42
7.3	Einwirkungen und Entwurfsgrundlagen	42
7.3.1	Allgemeines	42
7.3.2	Einwirkungen infolge von Baugrundverformungen	42
7.3.2.1	Allgemeines	42
7.3.2.2	Negative Mantelreibung	42
7.3.2.3	Haltung	43
7.3.2.4	Querbelastrung (Seitendruck)	43
7.4	Bemessungsverfahren und Gesichtspunkte für die Bemessung	43
7.4.1	Bemessungsverfahren	43
7.4.2	Gesichtspunkte für die Bemessung	43
7.5	Pfahlprobelastungen	44
7.5.1	Allgemeines	44
7.5.2	Statische Pfahlprobelastungen	45

7.5.2.1	Belastungsverfahren	45
7.5.2.2	Reine Versuchspfähle	45
7.5.2.3	Bauwerkspfähle	46
7.5.3	Dynamische Pfahlprobelastungen	46
7.5.4	Probebelastungsbericht	46
7.6	Druckpfähle	46
7.6.1	Nachweis der Grenzzustände	46
7.6.2	Gesamtstandsicherheit	47
7.6.3	Tragfähigkeit	47
7.6.3.1	Allgemeines	47
7.6.3.2	Pfahlwiderstände aus Probebelastungen	48
7.6.3.3	Pfahlwiderstand im Grenzzustand aus Baugrund-Untersuchungsergebnissen	49
7.6.3.4	Pfahlwiderstand aus Pfahlrammformeln	50
7.6.3.5	Pfahlwiderstand aus Analyse mit der Wellengleichung	50
7.6.4	Setzung von Pfahlgründungen	50
7.7	Zugpfähle	51
7.7.1	Allgemeines	51
7.7.2	Grenzwiderstand auf Zug	51
7.7.2.1	Allgemeines	51
7.7.2.2	Grenzwert des Zugwiderstandes aus Probebelastungen	52
7.7.2.3	Grenzwert des Zugwiderstandes aus den Ergebnissen von Baugrund-Untersuchungen	53
7.7.3	Vertikale Verschiebungen	53
7.8	Querbelastete Pfähle	53
7.8.1	Allgemeines	53
7.8.2	Grenzwert des seitlichen Pfahlwiderstandes	53
7.8.2.1	Allgemeines	53
7.8.2.2	Grenzwert des seitlichen Widerstandes aus Probebelastungen	53
7.8.2.3	Grenzwert des seitlichen Widerstandes aus den Ergebnissen der Baugrunduntersuchung und Pfahlfestigkeitsparametern	54
7.8.3	Seitliche Verschiebung	54
7.9	Innere Bemessung von Pfählen	54
7.10	Überwachung der Bauausführung	54
8	Stützbauwerke	55
8.1	Allgemeines	55
8.2	Grenzzustände	56
8.3	Einwirkungen, geometrische Größen und Bemessungssituationen	56
8.3.1	Einwirkungen	56
8.3.1.1	Gewicht des Hinterfüllmaterials	57
8.3.1.2	Auflasten	57
8.3.1.3	Wasserwichte	57
8.3.1.4	Wellenkraft	57
8.3.1.5	Stützende Kräfte	57
8.3.1.6	Stoßbelastung	57
8.3.1.7	Auswirkungen der Temperatur	57
8.3.2	Geometrische Größen	58
8.3.2.1	Geländeoberfläche	58
8.3.2.2	Wasserstand	58
8.3.3	Bemessungssituationen	58
8.4	Hinweise zu Entwurf und Bemessung	58
8.5	Bestimmung der Erd- und Wasserdrücke	59
8.5.1	Bemessungserddrücke	59
8.5.2	Erdruchdruck	60
8.5.3	Grenzwerte des Erddrucks	61
8.5.4	Zwischenwerte des Erddrucks	61
8.5.5	Einfluß der Verdichtung	61
8.5.6	Wasserdrücke	61
8.6	Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit	62
8.6.1	Allgemeines	62
8.6.2	Geländebruch	62
8.6.3	Gründungsversagen von Gewichtswänden	62
8.6.4	Versagen durch Rotation eingebundener Wände	63
8.6.5	Vertikales Versagen von eingebundenen Wänden	63

8.6.6	Bauteilbruch	64
8.6.7	Versagen durch Herausziehen von Ankern	65
8.7	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	66
8.7.1	Allgemeines	66
8.7.2	Verschiebungen	66
8.7.3	Erschütterungen	67
8.7.4	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit von Bauteilen	67
8.8	Verankerungen	67
8.8.1	Geltungsbereich	67
8.8.2	Entwurf und Bemessung von Verankerungen	67
8.8.3	Konstruktive Gesichtspunkte	68
8.8.4	Ankerprüfungen	68
8.8.5	Eignungsprüfungen	68
8.8.6	Abnahmeprüfungen	70
8.8.7	Bauüberwachung und Funktionskontrolle	70
9	Dämme und Böschungen	71
9.1	Geltungsbereich	71
9.2	Grenzzustände	71
9.3	Einwirkungen und Bemessungssituationen	71
9.4	Hinweise für Planung und Bauausführung	72
9.5	Bemessung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit	72
9.5.1	Böschungsbruch	72
9.5.2	Verformungen	73
9.5.3	Oberflächenerosion, innere Erosion und hydraulischer Grundbruch	73
9.5.4	Felsrutschungen	73
9.5.5	Felsstürze	73
9.5.6	Kriechen	73
9.6	Bemessung im Gebrauchszustand	74
9.7	Überwachung	74
Anhang A (informativ)		75
Anhang B (informativ)		76
Anhang C		78
Anhang D		79
Anhang E		80
Anhang F		82
Anhang G		83

Vorwort

Zielsetzung der Eurocodes

(1) Die Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau bilden eine Gruppe von Normen für den Entwurf und die Bemessung von Tragwerken des Hoch- und Ingenieurbaus und geotechnische Bemessungsregeln für bauliche Anlagen.

(2) Sie sind als Bezugsdokumente für folgende Zwecke gedacht:

- a) als Mittel für den Nachweis, daß die wesentlichen Anforderungen der Bauproduktenrichtlinie (BPR) durch die Tragwerke des Hoch- und Ingenieurbaus erfüllt werden,
- b) als Rahmen für die Erarbeitung harmonisierter technischer Regeln für Bauprodukte.

(3) Sie behandeln die Bauausführung und Güteüberwachung nur soweit, wie dies zur Feststellung von Qualitätsanforderungen an die Bauprodukte und an die Bauausführung auf der Baustelle notwendig ist, um die Annahmen für die Tragwerksbemessung zu erfüllen.

(4) Bis zum Vorliegen der erforderlichen harmonisierten technischen Regeln für Produkte und für Verfahren zur Überprüfung der Produkteigenschaften, behandeln einige Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau bestimmte Teilaspekte in informativen Anhängen.

Hintergrund des Eurocode Programms

(1) Die Kommission der Europäischen Gemeinschaften (KEG) hat die Arbeiten an harmonisierten technischen Regelwerken für den Entwurf und die Bemessung von Hoch- und Ingenieurbauwerken eingeleitet, die zunächst als Alternative zu den in den jeweiligen Mitgliedstaaten geltende jedoch voneinander abweichenden - Regeln dienen und sie schließlich ersetzen sollten. Diese technischen Regeln wurden als "Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau" bekannt.

(2) Nach Konsultation ihrer Mitgliedstaaten übertrug die KEG im Jahre 1990 die Arbeiten zur weiteren Entwicklung, Herausgabe und Fortschreibung der Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau an CEN. Das EFTA-Sekretariat stimmte zu, die Arbeiten von CEN zu unterstützen.

(3) Das Technische Komitee CEN/TC 250 ist für alle Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau zuständig.

Das Eurocode Programm

(1) Die folgenden Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau liegen gegenwärtig in Bearbeitung vor, wobei jeder in der Regel mehrere Teile umfaßt:

- EN 1991 Eurocode 1 Grundlagen des Entwurfs, der Berechnung und der Bemessung sowie Einwirkungen auf Tragwerke,
- EN 1992 Eurocode 2 Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken,
- EN 1993 Eurocode 3 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Tragwerken aus Stahl,
- EN 1994 Eurocode 4 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Verbundtragwerken,
- EN 1995 Eurocode 5 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken,
- EN 1996 Eurocode 6 Bemessung von Mauerwerksbauten,
- EN 1997 Eurocode 7 Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik,
- EN 1998 Eurocode 8 Bemessung der Erdbebensicherheit von Bauwerken,
- EN 1999 Eurocode 9 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Aluminiumkonstruktionen.

(2) Für die zuvor genannten Eurocodes hat das CEN/TC 250 einzelne Subkomitees eingesetzt.

(3) Der vorliegende Teil des Eurocodes 7 für geotechnische Bemessungsregeln, der von der KEG fertiggestellt und zur Veröffentlichung freigegeben wurde, wird von CEN als Europäische Vornorm (ENV) mit einer Laufzeit von zunächst drei Jahren herausgegeben.

(4) Diese Vornorm ist für die praktische Erprobung bei Entwurf und Bemessung von Hoch- und Ingenieurbauwerken im Rahmen des in Abschnitt 1.1.2 angegebenen Geltungsbereiches sowie für Stellungnahmen gedacht.

(5) Nach etwa zwei Jahren werden die CEN-Mitglieder wieder um offizielle Stellungnahmen gebeten, die bei der Festlegung weiterer Arbeitsschritte Berücksichtigung finden.

(6) Zwischenzeitlich sollten Hinweise und Stellungnahmen zu dieser Vornorm an das Sekretariat des Subkomitees CEN 250/TC 250/SC 7 unter folgender Anschrift:

NNI
P.O. Box 5059
NL-2600 GB Delft
Niederlande

oder an eine nationale Normenorganisation gesandt werden.

Nationale Anwendungsdokumente

(1) Im Hinblick auf die Verantwortung der zuständigen Behörden der Mitgliedsstaaten für Sicherheit, Gesundheit und andere durch die wesentlichen Anforderungen der BPR abgedeckten Belange, wurden bestimmte Sicherheitselemente in dieser ENV als Richtwerte festgelegt, die durch [] gekennzeichnet sind. Es wird erwartet, daß die nationalen Behörden für diese Sicherheitselemente endgültige Werte festlegen.

(2) Zum Zeitpunkt der Herausgabe dieser Vornorm werden viele der harmonisierten Bezugsnormen einschließlich der Eurocodes, die Angaben für die zu berücksichtigenden Einwirkungen und für Feuerschutz enthalten, noch nicht zur Verfügung stehen. Es wird deshalb erwartet, daß jedes Mitgliedsland oder sein nationales Normungsinstitut ein Nationales Anwendungsdokument (NAD) herausgibt, das endgültige Werte für die Sicherheitselemente, Querverweise auf Bezugsnormen sowie nationale Hinweise für die Anwendung dieser Vornorm enthält.

Es ist beabsichtigt, daß diese Vornorm in Verbindung mit dem NAD angewandt wird, das in dem Land gültig ist, in dem sich das Hoch- oder Ingenieurbauwerk befindet.

Besondere Hinweise zu dieser Vornorm

(1) Der Geltungsbereich des gesamten Eurocodes 7 ist in Abschnitt 1.1.1 und der Geltungsbereich des vorliegenden Teils von Eurocode 7 in Abschnitt 1.1.2 festgelegt. Die weiteren geplanten Teile von Eurocode 7 sind in Abschnitt 1.1.3 aufgeführt; sie werden weitere Bauweisen und Anwendungen behandeln und den vorliegenden Teil ergänzen und erweitern.

(2) Bei der praktischen Anwendung dieser Vornorm sind die Voraussetzungen und Bedingungen, die in Abschnitt 1.3 aufgeführt sind, besonders zu beachten.

(3) Die neun Abschnitte dieser Vornorm werden durch sieben Anhänge mit informativem Charakter ergänzt.

1 Allgemeines

1.1. Geltungsbereich

1.1.1 Eurocode 7

(1)P Diese Vornorm gilt für die geotechnischen Aspekte von Entwurf und Bemessung von Hoch- und Ingenieurbauwerken. Er ist in einzelne Teile untergliedert, siehe 1.1.2 und 1.1.3.

(2)P Diese Vornorm behandelt Anforderungen an die Festigkeit, Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Tragwerken. Andere Anforderungen, z. B. an den Wärme- oder Schallschutz, werden nicht behandelt.

(3)P Diese Vornorm ist in Verbindung mit ENV 1991-1 "Eurocode 1 Grundlagen des Entwurfs, der Berechnung und der Bemessung sowie Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1: Grundlagen des Entwurfs, der Berechnung und der Bemessung" anzuwenden, der die Grundsätze und Anforderungen an die Sicherheit und die Gebrauchstauglichkeit aufstellt, die Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung sowie Nachweis beschreibt und Hinweise für zugehörige Aspekte der Tragwerkszuverlässigkeit enthält.

(4)P Diese Vornorm enthält die Regeln für die Berechnung von Einwirkungen aus dem Baugrund, z. B. Erddrücke. Die für die Bemessung in Betracht zu ziehenden Zahlenwerte für Einwirkungen auf Hoch- und Ingenieurbauwerke sind in ENV 1991-1 enthalten, der für unterschiedliche Bauweisen anwendbar ist.

(5)P In dieser Vornorm ist die Bauausführung nur soweit behandelt, wie dies zur Festlegung der Qualitätsanforderungen an die zu verwendenden Baustoffe und Bauprodukte und an die Bauausführung auf der Baustelle notwendig ist, um mit den Vorgaben der Bemessungsregeln übereinzustimmen. Im allgemeinen sind die Regeln, die sich auf die Ausführung und Qualität beziehen, als Mindestanforderungen zu verstehen, die für bestimmte Arten von Hoch- und Ingenieurbauwerken und spezielle Bauverfahren erweitert werden können.

(6)P Diese Vornorm behandelt nicht die besonderen Anforderungen von Entwurf und Bemessung bei Erdbebenbeanspruchung. Festlegungen solcher Anforderungen sind im Eurocode 8 "Bemessung der Erdbebensicherheit von Bauwerken" angegeben, die die Regeln von Eurocode 7 ergänzen oder anpassen.

1.1.2 Eurocode 7 Teil 1

(1)P Diese Vornorm enthält allgemeine Grundlagen für die geotechnischen Aspekte der Tragwerksplanung von Hoch- und Ingenieurbauwerken.

(2)P Die folgenden Gebiete werden in ENV 1997-1 behandelt:

- Abschnitt 1: Allgemeines,
- Abschnitt 2: Grundlagen für der geotechnischen Bemessung,
- Abschnitt 3: Geotechnische Daten,
- Abschnitt 4: Baukontrolle, Überwachung und Wartung,
- Abschnitt 5: Schüttungen, Entwässerung, Bodenverbesserung und Bewehrung,
- Abschnitt 6: Flächengründungen,
- Abschnitt 7: Pfahlgründungen,
- Abschnitt 8: Stützbauwerke,
- Abschnitt 9: Dämme und Böschungen.

1.1.3 Weitere Teile von Eurocode 7

(1)P Diese Vornorm wird durch weitere Teile ergänzt bzw. präzisiert. Sie enthalten besondere Planungsaspekte für bestimmte Hoch- und Ingenieurbauwerke, spezielle Bauverfahren sowie bestimmte andere Bemessungsaspekte von allgemeiner praktischer Bedeutung.

1.2 Normative Verweisungen

Diese Europäische Norm enthält durch datierte oder undatierte Verweisungen Festlegungen aus anderen Publikationen. Diese normativen Verweisungen sind an den jeweiligen Stellen im Text zitiert und nachstehend aufgeführt. Bei starren Verweisungen gehören spätere Änderungen oder Überarbeitungen dieser Publikationen nur zu dieser Norm, falls sie durch Änderungen oder Überarbeitung eingearbeitet sind. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe der in Bezug genommenen Publikation.

ISO 1000 : 1981

SI units and recommendations for the use of their multiples and of certain other units

ISO 3898 : 1987

Basis for design of structures – notations – general symbols

1.3 Unterscheidung zwischen Forderungen und Anwendungsregeln

(1)P In diesem Eurocode wird in Abhängigkeit vom Charakter der einzelnen Abschnitte zwischen Forderungen und Anwendungsregeln unterschieden.

(2)P Die Forderungen enthalten:

- allgemeine Angaben und Festlegungen, die unbedingt einzuhalten sind,
- Anforderungen und Rechenmodelle, für die keine Abweichungen erlaubt sind, sofern dies nicht ausdrücklich angegeben ist.

(3)P Den Forderungen ist der Buchstabe P vorangestellt.

(4)P Die Anwendungsregeln sind Beispiele allgemein anerkannter Regeln, die den Forderungen folgen und deren Vorgaben erfüllen.

(5)P Abweichende Anwendungsregeln sind zulässig, wenn sie mit den maßgebenden Forderungen übereinstimmen.

1.4 Annahmen

(1)P Es gelten die folgenden Annahmen:

- für die Bemessung erforderliche Daten werden gesammelt, festgehalten und interpretiert,
- Tragwerke werden von hinreichend qualifiziertem und erfahrenem Personal geplant,
- angemessene Kontinuität und Kommunikation zwischen dem für die Datensammlung, die Planung und die Ausführung zuständigen Personal werden sichergestellt,
- in den Herstellwerken, den Produktionsstätten und auf der Baustelle erfolgt eine sachgerechte Aufsicht und Güteüberwachung,

- die Bauausführung wird nach einschlägigen Normen und Spezifikationen von Personal ausgeführt, das über ausreichende Kenntnisse und Erfahrung verfügt,
- die Verwendung von Baustoffen und Produkten erfolgt entsprechend den Angaben in diesem Eurocode oder anderen einschlägigen Material- oder Produktnormen,
- das Tragwerk wird sachgemäß unterhalten,
- das Tragwerk wird entsprechend der Baubeschreibung genutzt.

1.5 Definitionen

1.5.1 Einheitliche Definitionen für alle Eurocodes

(1)P Die in allen Eurocodes einheitlich gebrauchten Begriffe sind in ENV 1991-1 festgehalten.

1.5.2 Besondere Definitionen in ENV 1997-1

(1)P Die nachstehenden Definitionen werden in ENV 1997-1 mit folgender Bedeutung verwendet:

- Vergleichbare Erfahrung: Dokumentierte oder anderweitig eindeutig festgehaltene Angaben im Zusammenhang mit dem in einem Entwurf behandelten Untergrund mit den gleichen Boden - bzw. Felsarten, für die ein ähnliches geotechnisches Verhalten zu erwarten ist, sowie mit ähnlichen Bauwerken. In der gleichen Umgebung gewonnene Angaben sind besonders wertvoll.
- Baugrund: Erde, Steine und Füllung, die vor Beginn der Baumaßnahme vor Ort vorhanden sind.
- Tragwerk: Entsprechend der Definition in ENV 1991-1 einschließlich der während der Bauausführung eingebrachten Auffüllung.

1.6 S.I.-Einheiten

(1)P S.I. Einheiten sind in Übereinstimmung mit ISO 1000 zu verwenden.

(2) Für die geotechnischen Berechnungen werden folgende Einheiten empfohlen:

- Kräfte: kN, MN
- Momente: kNm
- spezifische Masse (Dichte): kg/m^3 , Mg/m^3 (t/m^3)
- spezifisches Gewicht (Wichte): kN/m^3
- Spannungen, Drücke und Festigkeiten: kN/m^2 (kPa)
- Steifigkeit: MN/m^2 (MPa)
- Durchlässigkeitskoeffizient: m/s, (m/Jahr)
- Konsolidierungsbeiwert: m^2/s , (m^2/Jahr)

1.7 Einheitliche Formelzeichen und Kurzzeichen für alle Eurocodes

(1)P Die in allen Eurocodes einheitlich gebrauchten Formelzeichen und Kurzzeichen sind in ENV 1991-1 festgelegt.

1.8 Formelzeichen und Kurzzeichen im Eurocode 7

(1)P Die in ENV 1997-1 einheitlich verwendeten Zeichen sind in den nachstehenden Abschnitten festgelegt. Weitere Zeichen werden dort, wo sie im Text auftreten, festgelegt. Die Schreibweise der Formelzeichen entspricht der ISO 3898 : 1987.

1.8.1 Lateinische Großbuchstaben

- B* Breite
- D* Durchmesser
- F* Axial- oder Querkraft auf den Pfahl
- H* Horizontaleinwirkung oder -kraft
- K* Erddruckbeiwert
- N* Tragfähigkeitsbeiwert
- R* Vertikaler Widerstand (in Kräfteinheiten) eines Gründungskörpers
- V* Vertikaleinwirkung oder -kraft

1.8.2 Lateinische Kleinbuchstaben

- a Adhäsion/Haftung
- c' Kohäsion des drainierten Bodens
- c_u Kohäsion des undrainierten Bodens
- i hydraulisches Druckgefälle
- k Durchlässigkeitsbeiwert
- q Überlagerungs- oder Auflastdruck
- s Setzung
- u Porenwasserdruck

1.8.3 Griechische Kleinbuchstaben

- γ Wichte
- δ Wandreibungswinkel
- σ Gesamtnormalspannung
- σ' wirksame Normalspannung
- τ Scherspannung
- ϕ innerer Reibungswinkel
- ϕ' innerer Reibungswinkel des drainierten Bodens

1.8.4 Indizes

- a aktiver (Erddruck)
- a Anker
- b Pfahlspitze
- c Kompression
- p passiver (Erddruck)
- s Pfahlschaft
- t Zug
- t Gesamt
- tr Quer
- w Wasser
- o Ruhe- oder Anfangsbedingung

2 Grundlagen der geotechnischen Bemessung

2.1 Grundsätzliche Anforderungen

(1)P Bauwerke sind entsprechend den allgemeinen Grundsätzen der Bemessung in ENV 1991-1 Eurocode 1 "Grundlagen des Entwurfs, der Berechnung und der Bemessung sowie Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1: Grundlagen des Entwurfs, der Berechnung und der Bemessung" zu bemessen.

(2)P Um Mindestanforderungen für den Umfang und die Qualität geotechnischer Untersuchungen, Berechnungen und Überwachungsmaßnahmen stellen zu können, muß die Komplexität jedes geotechnischen Problems im Zusammenhang mit dem veranschlagten Risiko für die Gefährdung von Menschen und für Sachschäden erfaßt werden. Insbesondere ist zu unterscheiden zwischen:

- leichten und einfachen Ingenieur-Bauwerken und kleinen Erdbauwerken, bei denen die Erfüllung der grundsätzlichen Anforderungen auf der Basis von Erfahrung und qualitativen geotechnischen Untersuchungen möglich und das Risiko für Menschen und Sachschaden vernachlässigbar gering ist,
- anderen geotechnischen Bauwerken.

(3) Für Vorhaben von geringem geotechnischen Schwierigkeitsgrad und geringem Risiko, wie die oben erwähnten, sind vereinfachte Bemessungsverfahren zulässig.

(4)P Folgende Faktoren sind bei der Festlegung der Anforderungen an eine geotechnische Bemessung zu berücksichtigen:

- Art und Größe des Bauwerkes und seiner Teile, einschließlich aller Sonderanforderungen,
- besondere Bedingungen der Umgebung (Nachbarbebauung, Verkehr, öffentliche Einrichtungen, Vegetation, gefährliche Chemikalien usw.),
- Baugrundverhältnisse,
- Grundwasserverhältnisse,
- regionale Erdbebentätigkeit,
- Umwelteinflüsse (Hydrologie, Oberflächengewässer, Senkungen, jahreszeitliche Schwankungen der Feuchtigkeit).

(5) Zur Festlegung der Anforderungen an die geotechnische Bemessung lassen sich drei geotechnische Kategorien 1, 2 und 3 einführen.

Eine vorläufige Einstufung des Bauwerkes in eine Geotechnische Kategorie sollte in der Regel vor den geotechnischen Untersuchungen stattfinden. Die Kategorie kann später geändert werden. Die Einstufung soll während der Planung und der Bauausführung überprüft und evtl. angepaßt werden.

Verschiedene Gesichtspunkte für Entwurf und Bemessung eines Bauvorhabens können zu unterschiedlichen geotechnischen Kategorien führen. Es ist nicht erforderlich, das ganze Bauvorhaben nach der höchsten Kategorie zu behandeln.

Verfahren nach höheren Kategorien können eingesetzt werden, um eine wirtschaftlichere Bemessung zu ermöglichen oder wenn sie vom Entwurfsverfasser als zweckmäßig angesehen werden.

Geotechnische Kategorie 1

Diese Kategorie umfaßt nur kleine und relativ einfache Bauwerke:

- für die es möglich ist sicherzustellen, daß die grundsätzlichen Anforderungen aufgrund von Erfahrung und qualitativen geotechnischen Untersuchungen erfüllt werden,
- mit vernachlässigbar geringem Risiko für Menschengefährdung und Sachschaden.

Verfahren der Geotechnischen Kategorie 1 sind nur dann ausreichend, wenn es aus vergleichbarer Erfahrung bekannt ist, daß die Untergrundverhältnisse so einfach sind, daß die Bemessung und Errichtung von Gründungen routinemäßig erfolgen kann.

Verfahren der Geotechnischen Kategorie 1 sind nur dann ausreichend, wenn die Baugrube nicht unter dem Wasserspiegel liegt oder wenn vergleichbare örtliche Erfahrung zeigt, daß der beabsichtigte Baugrubenaushub unter dem Grundwasserspiegel problemlos sein wird.

Die nachfolgend aufgezählten Bauwerke sind Beispiele für die Einstufung in die geotechnische Kategorie 1:

- leichte ein- bis zweistöckige Wohnhäuser und landwirtschaftliche Gebäude mit einer max. rechnerischen Stützenlast von 250 kN bzw. einer Linienlast unter Wänden von 100 kN/m bei konventionellen Flach- und Pfahlgründungen,
- Stützmauern und Verbauwände bei Geländesprüngen unter 2 m,
- Baugruben für Dränleitungen, Rohrverlegung usw.

Geotechnische Kategorie 2

Diese Kategorie gilt für konventionelle Bauwerke und Gründungen bei normalem Risiko und gewöhnlichen Baugrund- und Belastungsverhältnissen. Bauwerke der Kategorie 2 erfordern quantitative geotechnische Angaben und Analysen um sicherzustellen, daß die grundsätzlichen Anforderungen erfüllt sind. Für Feld- und Laborversuche wie auch für die Bemessung und die Bauausführung können herkömmliche Verfahren angewendet werden.

Beispiele für in die Geotechnische Kategorie 2 einzustufende Bauwerke bzw. Bauwerksteile sind:
Herkömmliche Arten von:

- Flachgründungen,
- Plattengründungen,
- Pfahlgründungen,
- Stützmauern und anderen Bauwerken, die Boden oder Wasser abstützen,

- Baugruben,
- Brückenpfeiler und Widerlager,
- Dämme und Erdbauten,
- Erdanker und andere Rückhaltungssysteme,
- Tunnel in festem, nichtgeklüftetem Fels, bei denen keine Wasserdichtheits- oder sonstigen Forderungen gestellt werden.

Geotechnische Kategorie 3

Diese Kategorie enthält Bauwerke und Bauwerksteile, die nicht durch die Geotechnischen Kategorien 1 und 2 abgedeckt werden.

Die Geotechnische Kategorie 3 enthält sehr große und ungewöhnliche Bauwerke, Bauwerke mit ungewöhnlichen Risiken oder bei unüblichen oder außergewöhnlich schwierigen Baugrund- und Belastungsverhältnissen sowie Bauwerke in Gebieten mit starker Erdbebenaktivität.

(6)P Für jede geotechnische Bemessungssituation ist nachzuweisen, daß kein entsprechender Grenzzustand erreicht wird.

(7) Dieser Nachweis kann auf einem der folgenden Wege erreicht werden:

- durch Berechnungen entsprechend 2.4,
- durch Anwendung konstruktiver Maßnahmen entsprechend 2.5,
- durch Modellversuche oder Probelastungen entsprechend 2.6,
- durch die Beobachtungsmethode entsprechend 2.7.

Diese vier Methoden können auch kombiniert angewendet werden. In der Praxis wird sich aufgrund der Erfahrung häufig zeigen, welcher Grenzzustand für den gegebenen Fall ausschlaggebend ist; die Verhütung anderer Grenzzustände kann dann durch Vergleichskontrollen sichergestellt werden.

(8)P Die Wechselwirkung von Bauwerk und Baugrund ist zu berücksichtigen.

(9) Die Verformungsverträglichkeit der eingesetzten Materialien im Bruchzustand ist zu untersuchen, besonders für Materialien mit sprödem Verhalten oder solchen, die einen Festigkeitsrückgang bei steigenden Verformungen zeigen. Beispiele dafür sind überbewehrter Beton, dichtgelagerte nichtbindige Böden, zementierte Böden und Tone mit geringer Restscherfestigkeit. Bei gleichzeitig in einem Teil des Bauwerkes und im Baugrund auftretendem Bruch ist eine vertiefte Untersuchung erforderlich, die die Steifigkeit des Systems Bauwerk/Baugrund berücksichtigt. Beispiele dafür sind Plattengründungen, seitlich belastete Pfähle und biegsame Stützwände.

(10)P Gebäude müssen gegen Eindringen von Grundwasser und von Dampf oder Gasen in ihr Inneres geschützt werden.

(11)P Soweit möglich, sind die Bemessungsergebnisse aufgrund vorliegender vergleichbarer Erfahrung zu beurteilen.

2.2 Bemessungssituationen

(1)P Für Entwurf und Bemessung in der Geotechnik müssen die Festlegungen der Bemessungssituationen folgendes enthalten:

- die Eignung des Baugrundes, auf dem das Bauwerk errichtet werden soll,
- die Verteilung und Klassifizierung der verschiedenen Boden- und Felsschichten sowie Bauwerksteile, die in das Berechnungsmodell eingehen,
- geneigte Gründungsflächen,
- Bergbauaktivitäten, Höhlen oder unterirdische Bauwerke;

bei Gründungen auf oder in der Nähe von Fels ist zusätzlich folgendes zu berücksichtigen:

- eingelagerte harte oder weiche Schichten,
- Störungen, Klüfte und Risse,
- durch Auslaugung entstandene Höhlungen, wie z. B. Schwalbenlöcher oder mit weichem Material gefüllte Klüfte sowie der fortschreitenden chemischen Verwitterung ausgesetzte Bereiche,
- Einwirkungen, ihre Kombinationen und Lastfälle,

- die Besonderheiten der Umgebung, in der das Bauwerk errichtet wird einschließlich:
- Einflüsse von Auskolkungen, Erosion und Aushubmaßnahmen, welche die Geometrie des Geländes verändern,
- Auswirkungen der chemischen Korrosion,
- Auswirkungen der Verwitterung und des Frostes,
- Änderungen des Grundwasserspiegels einschließlich der Auswirkung von Grundwasserabsenkung, mögliche Überflutung, Versagen eines Drainage-Systems usw.,
- aus dem Baugrund austretende Gase,
- andere Zeit- und Umgebungseinflüsse auf die Festigkeit und andere Materialeigenschaften; z. B. die Auswirkung der Gänge von Wühltieren,
- Erdbeben,
- Senkungen infolge Bergbau und anderer Faktoren,
- die Verformungsempfindlichkeiten des Bauwerkes,
- der Einfluß des zu errichtenden Bauwerkes auf die benachbarte Bebauung.

2.3 Dauerhaftigkeit (Haltbarkeit)

(1)P Bei Entwurf und Bemessung in der Geotechnik sind die inneren und äußeren Einflüsse im Planungsstadium zu erfassen, damit ihr Einfluß auf die Haltbarkeit berücksichtigt werden kann und Maßnahmen für den Schutz oder die Erhaltung eines angemessenen Widerstandes (Haltbarkeit) des Materials getroffen werden können.

(2) Bei der Festlegung von Maßnahmen zur Haltbarkeit des Materials für Gründungen und Gründungsteile ist folgendes zu berücksichtigen:

- für Beton: aggressive Faktoren, wie Säurelösungen oder Sulfatsalze im Grundwasser,
- für Stahl: chemische Korrosion bei Gründungsteilen, die in einem Untergrund gebettet sind, der so durchlässig ist, daß er eine Grundwasser- und Sauerstoffbewegung zuläßt; Korrosion der Flächen von Spundwänden in offenem Wasser, besonders im Bereich der Wasserwechselzone; Lochfraß in Stahl, eingebettet in gerissenem oder porösen Beton, besonders bei Walzstahl, wo der als Kathode wirkende Walzstahl elektrolytische Vorgänge bewirkt, mit der zunderfreien Oberfläche als Anode,
- bei Holz: Befall von Pilzen und aeroben Bakterien bei Zugang von Sauerstoff,
- für Geokunststoffe: Alterung infolge UV-Strahlen oder ozonbedingte Zersetzung oder aber gleichzeitige Einwirkung von Temperatur und Spannung sowie Nebenwirkungen durch Chemikalien.

2.4 Geotechnische Berechnungen

2.4.1 Einführung

(1)P Bemessungsberechnungen sind nach Abschnitt 9 "Nachweise nach der Methode der Partialsicherheiten" in ENV 1991-1 Eurocode 1 "Grundlagen für Entwurf und Bemessung" vorzunehmen. Diese Methode schließt ein:

- Rechenmodelle,
- Einwirkungen, die entweder äußere Kräfte oder eingeprägte Verschiebungen sein können,
- Kennwerte für die Eigenschaften von Böden, Fels u. a. Materialien,
- geometrische Parameter,
- geforderte Grenzwerte von Verformungen, Rißbreiten, Schwingungen usw.

(2) In der Geotechnik hängt die Kenntnis über die Untergrundverhältnisse von dem Umfang und der Qualität der geotechnischen Untersuchungen ab. Solche Kenntnisse und die fachgerechte Bauausführung sind für die Erfüllung der grundsätzlichen Anforderungen wichtiger als die Genauigkeit der Rechenmodelle und Teilsicherheiten.

(3)P Das Rechenmodell muß das Verhalten des Baugrundes im betrachteten Grenzzustand beschreiben.

(4) Grenzzustände, die einem Bruchmechanismus im Baugrund entsprechen, können auf diese Weise einfach nachgewiesen werden. Bei verschiebungsbezogenen Grenzzuständen müssen Verschiebungen bei Anwendung dieses Verfahrens entweder berechnet oder auf eine andere Weise bestimmt werden.

(5)P Rechenmodelle bestehen aus:

- einem Berechnungsverfahren, das oft auf einem analytischen Modell einschließlich evtl. Vereinfachungen beruht,
- wenn nötig, eine Modifizierung der Berechnungsergebnisse, damit sichergestellt wird, daß das Endergebnis entweder korrekt ist oder auf der sicheren Seite liegt.

(6) Bei der Modifizierung der Rechenergebnisse sind folgende Faktoren zu berücksichtigen:

- Unsicherheit, mit der die Ergebnisse von Berechnungen nach dem gewählten Berechnungsverfahren behaftet sind,
- dem verwendeten Berechnungsverfahren innewohnende systematische Fehler.

(7)P Wenn für einen bestimmten Grenzzustand kein zuverlässiges Berechnungsmodell vorliegt, kann eine Berechnung für einen anderen Grenzzustand vorgenommen und durch Anpassungsfaktoren sichergestellt werden, daß das Auftreten des gefürchteten Grenzzustandes ausreichend unwahrscheinlich ist.

(8)P Wenn möglich, ist das Rechenmodell mit Beobachtungen an bestehenden Bauwerken, Ergebnissen von Modellversuchen und zuverlässigeren Berechnungen zu vergleichen.

(9) Das Berechnungsmodell kann aus einer empirischen Beziehung zwischen Versuchsergebnissen und Bemessungskriterien bestehen, die anstelle eines analytischen Modells verwendet wird. Eine solche empirische Beziehung muß eindeutig auf die vorliegenden Baugrundverhältnisse bezogen sein.

2.4.2 Einwirkungen bei der geotechnischen Bemessung

(1)P Für jede Berechnung sind die Werte der Einwirkungen bekannte Größen. Sie sind keine Unbekannten im Rechenmodell.

(2)P Vor Durchführung einer Rechnung sind die Kräfte und die eingepprägten Verformungen zusammenzustellen, die in der Berechnung als Einwirkungen zu berücksichtigen sind. Einige Kräfte und eingepprägte Verformungen werden in einigen Berechnungen als Einwirkungen behandelt, in anderen aber nicht. Negative Mantelreibungskräfte und Erd drücke sind Beispiele für solche Kräfte.

(3) Für Bauwerkslasten auf Gründungen kann eine Untersuchung der Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund erforderlich werden, um die Einwirkungen zu erhalten, welche für die Gründungs bemessung einzusetzen sind.

(4)P In geotechnischen Bemessungen sind folgende Einwirkungen einzubeziehen:

- die Gewichte von Böden, Fels und Wasser,
- In-situ-Spannungen im Untergrund,
- Wasser drücke aus Oberflächengewässern,
- Wasser drücke aus Grundwasser,
- Strömungskräfte,
- Eigengewicht des Bauwerkes sowie auf gebrachte Lasten und Beanspruchungen aus der Umgebung,
- Flächenlasten,
- Entfernung von Lasten bzw. Bodenaushub,
- Verkehrslasten,
- vom Bergbau verursachte Bewegungen,
- Schwellen und Schrumpfen, verursacht durch Vegetation, Klima oder Veränderungen der Feuchte,
- Bewegungen infolge rutschenden oder kriechenden Bodenmassen,
- Bewegungen infolge Zersetzung, Entfestigung, Eigenverdichtung und Auswaschung,
- Bewegungen und Beschleunigungen infolge Erdbeben, Explosionen, Vibrationen und dynamischen Lasten,
- Temperatureinwirkungen, einschließlich Frosthebung,
- Eislasten,
- Vorspannungen in Erdankern oder Aussteifungen.

(5)P Die Wirkungsdauer einer Einwirkung ist zu berücksichtigen mit Rücksicht auf zeitabhängige Materialeigenschaften des Bodens, insbesondere hinsichtlich Entwässerung und Zusammendrückbarkeit feinkörniger Böden.

(6)P Wiederholt auftretende Einwirkungen und Einwirkungen mit veränderlicher Intensität sind insbesondere im Hinblick auf Dauerbewegungen, Verflüssigung und Änderung der Steifigkeit des Bodens festzulegen.

(7)P Zyklisch mit hoher Frequenz auftretende Einwirkungen sind unter Berücksichtigung dynamischer Einflüsse festzulegen.

(8)P Wenn hydrostatische Lasten auf ein geotechnisches Bauwerk überwiegen, sind beim Standsicherheitsnachweis besondere Überlegungen erforderlich. Dabei ist zu bedenken, daß infolge von Wasserspiegelschwankungen, Verformungen oder Rissen, Änderungen der Durchlässigkeit mit Erhöhung der Erosionsgefährdung auftreten können, die für die Sicherheit von großer Bedeutung sind.

(9)P Folgende Faktoren, die den Wasserdruck beeinflussen können, sind zu berücksichtigen:

- die Höhe des freien Wasserspiegels bzw. der Grundwasserspiegel,
- Günstige oder ungünstige Einflüsse aus natürlicher oder künstlicher Dränung, unter Berücksichtigung der künftigen Wartung,
- Zufluß von Wasser durch Regen, Überflutung, Rohrbruch oder ähnliches.

(10)P Für Grenzzustände mit schweren Folgen (in der Regel Grenzzustände der Tragfähigkeit) müssen die Bemessungswerte der Wasserdrücke und der Strömungskräfte die ungünstigsten Werte darstellen, die unter extremen Bedingungen auftreten können. Für Grenzzustände mit weniger schwerwiegenden Folgen (in der Regel Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit), sind die normalerweise vorkommenden ungünstigsten Werte als Bemessungswerte zu wählen.

(11) Die Gefahr des Auftretens ungünstigerer Wasserdrücke durch Wasserstau und verringerte Abflußmöglichkeiten (infolge Verstopfung oder Frost) ist in Betracht zu ziehen.

Wenn die Funktion des Entwässerungssystems und seine Wartung nicht sichergestellt werden kann, wird es oft erforderlich sein, einen Anstieg des Grundwasserspiegels unter extremen Verhältnissen bis zum Gelände anzunehmen. Manchmal kann der Wasserdruck dann als außergewöhnliche Einwirkung betrachtet werden.

(12)P Die Bemessung ist für jeden der drei Fälle A, B und C, soweit sie in Frage kommen, getrennt durchzuführen.

(13) Die Fälle A, B und C sind eingeführt worden, um die Stabilität und Festigkeit des Bauwerkes und des Untergrundes gemäß Tabelle 9.2 der ENV 1991-1 sicherzustellen.

(14)P Die in Tabelle 2.1 angegebenen Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und veränderliche Einwirkungen sind in der Regel für Nachweise des Grenzzustandes der Tragfähigkeit für die üblichen Arten von Bauwerken und Gründungen in dauernden oder vorübergehenden Situationen zu verwenden. Ungünstigere Werte sind in Fällen von ungewöhnlichen Risiken oder ungewöhnlichen bzw. außerordentlich schwierigen Baugrund- oder Belastungsverhältnissen anzunehmen. Für Bauwerke zu vorübergehenden Zwecken oder für vorübergehende Situationen dürfen günstigere Werte angenommen werden, wenn dies auf der Grundlage der möglichen Folgen gerechtfertigt ist. Für außergewöhnliche Situationen dürfen alle Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen = 1,0 angenommen werden.

Tabelle 2.1: Teilsicherheitsbeiwerte für Grenzzustände der Tragfähigkeit für ständige und vorübergehende Situationen

Fall	Einwirkungen			Bodenkenngrößen			
	ständige		veränderliche	$\tan \phi'$	c'	c_u	q_u ¹⁾
	ungünstig	günstig	ungünstig				
A	[1.00]	[0.95]	[1.50]	[1.1]	[1.3]	[1.2]	[1.2]
B	[1.35]	[1.00]	[1.50]	[1.0]	[1.0]	[1.0]	[1.0]
C	[1.00]	[1.00]	[1.30]	[1.25]	[1.6]	[1.4]	[1.4]

¹⁾ Druckfestigkeit von Boden und Fels

(15) Für Baugrundkennwerte werden für die Fälle A, B und C unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte verwendet, siehe Tabelle 2.1 und 2.4.3.

Wenn es eindeutig ist, daß nur einer der drei Fälle für die Bemessung ausschlaggebend ist, ist es nicht erforderlich, die Nachweise auch für die anderen Fälle durchzuführen. Für unterschiedliche Gesichtspunkte bei der Bemessung kann allerdings jeweils ein anderer Fall ausschlaggebend sein.

In dieser Vornorm kommt der Fall A nur für Aufschwimmprobleme vor, wenn hydrostatischer Auftrieb als ungünstigste Einwirkung auftritt. Die Werte in Tabelle 2.1 gelten nur für solche Fälle. Es ist oft günstiger, zur Vorbeugung eines Aufschwimmens konstruktive Maßnahmen zu treffen (zum Beispiel Regelung einer Überflutung), wobei der Teilsicherheitsbeiwert dann gleich 1 angenommen werden kann, als auf konstruktive Maßnahmen zu verzichten und höhere Auftriebskräfte einzusetzen.

Der Fall B ist oft für die konstruktive Bemessung von Gründungen und Stützbauwerken maßgebend. Der Fall B ist nicht maßgebend, wenn keine Überschreitung der Festigkeit eines Konstruktionsteils in Frage kommt.

Der Fall C ist in der Regel maßgebend, wenn die Festigkeit eines Konstruktionsteiles nicht gefährdet ist, zum Beispiel für die Standsicherheit von Böschungen. Der Fall C ist oft maßgebend für die Bestimmung der geometrischen Abmessungen von Bauwerksteilen in Gründungen oder Stützbauwerken und manchmal für die Ermittlung des erforderlichen Querschnittes von Konstruktionsteilen. Der Fall C ist nicht maßgebend in Fällen, in denen die Baugrundfestigkeit im Nachweis nicht vorkommt.

Die Bemessungswerte der Festigkeit von Bauwerksteilen und des Baugrundes werden nicht unbedingt gleichzeitig voll mobilisiert.

Bei der Bemessung von Bauwerksteilen wie Einzelfundamente, Pfähle, Stützwände usw. kann, falls erforderlich, ein Modellfaktor γ_{sd} eingeführt werden.

(16)P Zu den ständigen Einwirkungen gehören die Eigengewichte von Bauwerksteilen, Auffüllungen usw. und Einwirkungen infolge von Erd- und Wasserdrücken (aus Oberflächenwasser und Grundwasser).

(17) Zur Ermittlung der Bemessungswerte der Erddrücke für Fall B sind die charakteristischen Werte des Erddruckes mit den Teilsicherheitsbeiwerten aus Tabelle 2.1 zu versehen. Die charakteristischen Erddrücke schließen auch charakteristische Wasserdrücke und die Spannungen, die in Verbindung mit den charakteristischen Bodenkennwerten und der Geländeauflast auftreten können (zulässig sind), mit ein.

Alle ständigen charakteristischen Erddrücke auf beiden Seiten der Stützwand werden mit 1,35 multipliziert, wenn die Resultierende ungünstig und mit 1,0, wenn die resultierende Einwirkung günstig ist. Damit werden alle charakteristischen Erddrücke so behandelt, als würden sie aus einer Ursache herrühren, wie in ENV 1991-1 festgelegt.

Manchmal kann die Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf charakteristische Erddrücke zu Bemessungswerten führen, die ungerechtfertigt oder sogar physikalisch unmöglich sind. In solchen Fällen können die Teilsicherheiten für Einwirkungen aus Tabelle 2.1 als Modellfaktoren angesehen werden. Dann werden die aus den charakteristischen Erddrücken sich ergebenden Schnittkräfte und Biegemomente direkt mit diesen Modellfaktoren belegt.

Bei der Ermittlung der Bemessungserddrücke für Fall C werden die charakteristische Scherfestigkeit des Baugrundes und die charakteristischen Flächenlasten mit den Teilsicherheitsbeiwerten belegt.

(18)P Für den Nachweis von Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit ist die Teilsicherheit für alle ständigen und veränderlichen Einwirkungen gleich 1, wenn nicht ausdrücklich anderes bestimmt ist.

(19)P Bemessungswerte von aus dem Baugrund und dem Grundwasser herrührenden Einwirkungen dürfen auch nach anderen Verfahren ermittelt werden, als mit Teilsicherheitsbeiwerten. Die Beiwerte in Tabelle 2.1 geben das akzeptierte Sicherheitsniveau für gewöhnliche Bauwerke in den meisten Fällen. Sie sind auch als Maßstab für das erforderliche Sicherheitsniveau anzusehen, wenn die Methode der Partialsicherheiten nicht verwendet wird.

(20) Wenn Bemessungswerte für Nachweise des Grenzzustandes der Tragfähigkeit direkt bestimmt werden, sind sie so zu wählen, daß ungünstigere Werte, die zu einem Grenzzustand führen könnten, extrem unwahrscheinlich sind.

Eine direkte Bestimmung von Bemessungswerten ist besonders für Einwirkungen und Kombinationen von Einwirkungen geeignet, für die mit Hilfe von Tabelle 2.1 abgeleitete Werte eindeutig unmöglich sind.

2.4.3 Baugrundkennwerte

(1)P Bemessungswerte für Baugrundkennwerte X_d werden entweder aus den charakteristischen Werten X_k nach der Gleichung:

$$X_d = X_k / \gamma_m \quad (2.1)$$

abgeleitet, worin

γ_m der Teilsicherheitsbeiwert für den entsprechenden Bodenkennwert ist oder direkt festgelegt wird.

(2)P Die Festlegung charakteristischer Werte für Boden- und Felskennwerte ist auf der Grundlage der Ergebnisse von Labor- und Feldversuchen vorzunehmen. Dabei sind mögliche Unterschiede zwischen den in den Versuchen erhaltenen Kennwerten und den Kennwerten zu berücksichtigen, die das Verhalten des geotechnischen Bauwerkes beeinflussen, wie zum Beispiel:

- Risse, die beim Versuch und im Gelände eine unterschiedliche Rolle spielen können,
- Zeiteinflüsse,
- sprödes oder duktilen Verhalten von Boden oder Fels.

(3) Um die in Labor- bzw. Feldversuchen erhaltenen Kennwerte in Werte umzuwandeln, die das Verhalten des Boden- bzw. Felsuntergrundes wiedergeben, sind Anpassungsbeiwerte anzuwenden.

(4)P Bei der Festlegung der charakteristischen Werte für Boden- und Felskennwerte ist folgendes zu berücksichtigen:

- geologische und weitere Hintergrundinformation, wie z. B. Erkenntnisse aus früheren Bauvorhaben,
- die Veränderlichkeit (Schwankung) des Bodenkennwertes,
- die Ausdehnung des Bereiches im Untergrund, der das Verhalten des geotechnischen Bauwerkes beim untersuchten Grenzzustand beeinflusst,
- der Einfluß der fachgerechten Bauausführung auf künstlich geschüttete und verbesserte Böden,
- der Einfluß der Bautätigkeit auf die Eigenschaften des anstehenden Baugrundes.

(5)P Der charakteristische Wert eines Boden- bzw. Felsparameters muß als vorsichtiger Schätzwert des Kennwertes festgelegt werden, der das Auftreten des Grenzzustandes auslöst.

(6) Die Ausdehnung des Bereiches im Untergrund, der das Verhalten des geotechnischen Bauwerkes im Grenzzustand beeinflusst, ist meistens viel größer als der in einem Boden- oder Felsversuch untersuchte Bereich; daher ist die maßgebende Größe häufig der Mittelwert entlang der Umhüllenden des Bodenvolumens. Der charakteristische Wert ist der vorsichtige Schätzwert dieses Mittelwertes.

Der beeinflussende Bereich im Untergrund kann auch vom Verhalten des gegründeten bzw. abgestützten Bauwerkes abhängen. Bei Untersuchung des Grundbruchwiderstandes für ein Gebäude auf mehreren Fundamenten z. B. ist der maßgebende Parameter die mittlere Scherfestigkeit über die einzelnen Zonen im Untergrund unter dem Fundament, wenn das Gebäude örtlichen Bruchmechanismen nicht widerstehen kann. Wenn dagegen das Gebäude steif und fest genug ist, kann als maßgebende Größe der Mittelwert über diese Mittelwerte entlang des ganzen Bereiches oder Teilbereiches des Untergrundes unter dem Bauwerk gewählt werden.

Für die Festlegung der charakteristischen Werte von Kennwerten des Untergrundes können statistische Methoden angewendet werden. Solche Methoden sollen die Einarbeitung von a priori Kenntnissen aus vergleichbarer Erfahrung mit Kennwerten des Untergrundes ermöglichen, wie z. B. die statistischen Methoden nach Bayes.

Wenn statistische Methoden angewendet werden, soll der charakteristische Wert der für den Grenzzustand maßgeblichen Größe so abgeleitet werden, daß die rechnerische Wahrscheinlichkeit des Auftretens ungünstiger Werte nicht höher als 5 % ist.

(7)P Charakteristische Werte können untere oder obere Grenzwerte sein, die niedriger bzw. höher als die wahrscheinlichsten Werte liegen. Für jede rechnerische Untersuchung ist die ungünstigste Kombination von oberen und unteren Werten für voneinander unabhängige Parameter anzunehmen.

(8)P Bei der Festlegung von charakteristischen Werten sind Unsicherheiten der Geometrie und des Berechnungsmodells zu berücksichtigen, außer denen wird direkt oder im Berechnungsmodell selber Rechnung getragen.

(9)P Für den Nachweis von ständigen und vorübergehenden Situationen für Grenzzustände der Tragfähigkeit sind die Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkennwerte in Tabelle 2.1 für die Fälle A, B und C angegeben, die für herkömmliche Entwurfssituationen allgemein geeignet sind. Für außergewöhnliche Situationen sind alle Teilsicherheitsbeiwerte gleich 1,0 anzunehmen.

(11)P Für Grenzzustände, in welchen die Bodenfestigkeit sich ungünstig auswirkt, ist der Wert von γ_m kleiner als 1,0 anzunehmen.

(12) Der Mobilisierungsgrad der Scherfestigkeit des Bodens im Grenzzustand kann durch Bemessungswerte berücksichtigt werden, die niedriger liegen als der obere charakteristische Wert, dividiert durch $\gamma_m < 1$.

(13)P Die Teilsicherheitsbeiwerte für Pfahl- oder Ankerwiderstände, abgeleitet auf der Grundlage von Scherfestigkeiten des Bodens, Rammformeln oder Pfahl- bzw. Ankerversuchen sind in den Abschnitten 7 und 8 angegeben.

(14)P Für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind alle Werte von $\gamma_m = 1,0$ anzunehmen.

(15)P Bemessungswerte der Kennwerte des Untergrundes können auch nach anderen Verfahren als mit Teilsicherheitsbeiwerten abgeleitet werden. Der Satz von Teilsicherheitsbeiwerten in Tabelle 2.1 gibt das Sicherheitsniveau an, das in Regelfällen als geeignet angesehen wird. Sie ist als Maßstab für das erforderliche Sicherheitsniveau anzusehen, wenn die Methode der Teilsicherheitsbeiwerte nicht angewendet wird.

(16) Wenn Bemessungswerte für Nachweise des Grenzzustandes der Tragfähigkeit direkt festgelegt werden, hat dies so zu geschehen, daß das Auftreten ungünstigerer Werte, die das Auftreten des Grenzzustandes auslösen können, außerordentlich unwahrscheinlich ist.

2.4.4 Bemessungswert der Festigkeit von Baustoffen

(1)P Die Bemessungswerte der Festigkeiten von Baustoffen und die Entwurfswiderstände von Konstruktionselementen sind unter Berücksichtigung der ENV 1992 bis 1996 sowie 1999 zu ermitteln.

2.4.5 Geometrische Daten

(1)P Zu den geometrischen Daten gehören die Höhenkoten und die Neigung von Geländeflächen, Wasserspiegellagen, Höhenkoten von Schichtgrenzen, Aushubkoten, Grundrisse von Gründungen usw.

(2)P Wenn die Schwankungen der geometrischen Daten unbedeutend sind, wird ihnen bei der Festlegung der Bemessungswerte für Materialeigenschaften und Einwirkungen Rechnung getragen. Andernfalls ist allgemein zu empfehlen, diese Unsicherheiten getrennt zu berücksichtigen.

(3)P Für folgenschwere Grenzzustände müssen die Bemessungswerte für geometrische Daten die ungünstigsten Werte wiedergeben, die in der Praxis auftreten können.

2.4.6 Grenzwerte für Bewegungen

(1)P Ein Grenzwert für eine bestimmte Verformung (Verschiebung) ist der Wert, bei dem ein Grenzzustand der Tragfähigkeit oder der Gebrauchstauglichkeit zu erwarten ist.

(2)P Beim Entwurf von Gründungen sind Grenzwerte für die Bewegungen der Gründung festzulegen.

(3) Zu den Komponenten der Bewegung einer Gründung, die zu berücksichtigen wären, gehören:

- Setzung,
- Setzungsunterschiede bzw. bezogene Setzung,
- Verdrehung,
- Verkantung,
- relative Durchbiegung,
- bezogene Verdrehung,
- horizontale Verschiebung und
- Schwingung.

(4)P Die Bemessungswerte für Grenzwerte von Bewegungen sind im Einvernehmen mit dem Entwurfsverfasser für das aufgehende Bauwerk festzulegen.

(5)P Bei der Festlegung von Entwurfswerten für Grenzwerte der Bewegungen (Bewegungsgrenzen) muß folgendes berücksichtigt werden:

- die Zuverlässigkeit, mit der tolerierbare Werte der Bewegung festgelegt werden können,
- die Art des Bauwerkes,
- die Art des Baustoffes,
- die Art der Gründung,
- die Art des Untergrundes,
- der Verformungsmodus,
- die beabsichtigte Nutzung des Bauwerkes.

(6)P Grenzwerte für Setzungsunterschiede und Relativ-Verdrehungen von Gründungen sind so festzulegen, daß sie nicht zu einem Grenzzustand der Tragfähigkeit oder der Gebrauchstauglichkeit führen, wie z. B. nicht hinnehmbare Risse oder Klemmen von Türen im Überbau.

(7) Die maximal hinnehmbaren Relativ-Verdrehungen offener Rahmen, verfüllter Rahmen und tragender oder durchgehender gemauerter Wände sind unterschiedlich; sie sollten aber zwischen 1 : 2000 bis 1 : 300 liegen, damit der Grenzstand der Gebrauchstauglichkeit im Bauwerk nicht erreicht wird. Für viele Bauwerke ist eine Relativ-Verdrehung von 1 : 500 hinnehmbar. Die zum Auslösen eines Grenzstandes der Tragfähigkeit erforderliche Verdrehung dürfte bei 1 : 150 liegen.

Für gewöhnliche Bauwerke mit getrennten Gründungen sind Gesamtsetzungen bis zu 50 mm und Setzungsunterschiede zwischen benachbarten Stützen bis zu 20 mm oft hinnehmbar. Größere Gesamtsetzungen und Setzungsunterschiede können auch hingenommen werden, wenn die bezogenen Verdrehungen innerhalb akzeptabler Grenzen verbleiben und die Gesamtsetzung keine Schwierigkeiten bei den Zugängen zum Bauwerk verursacht oder keine Verkantung des Bauwerkes auftritt. Die angegebenen Grenzwerte für Setzungen sind anwendbar für gewöhnliche Bauwerke. Sie dürfen nicht auf außergewöhnliche Bauwerke oder ausgesprochen ungleichmäßig belastete Bauwerke angewendet werden.

(8)P Bei der Berechnung (Ermittlung) von Setzungsunterschieden ist zu berücksichtigen:

- ob die Schwankungen der Baugrundeigenschaften zufällig oder systematisch sind,
- die Lastverteilung,
- das Bauverfahren,
- die Steifigkeit des Bauwerkes.

(9) Für die meisten Arten von Baugrund einschließlich alluvialer Böden, Schluffe, Löß, Auffüllungen, Torf und Verwitterungsböden ist die Möglichkeit der Entstehung von Setzungsunterschieden in Verbindung mit den Schwankungen der Eigenschaften des Untergrundes im überbauten Bereich zu berücksichtigen.

2.5 Bemessung durch konstruktive Maßnahmen

(1)P Wenn für bestimmte Situationen keine mathematischen Modelle (Grenz Zustandsgleichungen) vorliegen oder solche nicht erforderlich sind, darf den Grenzständen mit Hilfe konstruktiver Maßnahmen begegnet werden.

Dazu gehören konventionelle und allgemein vorsichtige Details im Entwurf sowie besondere Vorsicht bei der Wahl und der Prüfung bzw. Kontrolle von Baustoffen, Bauausführung, Schutzmaßnahmen und Wartung.

(2) Die Bemessung durch konstruktive Maßnahmen darf angewendet werden, wenn vergleichbare Erfahrung, wie in 1.5.2 (1)P definiert, Bemessungsberechnungen unnötig macht. Diese Maßnahmen können auch angewendet werden, um die Unempfindlichkeit gegen Frostwirkung und chemische oder biologische Einwirkungen sicherzustellen, für die keine direkten Bemessungsverfahren vorliegen.

2.6 Probelastungen und Modellversuche

(1)P Die Ergebnisse von Probelastungen und Modellversuchen können benutzt werden, um einen Entwurf zu bestätigen, wenn folgende Randbedingungen untersucht und berücksichtigt werden:

- Abweichungen der Baugrundverhältnisse bei den Versuchen im Vergleich zu den Baustellenverhältnissen,
- Zeiteinflüsse, insbesondere wenn die Probelastung wesentlich kürzer ist als die Belastung des Bauwerkes unter den tatsächlichen Bedingungen,
- Maßstabbeeinflüsse, vor allem bei kleineren Modellen. Die Auswirkung des Spannungsniveaus auf das Bodenverhalten muß berücksichtigt werden, und zwar in Verbindung mit dem Einfluß der Korngröße.

(2) Probelastungen können entweder an Versuchselementen innerhalb des endgültigen Bauwerkes, an großmaßstäblichen oder an kleinmaßstäblichen Modellen durchgeführt werden.

2.7 Die Beobachtungsmethode

(1)P Da eine Vorhersage des geotechnischen Verhaltens oft schwierig ist, ist es manchmal angebracht, die sog. Beobachtungsmethode, bei der der Entwurf während der Bauausführung angepaßt wird, anzuwenden. In einem solchen Fall müssen vor Baubeginn folgende Forderungen erfüllt werden:

- die Toleranzgrenzen des Verhaltens müssen festgelegt sein,
- der Schwankungsbereich des möglichen Verhaltens muß abgeschätzt und es muß gezeigt werden, daß das wirkliche Verhalten mit annehmbarer Wahrscheinlichkeit innerhalb der akzeptierten Grenzen liegt. Die Bauwerksmessungen müssen das in einem hinreichend frühen Stadium erkennen lassen, damit gegebenenfalls rechtzeitig Maßnahmen ergriffen werden können. Die Reaktionszeit der Meßgeräte und die Zeit für die erforderlichen Auswertungen müssen für eventuelle Systemanpassungen ausreichen,
- ein Plan mit den Gegenmaßnahmen muß vorliegen, die zum Zuge kommen, sobald die Bauwerksmessungen auf ein Verhalten außerhalb der Vorgaben deuten.

(2)P Während der Bauausführung muß die Beobachtung wie geplant durchgeführt und – wenn erforderlich – müssen zusätzliche oder ersetzende Messungen vorgenommen werden. Die Meßergebnisse müssen zum geeigneten Zeitpunkt ausgewertet und die vorgesehenen Gegenmaßnahmen eingeleitet werden, wenn das erforderlich wird.

2.8 Geotechnisches Gutachten (Geotechnischer Entwurfsbericht)

(1)P Die Annahmen, Daten, Berechnungen und Ergebnisse der Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchsfähigkeit müssen in einem Geotechnischen Gutachten festgehalten werden.

(2) Der Aufbau der Geotechnischen Entwurfsberichte wird in weiten Grenzen je nach Objektart variieren. In einfachen Fällen kann auch ein einzelnes handgeschriebenes Blatt ausreichen. Der Bericht enthält normalerweise die folgenden Punkte, mit Querverweisen auf den Geotechnischen Untersuchungsbericht (s. 3.4) und andere Unterlagen, die mehr Details geben:

- eine Beschreibung der Baustelle und ihrer Umgebung,
- eine Beschreibung der Baugrundverhältnisse,
- eine Beschreibung des zu erstellenden Bauwerkes einschließlich der Einwirkungen,
- die angenommenen Werte der Boden- und Felsparameter sowie die Begründung, soweit erforderlich,
- Hinweise auf die angewendeten Normen,
- Hinweise zu den hinnehmbaren Risiken,
- eine Liste derjenigen Punkte, die während der Bauausführung kontrolliert werden müssen oder eine betriebliche Wartung erfordern.

(3)P Das Geotechnische Gutachten muß ein Programm für Baukontrolle und Bauwerksbeobachtung enthalten (letztere soweit vorgesehen). Während der Bauausführung und bei der Beobachtung zu beachtende Einzelheiten sind im Gutachten eindeutig festzulegen. Die Ergebnisse dieser vorgeschriebenen Kontrollprüfungen sind als Nachtrag dem Gutachten beizufügen.

(4) Das Geotechnische Gutachten sollte hinsichtlich Baukontrolle und Bauwerksbeobachtung auf folgendes eingehen:

- Gegenstand jeder Gruppe von Beobachtungen bzw. Messungen,
- Bauwerksteile oder -bereiche, die zu beobachten und Punkte, an denen die Beobachtungen durchzuführen sind,
- Häufigkeit der Messungen,
- Art der Auswertung der Meßwerte,
- Bereich, innerhalb von dem die Meßwerte zu berücksichtigen sind,
- Dauer der Beobachtung nach Fertigstellung des Bauwerkes,
- Zuständigkeiten für die Messungen und Beobachtungen, die Interpretationen sowie für die Aufsicht und Wartung der Meßgeräte.

(5)P Ein Auszug des Geotechnischen Gutachtens mit den Forderungen zur Baukontrolle, zur Beobachtung und Wartung des fertigen Bauwerkes ist dem Bauherrn zu übergeben.

3 Geotechnische Daten

3.1 Allgemeines

(1)P Es ist immer eine sorgfältige Sammlung, Auswertung und Beurteilung der geotechnischen Informationen durchzuführen. Dabei muß die Geologie, die Morphologie, die Seismizität, die Hydrologie und die Geschichte des Bauplatzes berücksichtigt werden. Hinweise über die Inhomogenität des Baugrunds und Anomalien müssen beachtet werden.

(2)P Geotechnische Untersuchungen müssen unter Berücksichtigung der Konstruktion und Funktion des vorgesehenen Bauwerks geplant werden. Der Umfang der geotechnischen Untersuchungen muß fortlaufend dem neuesten Kenntnisstand angepaßt werden.

(3)P Die üblichen Felduntersuchungen und Laborversuche sind entsprechend den international anerkannten Normen und Empfehlungen durchzuführen und zu dokumentieren. Abweichungen von diesen Normen und Vereinbarungen über zusätzliche Versuche müssen erwähnt werden.

(4)P Die Entnahme, der Transport und die Lagerung von Bodenproben müssen dokumentiert und ihr Einfluß bei der Beurteilung der Versuchsergebnisse berücksichtigt werden.

3.2 Geotechnische Untersuchungen

3.2.1 Einführung

(1)P Die geotechnischen Untersuchungen müssen alle Daten über die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse des Bauplatzes liefern, die für eine Beschreibung der wesentlichen Bodeneigenschaften sowie für eine zuverlässige Festlegung von Bodenkennwerten für erdstatische Bemessungen erforderlich sind.

(2) Die aus dem Baugrund herrührenden Faktoren, die die Einstufung in eine geotechnische Kategorie beeinflussen, sind so früh wie möglich festzulegen, da Art und Umfang der Untersuchungen von der geotechnischen Kategorie abhängen.

Für Geotechnische Kategorie 1 gilt folgendes:

Als Mindestvoraussetzung sollten alle Planungsannahmen spätestens zum Zeitpunkt der Abnahme der Baugrubensohle bestätigt sein. Die Untersuchung sollte eine Ortsbesichtigung des Bauplatzes, eine Inaugenscheinnahme von Schürfgruben sowie die Durchführung von Sondierungen oder Kleinbohrungen umfassen.

Geotechnische Untersuchungen für die Kategorien 2 und 3 gliedern sich normalerweise in folgende drei Phasen, die einander überschneiden können:

- Voruntersuchungen (siehe 3.2.2),
- Hauptuntersuchungen (siehe 3.2.3),
- Kontrolluntersuchungen (siehe 4.3).

3.2.2 Voruntersuchungen

(1)P Voruntersuchungen müssen durchgeführt werden, um:

- die allgemeine Eignung des Bauplatzes festzustellen,
- ggf. um alternative Bauplätze in Erwägung zu ziehen,
- die Auswirkungen des geplanten Bauvorhabens einzuschätzen,
- die Haupt- und Kontrolluntersuchungen zu planen sowie den Bereich des Baugrunds festzulegen, der wesentlichen Einfluß auf das Verhalten des Bauwerks haben wird, und
- gegebenenfalls Bereiche für Bodenentnahmen festlegen zu können.

(2) Die folgenden Punkte sollten in einer Voruntersuchung aufgenommen werden:

- Ortsbesichtigung,
- Topographie,
- Hydrologie, speziell die Verteilung der Porenwasserdrücke,
- Überprüfung benachbarter Bauwerke und Baugruben,
- geologische und geotechnische Karten und Aufzeichnungen,
- frühere Baugrunduntersuchungen und Bauerfahrung in der Umgebung,
- Luftaufnahmen,
- alte Karten,
- regionale Seismizität,
- sowie andere wichtige Informationen.

3.2.3 Hauptuntersuchungen

(1)P Hauptuntersuchungen werden durchgeführt:

- um die notwendige Information für eine ausreichend sichere und wirtschaftliche Bemessung des Bauwerks und für Bauhilfsmaßnahmen zur Verfügung zu stellen,
- um die erforderlichen Informationen für die Planung der Baudurchführung zu beschaffen, und
- um Schwierigkeiten zu erkennen, die während des Baus auftreten können.

(2)P Mit der Hauptuntersuchung müssen die Schichtenfolge und die Eigenschaften des Baugrunds zuverlässig ermittelt werden, soweit er für das geplante Bauwerk von Bedeutung ist oder von der Baumaßnahme beeinflusst wird.

(3)P Die Umstände, welche die Funktionsfähigkeit des Bauwerks beeinflussen, müssen vor Beginn des endgültigen Entwurfs festgelegt werden.

(4) Die folgenden Punkte sind bei der Hauptuntersuchung des Baugrunds zu berücksichtigen

- Stratigraphie,
- Festigkeitseigenschaften des Baugrunds,
- Verformungseigenschaften des Baugrunds,
- Grundwasserverhältnisse,
- mögliche Instabilität des Baugrunds,
- Verdichtbarkeit des Baugrunds,
- mögliche Aggressivität des Baugrunds und des Grundwassers,
- mögliche Baugrundverbesserung,
- Frostgefährdung.

(5)P Um sicherzustellen, daß die Hauptuntersuchungen alle maßgebenden Bodenschichten erfassen, muß unbedingt auf die folgenden geologischen Besonderheiten geachtet werden :

- Hohlräume,
- Verwitterung von Fels, Böden oder Auffüllungen,
- geohydrologische Einflüsse,
- Verwerfungen, Klüfte und andere Unregelmäßigkeiten,
- kriechender Baugrund (Boden oder Fels),
- schwellfähige oder strukturempfindliche Böden und Fels,
- Deponien oder anthropogene Materialien.

(6)P Für die Erfassung der Baugrundverhältnisse ist eine geeignete Kombination der üblichen Untersuchungsverfahren anzuwenden. Sie müssen die üblicherweise angebotenen Versuche umfassen, die nach allgemein anerkannten und genormten Verfahren durchgeführt werden.

(7) Die üblichen Untersuchungen umfassen normalerweise Feldversuche, Bohrungen und Laborversuche. Wo Sondierungen und/oder andere indirekte Methoden verwendet werden, ist es normalerweise notwendig, Schlüsselbohrungen zur Bestimmung der Bodenarten durchzuführen. Falls der Schichtenaufbau der Baustelle hinreichend bekannt ist, darf auf derartige Schlüsselbohrungen verzichtet werden.

(8)P Die Untersuchung muß mindestens bis in die Schichten reichen, die für das Bauwerk als wichtig erkannt wurden und unterhalb denen der Baugrund keinen wesentlichen Einfluß auf das Bauwerk mehr hat.

(9)P Die Abstände zwischen den Baugrundaufschlüssen und ihre Tiefe müssen auf Grundlage der vorliegenden Information über die Geologie des Gebietes, den Baugrund und die Art des Bauwerks festgelegt werden.

(10) Für geotechnische Untersuchungen der Kategorie 2 gilt folgendes:

- Bei Bauwerken, die eine große Fläche beanspruchen, können die Aufschlußpunkte rasterförmig angeordnet werden. Der Abstand der Punkte sollte normalerweise 20 m bis 40 m betragen. Bei gleichmäßigem Bodenaufbau können die Bohrungen oder Schürfe teilweise durch Sondierungen oder geophysikalische Untersuchungen ersetzt werden,
- für Einzel- und Streifenfundamente sollte die Sondier- oder Bohrtiefe unter der voraussichtlichen Gründungsebene normalerweise das Ein- bis Dreifache der Breite des Gründungselementes betragen. Größere Tiefen sollten normalerweise an einigen Aufschlußpunkten untersucht werden, um das Setzungsverhalten abzuschätzen und mögliche Grundwasserprobleme zu erkennen,
- bei Plattengründungen sollte die Tiefe von Sondierungen oder Bohrungen normalerweise gleich oder größer als die Gründungsbreite sein, es sei denn, es wird vorher anstehender Fels angetroffen,
- bei aufgeschüttetem Gelände und Dämmen sollte die minimale Untersuchungstiefe alle weichen Bodenschichten erfassen, die nennenswert zu den Setzungen beitragen. Die Untersuchung kann auf eine Tiefe

begrenzt werden, unterhalb der die Setzung weniger als 10% der Gesamtsetzung beträgt. Der Abstand zwischen benachbarten Aufschlußstellen sollte normalerweise 100 m bis 200 m betragen,

– bei Pfahlgründungen sollten Bohrungen, Sondierungen oder andere Feldversuche zur Baugrunderkundung in der Regel bis in eine Tiefe (unter die Pfahlfußebene) durchgeführt werden, die normalerweise dem fünffachen Schaftdurchmesser entspricht. Allerdings wird es Fälle geben, in denen wesentlich tiefere Sondierungen oder Bohrungen notwendig sind. Außerdem muß die Aufschlußtiefe größer sein als die Schmalseite des Rechtecks, das die Pfahlgruppe in der Pfahlfußebene bildet.

(11)P Während der Baugrunduntersuchung muß der Grundwasserstand festgestellt werden. Ebenso festzustellen ist der Schwankungsbereich von Wasserständen nahegelegener Gewässer, die den Grundwasserstand beeinflussen können. Festzuhalten ist auch der Wasserstand dieser Gewässer während der Untersuchungen.

(12) Für Geotechnische Untersuchungen Kategorie 2 gilt folgendes:

Die Untersuchung der Grundwasserverhältnisse muß in der Regel umfassen:

- Beobachtungen des Wasserspiegels in Bohrungen und Beobachtungsbrunnen und ihre Veränderungen mit der Zeit,
- eine Bewertung der Hydrogeologie an der Baustelle, einschließlich solcher Besonderheiten wie artesischer oder gespannter Grundwasserspiegel oder Einflüsse der Gezeiten,
- um die Auftriebssicherheit von Baugrubensohlen zu bewerten, sollten die Grundwasserverhältnisse bis in eine Tiefe unterhalb der Aushubarbeiten untersucht werden, die mindestens gleich der Aushubtiefe unter dem Grundwasserspiegel ist. Wenn die oberen Schichten eine geringe Wichte haben, können Untersuchungen in größeren Tiefen notwendig sein.

(13)P Der Standort und die Leistung von in der Nähe liegenden Brunnen zur Grundwasserabsenkung oder zur Wasserentnahme müssen festgestellt werden.

(14)P Für sehr große oder ungewöhnliche Bauwerke mit einem hohen Risiko oder ungewöhnlichen oder außerordentlich schwierigen Baugrundverhältnissen oder Belastungen sowie Bauwerke in erdbebengefährdeten Gebieten muß der Umfang der Untersuchung mindestens die oben angeführten Anforderungen erfüllen.

(15) Für diese Untersuchungen der Geotechnischen Kategorie 3 gilt folgendes:

- zusätzliche Untersuchungen spezieller Art sind oft erforderlich und müssen, wo notwendig, durchgeführt werden,
- wo Untersuchungsverfahren spezieller oder ungewöhnlicher Art durchgeführt werden, müssen die Verfahren und ihre Bewertung dokumentiert werden. Des weiteren müssen Hinweise zu den Versuchen gegeben werden.

3.3 Ableitung geotechnischer Kennwerte und Parameter

3.3.1 Allgemeines

(1)P Eigenschaften von Boden, Gestein und Fels werden durch geotechnische Kennwerte und Parameter beschrieben, die bei der Bemessung verwendet werden. Sie werden aus den Ergebnissen von Feld- oder Laborversuchen oder anderen relevanten Daten abgeleitet. Dabei müssen sie entsprechend dem betrachteten Grenzzustand festgelegt werden.

(2) Bei den folgenden Forderungen zur Festlegung der geotechnischen Parameter wird lediglich auf die gebräuchlichsten Labor- und Feldversuche Bezug genommen. Es können auch andere Versuche durchgeführt werden, vorausgesetzt, ihre Eignung ist anhand von Erfahrungen nachgewiesen.

(3)P Um zuverlässige Werte für geotechnische Parameter festzulegen, müssen folgende Punkte beachtet werden:

- viele Bodenparameter sind keine echten Konstanten, sondern hängen von Faktoren wie dem Spannungsniveau, der Art der Verformung usw. ab,
- bei der Bewertung der Versuchsergebnisse muß die Fachliteratur zum jeweiligen Versuchstyp bei den entsprechenden Baugrundverhältnissen berücksichtigt werden,
- die Versuchsprogramme müssen eine ausreichende Anzahl von Versuchen enthalten, um die verschiedenen, für die Bemessung maßgebenden Parameter festzulegen und ihre Streuung bestimmen zu können,
- der Zahlenwert eines jeden Parameters muß mit entsprechenden veröffentlichten Daten und örtlichen sowie allgemeinen Erfahrungen verglichen werden. Veröffentlichte Korrelationen zwischen Parametern müssen ebenfalls berücksichtigt werden,

- falls vorhanden, müssen die Ergebnisse großangelegter Feldversuche und Messungen an Bauwerken herangezogen werden,
- falls vorhanden, müssen die Ergebnisse mehrerer Versuchstypen miteinander verglichen und überprüft werden.

3.3.2 Benennung von Boden und Fels

(1)P Die Boden- oder Felsart sowie deren wesentliche Bestandteile müssen vor der Auswertung weiterer Versuche bestimmt werden.

(2)P Das Material wird visuell untersucht und nach einer anerkannten Nomenklatur benannt. Es wird eine geologische Bewertung vorgenommen.

(3) Zusätzlich zu der oben angeführten visuellen Untersuchung können folgende Merkmale zur Beschreibung benutzt werden:

für Böden:

- Korngrößenverteilung,
- Kornform,
- Kornrauhigkeit,
- Lagerungsdichte,
- Wichte,
- natürlicher Wassergehalt,
- Atterberg-Grenzen,
- Karbonatgehalt,
- Gehalt organischer Bestandteile;

für Fels:

- Mineralogie,
- Petrographie,
- Wassergehalt,
- Wichte,
- Porenanteil,
- Schallgeschwindigkeit,
- Wasseraufnahmevermögen,
- Schwellen, Quellen,
- Zerfallsdauer-Index,
- einaxiale Druckfestigkeit.

Die mit einaxialen Druckversuchen ermittelte Festigkeit ermöglicht eine Klassifikation von Fels, aber es können auch einfachere Prüfverfahren wie der Punktlast-Versuch benutzt werden.

3.3.3 Wichte

(1)P Die Wichte muß mit hinreichender Genauigkeit bestimmt werden, um die Bemessungswerte für die Einwirkungen daraus ableiten zu können.

(2)P Natürliche oder anthropogene Veränderungen oder Entstehung eines geschichteten Aufbaus müssen bei der Bestimmung der Wichte berücksichtigt werden.

(3) Wenn die Bodenart und die Kornverteilung bekannt sind, kann die Wichte von Sand und Kies mit ausreichender Genauigkeit aus den Ergebnissen von Sondierungen oder aber aus Beobachtungen abgeleitet werden, die Hinweise auf die Festigkeit des Baugrundes geben.

3.3.4 Lagerungsdichte

(1)P Die Lagerungsdichte muß Aufschluß über die Dichte eines kohäsionslosen Baugrunds im Verhältnis zur lockersten und dichtesten Lagerung geben, wie sie durch genormte Laborversuche definiert sind.

(2) Die Lagerungsdichte eines Bodens erhält man direkt durch Vergleich einer genau bestimmten in-situ-Wichte mit der Wichte, die im Labor mit genormten Vergleichsversuchen ermittelt wurde. Indirekt kann die Lagerungsdichte aus Sondierungen abgeleitet werden.

3.3.5 Verdichtungsgrad

(1)P Der Verdichtungsgrad ist das Verhältnis zwischen der Trockendichte und der maximalen Trockendichte, die mit einem genormten Verdichtungsversuch ermittelt wird.

(2) Der am häufigsten benutzte Verdichtungsversuch sind der Proctorversuch und der modifizierte Proctorversuch, bei denen unterschiedlich große Verdichtungsarbeit aufgewendet wird. Der Proctorversuch liefert auch den optimalen Wassergehalt, bei dem sich bei einer bestimmten Verdichtungsarbeit die maximale Dichte ergibt.

3.3.6 Scherfestigkeit des undrännierten bindigen Bodens

(1)P Bei der Festlegung Scherfestigkeit c_u undrännierter wassergesättigter, feinkörniger Böden sind folgende Einflüsse von Bedeutung und müssen beachtet werden:

- Unterschiede zwischen dem Spannungszustand in situ und dem Versuch,
- Probenstörung insbesondere bei Laborversuchen an Proben aus Bohrungen,
- Anisotropie der Festigkeit, besonders bei Ton mit geringer Plastizität,
- Harnischflächen besonders bei Ton mit hoher Konsistenz. Die Versuchsergebnisse ergeben entweder die Festigkeit der Harnischflächen oder die des intakten Tons; beide können für das Verhalten in situ maßgebend sein. Die Probengröße kann von Bedeutung sein,
- Geschwindigkeitseinflüsse: Versuche, die zu schnell durchgeführt werden, können höhere Festigkeit ergeben,
- Einflüsse großer Verformungen: Die meisten Tone zeigen einen Abfall der Scherfestigkeit bei sehr großen Verformungen und auf vorhandenen Scherflächen,
- Zeiteffekte: Wie lange ein Boden als undränniert angesehen werden kann, hängt von der Durchlässigkeit, dem Vorhandensein von freiem Wasser und den geometrischen Schichtgrenzen und der äußeren Berandung,
- Inhomogenität der Proben, wie z. B. Kies- oder Sandeinschlüsse in einer Tonprobe,
- Sättigungsgrad,
- die Zuverlässigkeit der Theorie, nach der die Scherfestigkeit bei undrännierten Bedingungen aus den Versuchsergebnissen - insbesondere aus Feldversuchen - abgeleitet wird.

3.3.7 Wirksame Scherparameter für Böden

(1)P Bei der Festlegung der wirksamen Scherparameter c' und ϕ' müssen folgende Einflüsse beachtet werden:

- das Spannungsniveau im untersuchten Fall,
- die Genauigkeit bei der Bestimmung der Wichte in situ,
- die Probenstörung bei der Entnahme.

(2)P Die Werte c' und ϕ' können nur innerhalb des Spannungsbereichs als konstant angenommen werden, für den sie bestimmt wurden.

(3)P Wenn die wirksamen Scherparameter c' und ϕ' aus undrännierten Versuchen mit Porenwasserdruckmessungen bestimmt werden, muß besonders darauf geachtet werden, daß die Proben voll gesättigt sind.

(4) Böden zeigen im allgemeinen einen etwas höheren Wert für ϕ' bei ebenen Formänderungen als unter triaxialen Bedingungen.

3.3.8 Zusammendrückbarkeit von Böden

(1)P Bei Festlegung der Zusammendrückbarkeit müssen folgende Einflüsse beachtet werden:

- Entwässerungsbedingungen,
- Niveau der effektiven mittleren Spannung,
- Niveau der aufgezwungenen Scherverformung oder eingeleiteter Scherspannung, wobei die letztere oft auf die Scherfestigkeit bezogen wird,
- die Spannungs- und Verformungsvorgeschichte.

(2) Dies sind die wichtigsten Einflußgrößen für die Zusammendrückbarkeit bei Böden. Andere Faktoren, die die Verformungsmoduln des Baugrunds beeinflussen und die berücksichtigt werden sollten, sind:

- Belastungsrichtung im Bezug zu den Hauptspannungen bei der Konsolidierung,
- Zeit- und Verformungsgeschwindigkeitseinflüsse,
- Größe der untersuchten Bodenproben im Verhältnis zur Korngröße und Gefüge des Bodens.

Eine zuverlässige Bestimmung der Zusammendrückbarkeit ist mit Feld- oder Laborversuchen nur sehr schwer möglich. Insbesondere aufgrund von Probestörungen und anderen Einflüssen unterschätzen Laborversuchsergebnisse oft den Steifemodul in situ. Es empfiehlt sich daher, Bauwerksmessungen an bestehenden Bauwerken heranzuziehen.

In manchen Fällen empfiehlt es sich, eine lineare oder loglineare Beziehung zwischen Spannungen und Verformungen für einen begrenzten Bereich von Spannungsänderungen anzunehmen. Allerdings sollte man dabei berücksichtigen, daß das aktuelle Baugrundverhalten im allgemeinen deutlich nicht-linear ist.

3.3.9 Qualität und Eigenschaften von Felsgestein und Fels

(1)P Bei der Bestimmung der Qualität und der technischen Eigenschaften von Fels muß zwischen der Gesteinssubstanz (Material) und dem Gebirgskörper (Verband) unterschieden werden. Im Gegensatz zu intakten Gesteinsstücken wird das Verhalten größerer Feldabschnitte durch vorhandene Trennflächen, z. B. Schichtfugen, Klüfte, Scherzonen oder durch Hohlräume geprägt. Bei der Beurteilung des Einflusses des Trennflächengefüges sind folgende Parameter zu beachten:

- Abstand,
- Orientierung,
- Öffnungsweite,
- Durchtrennungsgrad und Erstreckung, Durchlässigkeit,
- Rauigkeit, einschließlich evtl. vorhandener Bewegungsspuren,
- Füllung.

(2)P Falls erforderlich, sollen bei der Beurteilung der Gebirgseigenschaften noch weiterhin berücksichtigt werden:

- In-situ-Spannungen,
- Wasserdruckverhältnisse,
- signifikante Kennwertvariation in unterschiedlichen Schichten.

(3) Die Felsqualität kann durch den sogenannten RQD-Wert (Rock Quality Designation) ausgedrückt werden. Dieser Index gibt Auskunft über den Grad der Zerklüftung des Gebirges und erlaubt somit eine grobe Klassifizierung für ingenieurmäßige Fragestellungen.

Eine umfassendere Beurteilung der Felseigenschaften wie Festigkeit und Steifigkeit wird durch Anwendung von Felsklassifikationssystemen ermöglicht, die ursprünglich für den Tunnelbau entwickelt wurden.

(4)P Es ist zu untersuchen, ob der Fels empfindlich auf Witterungseinflüsse, Spannungsänderungen oder sonstige Einflüsse reagiert. Bei Gründungsmaßnahmen in Fels sollte die Auswirkung chemischer Gesteinszersetzung abgeschätzt werden.

(5) Bei der Ermittlung der Fels- bzw. Gebirgsqualität ist noch folgendes zu beachten:

- einige poröse und nur schwach verfestigte Felsarten zerfallen unter Verwitterungseinfluß zu Lockergestein mit geringerer Festigkeit,
- einige leicht lösliche Felsarten neigen im Grundwasser durch Verkarstungsprozesse zur Gang- bzw. Kavernenbildung. An der Geländeoberfläche können sich Erdfälle bzw. Dolinen bilden,
- Entlastung und Luftkontakt führen bei bestimmten tonhaltigen Felsarten zur Volumenvergrößerung durch Wasseraufnahme.

3.3.9.1 Einaxiale Druckfestigkeit und Verformbarkeit von Fels

(1)P Bei der Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit und Verformbarkeit von Fels ist folgendes zu berücksichtigen:

- Richtung der Belastung im Vergleich zur Anisotropie (Schichtung, Schieferung usw.) der Gesteinprobe,
- Art der Probengewinnung, Aufbewahrungbedingungen und sonstige Einflüsse (z. B. Witterung),

- Anzahl der untersuchten Proben,
- Geometrie (Form, Gestalt) der getesteten Proben,
- Wassergehalt und Wassersättigung zur Versuchszeit,
- Versuchsdauer und Laststufen,
- Verfahren zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls (Youngscher Modell) sowie Angabe der Laststufen, die zur Auswertung herangezogen wurden.

(2) Einaxiale Druckfestigkeit und entsprechende Verformbarkeit werden hauptsächlich zur Klassifizierung und Charakterisierung von intaktem Gesteinsmaterial herangezogen.

3.3.9.2 Scherfestigkeit von Trennflächen

(1)P Bei der Bestimmung der Scherfestigkeit von Gesteinstrennflächen ist der Einfluß folgender Randbedingungen zu berücksichtigen:

- Orientierung der Gesteinsprobe in bezug auf den Gebirgskörper und auf voraussichtliche Einwirkungen,
- Orientierung der Gesteinsprobe im Schertest,
- Anzahl der untersuchten Proben,
- Größe der Scherfläche,
- Einfluß des Porenwasserdrucks,
- Möglichkeit eines progressiven Versagens des Gebirges.

(2) Scherflächen orientieren sich in erster Linie an den vorhandenen Schwäche- bzw. Unstetigkeitsflächen des Gebirges (Klüfte, Schichtflächen, Schieferung). Grenzflächen zwischen Lockergestein und Fels oder zwischen Beton und Fels dienen ebenfalls als bevorzugte Bewegungsbahnen. Die Scherfestigkeit von Trennflächen wird hauptsächlich zur Ermittlung des Grenzgleichgewichtes bei Felsbaumaßnahmen herangezogen.

3.3.10 Durchlässigkeits- und Konsolidierungsparameter

(1)P Bei der Festlegung der Durchlässigkeits- und der Konsolidierungsparameter müssen folgende Besonderheiten beachtet werden:

- der Einfluß von inhomogenem Baugrund,
- der Einfluß von Anisotropie im Baugrund,
- der Einfluß von Klüften oder Verwerfungen, besonders im Fels und
- der Einfluß von Spannungsänderungen unter der geplanten Beanspruchung.

(2) Durchlässigkeitsversuche an kleinen Laborproben müssen nicht unbedingt repräsentativ für die Bedingungen in situ sein. Wenn möglich, sollten deshalb besser Feldversuche durchgeführt werden, bei denen der Mittelwert eines großen Bodenvolumens gemessen wird. Dabei muß jedoch auch eine Veränderung der Durchlässigkeit bei einem Anstieg der wirksamen Spannung über den in situ Wert berücksichtigt werden. In manchen Fällen kann die Durchlässigkeit aus der Korngrößenverteilung abgeleitet werden.

3.3.11 Parameter aus Drucksondierungen

(1) Bei der Bewertung des Spitzendrucks, der örtlichen Mantelreibung und ggf. des Porenwasserdrucks sind folgende Besonderheiten zu beachten:

- die Form der Spitze und der Reibungshülse können das Ergebnis nachhaltig beeinflussen. Daher muß die Art der benutzten Spitze unbedingt berücksichtigt werden,
- die Ergebnisse können nur dann zuverlässig bewertet werden, wenn der Schichtenaufbau bekannt ist. In vielen Fällen sind deshalb Bohrungen in Verbindung mit den Sondierungen erforderlich,
- die Auswirkungen der Grundwasserverhältnisse und des Überlagerungsdrucks im Baugrund müssen bei der Auswertung der Ergebnisse berücksichtigt werden,
- bei nicht homogenen Böden, für die stark schwankende Ergebnisse festgestellt werden, muß der Teil der Sondierergebnisse herangezogen werden, der den für die Bemessung maßgebenden Teil des Bodens repräsentiert,
- Korrelationen mit anderen Versuchsergebnissen, wie z. B. Dichtemessungen und andere Arten von Sondierungen sollten - falls vorhanden - berücksichtigt werden.

3.3.12 Schlagzahlen von Standard Penetration Tests und Rammsondierungen

(1) Bei der Bewertung der Schlagzahl sind folgende Besonderheiten zu berücksichtigen:

- Art der Sondierung,
- detaillierte Beschreibung der Versuchsdurchführung (Hubvorrichtung, offene oder geschlossene Spitze, Masse des Fallgewichts, Fallhöhe, Durchmesser der Verrohrung und des Gestänges) usw.,
- Grundwasserverhältnisse,
- der Einfluß des Überlagerungsdrucks,
- Bodenart, besonders bei Einlagerungen von Steinen oder Grobkies.

3.3.13 Parameter aus Pressiometerversuchen

(1) Bei der Festlegung des Grenzdrucks und des Pressiometer-Moduls muß auf folgende Besonderheiten geachtet werden:

- der Gerätetyp, und insbesondere
- das Verfahren, mit dem das Pressiometer in den Boden eingebracht wird.

Versuchskurven, die auf eine deutliche Störung hinweisen, sollten nicht verwendet werden. Wenn der Grenzdruck während des Versuchs nicht erreicht wird, kann zu seiner Abschätzung eine auf der sicheren Seite liegende Extrapolation der Kurve vorgenommen werden. Bei Versuchen, bei denen lediglich der Anfangsteil der Pressiometerkurve bestimmt wird, können Korrelationen herangezogen werden, um den Grenzdruck aus dem Pressiometer-Modul zu schätzen. Vorzugsweise sollten Korrelationen verwendet werden, die an der gleichen Baustelle ermittelt wurden.

3.3.14 Parameter aus dem Dilatometerversuch

(1) Bei der Auswertung des Versuchs mit dem flachen Dilatometer muß das Verfahren berücksichtigt werden, mit dem das Dilatometer in den Boden gedrückt wird. Wenn Festigkeitsparameter bestimmt werden sollen, muß der Eindringwiderstand berücksichtigt werden. Der Dilatometer-Modul dient normalerweise zur Bestimmung des Steifemoduls.

3.3.15 Verdichtbarkeit

(1)P Bei der Bewertung der Verdichtbarkeit eines Schüttmaterials müssen folgende Besonderheiten beachtet werden:

- Boden- und Felsart,
- Korngrößenverteilung,
- Kornform,
- Inhomogenität des Materials,
- Sättigungsgrad oder Wassergehalt,
- verwendetes Verdichtungsgerät.

(2) Um die Verdichtbarkeit einer Boden- oder Felsschüttung direkt bestimmen zu können, sollte ein Verdichtungsversuch mit dem vorgesehenen Material in den geplanten Schütthöhen und mit dem vorgesehenen Verdichtungsgerät durchgeführt werden. Die so erhaltene Dichte ist in Beziehung zu setzen zu den Ergebnissen genormter Verdichtungsversuche im Labor und zu Feldversuchen, die als Verdichtungskontrollen auf der Baustelle vorgesehen sind (z. B. Sondierungen, dynamische Verdichtungsprüfungen, Plattendruckversuche, Setzungsmessungen).

3.4 Geotechnischer Untersuchungsbericht

(1)P Die Ergebnisse einer Baugrunduntersuchung werden in einem Bericht zusammengestellt, der Grundlage für das im Abschnitt 2.8 beschriebene Geotechnische Gutachten ist.

(2) Der Geotechnische Untersuchungsbericht besteht normalerweise aus den folgenden zwei Teilen:

- Darstellung der verfügbaren geotechnischen Informationen, einschließlich geologischer Besonderheiten und relevanter Daten, und
- geotechnische Bewertung der Information, wobei die Annahmen aufgeführt werden, die Grundlage für die Festlegung der geotechnischen Parameter sind.

Diese Teile können in einem Bericht zusammengefaßt oder in mehrere Berichte aufgeteilt werden.

3.4.1 Darstellung der Geotechnischen Information

(1)P Die Darstellung der geotechnischen Informationen muß Angaben über alle Feld- und Laborarbeiten sowie eine Dokumentation der Versuchsdurchführungen enthalten.

(2) Falls erforderlich, sollte der Bericht zusätzlich folgende Informationen enthalten:

- Zweck und Umfang der geotechnischen Untersuchung,
- kurze Beschreibung des Bauvorhabens, für den der geotechnische Bericht erstellt wird, des Standorts, der Größe und der Geometrie des Bauwerks sowie der voraussichtlichen Belastung, Bauteile, Baustoffe usw.,
- Angabe der voraussichtlichen geotechnischen Kategorie des Bauwerks,
- Zeitraum, in dem die Feld- und Laborversuche durchgeführt wurden,
- Angaben über das Verfahren der Entnahme von Bodenproben sowie über ihren Transport und ihre Lagerung,
- Arten der benutzten Feldgeräte,
- Vermessungsdaten,
- Namen aller Berater und Subunternehmer;
- Beschreibung des Baugeländes, wobei auf folgendes besonders hingewiesen werden muß:
- Anzeichen für das Auftreten von Grundwasser,
- Verhalten der angrenzenden Bebauung,
- Verwerfungen,
- Aufschlüsse in Steinbrüchen und Bodenentnahmen,
- Rutschgebiete,
- Schwierigkeiten während des Aushubs;
- Vorgeschichte der Baustelle,
- Geologie der Baustelle,
- Information aus verfügbaren Luftbildern,
- örtliche Erfahrungen,
- Information über die Erdbebengefährdung des Gebiets,
- tabellarische Darstellung über Anzahl und Art der Feld- und Laborarbeiten sowie Darstellung anderer Beobachtungen, die während der Baugrunderkundung gemacht wurden,
- Angaben über die zeitlichen Veränderungen des Grundwasserspiegels in den Bohrlöchern während der Baugrundaufschlüsse und in den Grundwassermeßstellen nach Fertigstellung der Baugrundaufschlüsse,
- Zusammenstellung der Bohrergebnisse einschließlich der Fotos von Kernen, der Beschreibung der Schichtenfolge auf Grundlage der Ansprache im Feld und der Ergebnisse der Laborversuche,
- Zusammenfassung und Darstellung der Ergebnisse der Feld- und Laborversuche in Anlagen.

3.4.2 Bewertung der Geotechnischen Information

(1)P Die Bewertung der geotechnischen Information enthält (soweit in Frage kommend):

- Eine Übersicht über die Feld- und Laborarbeit. In den Fällen, in denen lediglich begrenzte oder unvollständige Daten vorliegen, soll dieses vermerkt sein. Falls die Daten lückenhaft, belanglos, unzureichend oder ungenau sind, muß dies erwähnt und entsprechend kommentiert werden. Das Verfahren der Probeentnahmen, der Transport und die Lagerung müssen bei Bewertung der Versuchsergebnisse berücksichtigt werden. Ungünstige oder ungewöhnliche Versuchsergebnisse müssen sorgfältig daraufhin untersucht werden, ob sie irreführend sind oder aber ein wirkliches Verhalten widerspiegeln, das bei der Dimensionierung beachtet werden muß.
- Falls erforderlich, Vorschläge für zusätzliche Feld- und Laborversuche mit einer Begründung dafür.

Derartige Vorschläge sollten ein detailliertes Untersuchungsprogramm enthalten, das Bezug nimmt auf die Fragen, die beantwortet werden müssen.

(2) Falls erforderlich, sollte die Bewertung folgende zusätzliche Punkte enthalten:

- tabellarische und graphische Darstellung der Ergebnisse der Feld- und Laborversuche im Hinblick auf das geplante Bauwerk und, falls erforderlich, Histogramme, die den Wertestreu der wesentlichen Daten und deren Verteilung darstellen,
- Höhe des Grundwasserspiegels und dessen jahreszeitlich bedingte Schwankungen,
- Profile, die die Schichtenfolge des Baugrunds darstellen. Eine detaillierte Beschreibung aller Schichten, einschließlich der physikalischen Eigenschaften, der Zusammendrückbarkeit und Festigkeit. Erläuterungen zu Anomalien und Unregelmäßigkeiten wie z. B. Einschlüsse und Hohlräume,
- Zusammenstellung und Darstellung des Streubereichs der geotechnischen Daten für jede Schicht. Die Darstellung sollte in einer Form erfolgen, die erlaubt, daraus die maßgebenden Bodenkennwerte für die Bemessung zu entnehmen.

4 Baukontrolle, Überwachung und Wartung

4.1 Allgemeine Forderungen

(1)P Um Sicherheit und Qualität eines Bauwerks zu gewährleisten, müssen folgende Punkte beachtet werden:

- die Arbeitsabläufe und die fachgerechte Ausführung sind zu beaufsichtigen,
- das Verhalten des Bauwerkes während und nach der Herstellung ist zu überwachen,
- das Bauwerk ist ordnungsgemäß zu warten.

(2)P Die Kontrolle über die Bauvorgänge und die fachgerechte Ausführung sowie die Überwachung des Bauwerksverhaltens während und nach der Herstellung sind nach den Vorgaben des Geotechnischen Gutachtens durchzuführen.

(3) Die Kontrolle über die Bauvorgänge und die Aufsicht über fachgerechte Ausführung beinhalten, soweit erforderlich, folgende Maßnahmen:

- Prüfung, ob die getroffenen Annahmen und die Bemessung für den Entwurf zutreffen,
- Feststellen der Unterschiede zwischen den tatsächlichen und den angenommenen Bodenverhältnissen,
- Prüfung, ob das Bauwerk entsprechend den Plänen ausgeführt wurde.

Die Überwachung des Bauwerkverhaltens während und nach den Bauarbeiten beinhaltet folgende Maßnahmen:

- Beobachtungen und Messungen über das Verhalten des Bauwerks und der Umgebung während der Bauarbeiten, um festzustellen, ob ergänzende Maßnahmen oder Änderungen des Bauablaufs u. a. vorzunehmen sind,
- Beobachtungen und Messungen, um das Verhalten des Bauwerks und das seiner Umgebung langfristig zu überwachen und zu bewerten.

(4)P Der Umfang und die Qualität der Überwachung und Kontrolle soll mindestens dem im Entwurf angenommenen entsprechen und mit den Bemessungsparametern und Sicherheitsfaktoren übereinstimmen. Planungsentscheidungen, die von Ergebnissen aus Überwachung und Kontrolle beeinflusst werden, müssen klar als solche dargestellt sein.

(5) Die Inspektion, Kontrolle und die Feld- und Laborversuche für die Überwachung der Bauausführung und Beobachtung des Bauwerksverhaltens sind während der Planungsphase festzulegen. Im Falle unvorhergesehener Ereignisse sollen Ausmaß und Häufigkeit der Kontrollen erweitert werden.

Anhang 1 enthält eine Kontroll-Liste für Ausführungskontrolle und Überwachung des fertigen Bauwerks.

4.2 Bauüberwachung

4.2.1 Überwachungsprogramm

(1)P Das im Geotechnischen Gutachten vorgesehene Überwachungsprogramm soll vertretbare Grenzwerte für die Meßgrößen angeben, die bei der Überwachung gemessen werden.

(2) Das Kontrollprogramm soll Art, Qualität und Umfang der Überwachung und Kontrolle aufführen, entsprechend:

- dem Grad der Unsicherheiten in den Entwurfsannahmen,
- der Komplexität der Bodenverhältnisse und Lasteinwirkungen,

- dem Versagensrisiko während des Baus,
- der Machbarkeit von Entwurfsabänderungen oder Änderungen während der Bauausführung.

4.2.2 Inspektion und Kontrolle

(1)P Die Bauarbeiten sollen laufend visuell überwacht und die Ergebnisse schriftlich festgehalten werden.

(2) Für die Geotechnische Kategorie 1 kann die Überwachung auf visuelle Kontrolle, überschlägliche Qualitätskontrollen und eine qualitative Beurteilung des Verhaltens des Bauwerks beschränkt sein.

Für die Geotechnische Kategorie 2 können oft Prüfungen der Baugrundeigenschaften oder des Bauwerksverhaltens erforderlich sein.

Für die Geotechnische Kategorie 3 können in jeder wichtigen Bauphase zusätzliche Messungen und Tests erforderlich sein.

(3)P Zu folgenden Punkten müssen Aufzeichnungen gemacht werden:

- signifikante Baugrund- und Grundwasserdaten,
- Bauabläufe,
- Materialgüten,
- Abweichungen vom Entwurf,
- Baubestandszeichnungen,
- Meßergebnisse und deren Beurteilung,
- Umweltbedingungen/Wetter,
- unvorhergesehene Ereignisse.

(4) Aufzeichnungen über vorübergehende Baumaßnahmen sollen ebenfalls aufbewahrt werden. Arbeitsunterbrechungen und Bedingungen für die Wiederaufnahme sollen schriftlich festgehalten werden.

(5)P Die Ergebnisse der Inspektion und Kontrolle müssen dem Planer zur Verfügung gestellt werden, bevor Entscheidungen über Änderungen getroffen werden.

4.2.3 Beurteilung des Entwurfs

(1)P Die Eignung des Bauverfahrens und der Bauablauf sind im Hinblick auf die angetroffenen Bodenverhältnisse zu überarbeiten, und das prognostizierte Bauwerksverhalten ist mit dem tatsächlichen zu vergleichen. Der Entwurf soll auf der Basis der Inspektions- und Kontrollergebnisse beurteilt werden. Falls erforderlich, muß der Bauwerksentwurf überarbeitet werden.

(2) Bei der Beurteilung des Entwurfs sollen die während des Baus ungünstigsten Verhältnisse berücksichtigt werden, in Bezug auf

- Bodenverhältnisse,
- Grundwasserverhältnisse,
- Einwirkungen auf das Bauwerk,
- Umwelteinwirkungen, auch Einflüsse wie Böschungsrutschungen und Steinschlag.

4.3 Kontrolle der Baugrundverhältnisse

4.3.1 Boden und Fels

(1)P Die Beschreibung und die geotechnischen Eigenschaften des Untergrundes in oder auf dem das Bauwerk errichtet oder gegründet wird, sind während der Bauzeit zu überprüfen.

(2) Für die Geotechnische Kategorie 1 soll der Untergrund wie folgt kontrolliert werden:

- Baustellenbesichtigung,
- Bestimmung aller Boden- und Felsarten im Einflußbereich des Bauwerkes,
- Aufzeichnung der beim Aushub vorgefundenen Boden- und Felsarten.

Für die Geotechnische Kategorie 2 sind auch die geotechnischen Eigenschaften des Untergrunds festzustellen. Zusätzliche Tests und Versuche können erforderlich werden. Repräsentative Proben sind zu entnehmen und auf Klassifizierungseigenschaften, Festigkeit und Verformbarkeit zu untersuchen.

Für die Geotechnische Kategorie 3 können zusätzlich Untersuchungen und Detailprüfungen des Baugrunds oder der Schüttung erforderlich sein, die den Entwurf stark beeinflussen können.

Indirekte Hinweise auf die Eigenschaften des Baugrunds (z. B. Rammprotokolle bei Pfählen) sollen dokumentiert und für die Interpretation der Baugrundverhältnisse herangezogen werden.

(3)P Abweichungen der Boden- bzw. Felseigenschaften, von denen im Entwurf ausgegangen wurde, sind unverzüglich dem Projektingenieur mitzuteilen.

(4)P Es ist zu prüfen, ob die Grundsätze in Entwurf und Bemessung bei den angetroffenen Baugrundgegebenheiten die geeigneten sind.

4.3.2 Grundwasser

(1)P Es sind Grundwasserspiegel, Porenwasserdruck und die chemischen Bestandteile des Grundwassers während der Bauausführung auf Übereinstimmung mit den Annahmen im Entwurf zu prüfen. Bei Baustellen mit hinsichtlich der Durchlässigkeit stark inhomogenem Untergrund sind umfassendere Untersuchungen erforderlich.

(2) Für die Geotechnische Kategorie 1 basieren Kontrollen gewöhnlich auf dokumentierte frühere Untersuchungen in derselben Gegend oder auf indirekt gewonnene Erkenntnisse.

Für die Geotechnischen Kategorien 2 und 3 werden die Grundwasserverhältnisse in der Regel direkt beobachtet, falls diese die Bauweise oder das Bauwerksverhalten stark beeinflussen würden.

Parameter der Grundwasserströmung und der Porenwasserdrücke können durch Piezometer gewonnen werden, die vorzugsweise vor Beginn der Bauarbeiten installiert werden. Es kann evtl. auch erforderlich sein, Piezometer in größeren Abständen von der Baustelle als Bestandteil des Kontrollsystems zu installieren.

Falls Änderungen des Porenwasserdrucks während der Bauarbeiten auftreten und das Bauwerksverhalten beeinflussen, müssen die Porenwasserdrücke bis zur Fertigstellung des Bauwerks oder bis zum Abbau des PW-Druckes auf unbedenkliche Werte ständig dokumentiert werden.

Für aufschwimmgefährdete Bauwerke muß der Wasserdruck während der Bauausführung so lange beobachtet werden, bis das Gewicht des Bauwerks ausreicht, um ein Aufschwimmen mit Sicherheit auszuschließen.

Chemische Analysen des Grundwassers müssen ausgeführt werden, wenn das Bauwerk oder vorübergehende Bauwerke beträchtlich durch chemische Angriffe beeinflusst werden können.

(3)P Die Auswirkungen von Bauarbeiten (einschließlich z. B. Grundwassersenkung, Injektions- und Tunnelbauarbeiten) auf die Grundwasserverhältnisse müssen überprüft werden.

(4)P Abweichungen von den im Entwurf angenommenen Grundwasserverhältnissen müssen unverzüglich dem Projektingenieur mitgeteilt werden.

(5)P Es ist zu prüfen, ob die Grundlagen des Entwurfs mit den angetroffenen Grundwasserverhältnissen im Einklang stehen.

4.4 Baukontrolle

(1)P Es ist zu prüfen, ob die Bauarbeiten mit den angenommenen Annahmen und Vorgaben des Geotechnischen Gutachtens und des Entwurfs im Einklang stehen.

(2) Für die Geotechnischen Kategorien 1 ist nicht unbedingt ein formaler Bauzeitplan dem Geotechnischen Gutachten beizufügen. Der Bauablauf wird normalerweise vom Auftragnehmer festgelegt. Für die Geotechnischen Kategorien 2 und 3 kann das Geotechnische Gutachten den Bauablauf vorgeben, von dem im Entwurf ausgegangen wurde. Alternativ dazu kann das Geotechnische Gutachten auch festlegen, daß der Auftragnehmer den Bauzeitplan bestimmt.

(3)P Spätere Änderungen der Bauweisen, wie sie im Entwurf und Geotechnischen Gutachten festgehalten wurden, sind sorgfältig und sachlich abzuwägen, (in die Planung) zu integrieren und dem Projektingenieur unverzüglich mitzuteilen.

(4)P Es ist zu prüfen, ob die Grundsätze des Entwurfs mit dem Bauablauf übereinstimmen.

4.5 Überwachung des fertigen Bauwerks

(1)P Die Ziele der Überwachung sind:

- Überprüfung der Entwurfsannahmen für das Bauwerksverhalten,
- Sicherstellen, daß das Bauwerk sich nach der Fertigstellung wie erwartet verhält.

(2)P Der Eigentümer/Kunde ist über die zur Überwachung des Bauwerksverhaltens nach Fertigstellung erforderlichen Maßnahmen zu informieren.

(3)P Das Überwachungsprogramm soll entsprechend dem Gründungsgutachten durchgeführt werden.

(4) Um Basisdaten für vergleichbare Bauvorhaben zu erhalten, sind Aufzeichnungen über das aktuelle Bauwerksverhalten erforderlich.

Folgende Messungen können durchgeführt werden:

- durch das Bauwerk verursachte Baugrundverformungen,
- Größe der Einwirkungen (Kräfte),
- Bodenpressung in der Gründungssohle des Bauwerks,
- Schwankungen der Porenwasserdrücke über die Zeit,
- Spannungen und Verformungen (vertikale und horizontale Bewegungen, Verdrehungen, Verkantungen) in Bauwerksteilen.

Meßergebnisse sind mit den qualitativen Beobachtungen zusammenzufassen (einschließlich Aussehen des Bauwerkes).

Die Dauer der Überwachungszeit nach der Fertigstellung kann, bedingt durch während der Bauzeit erhaltene Daten, geändert werden. Für Bauten, welche die Umgebung gefährden können oder bei denen bei Versagen hohe Sachschäden oder Lebensgefahr zu erwarten sind, kann die Kontrolldauer sich über 10 Jahre nach Fertigstellung oder über die gesamte Nutzungsdauer des Bauwerks erstrecken.

(5)P Die Ergebnisse der Überwachung sollen fortlaufend ausgewertet und interpretiert werden, in der Regel auch quantitativ.

(6) Für die Geotechnische Kategorie 1 ist eine einfache Überwachung, basierend auf Augenschein, ausreichend.

Für die Geotechnische Kategorie 2 kann die Beurteilung des Bauwerkverhaltens auf Meßdaten von Bewegungen an bestimmten Punkten des Bauwerks beruhen.

Für die Geotechnische Kategorie 3 soll sich die Beurteilung auf Messungen von Verschiebungen und Analysen beziehen, die auch die Arbeitsabläufe berücksichtigen.

(7)P Bei Bauwerken, die einen ungünstigen Einfluß auf den Baugrund oder die Grundwasserverhältnisse haben können, muß die Möglichkeit von Durchsickerungen oder Änderungen der Grundwasserströmung, besonders im Fall feinkörniger Böden, bei Planung der Bauwerksüberwachung berücksichtigt werden.

(8) Beispiele für solche Bauwerke sind:

- Stauanlagen,
- Dichtungselemente,
- Tunnel,
- große unterirdische Bauwerke,
- mehrgeschossige Keller,
- Böschungen und Stützbauwerke,
- Baugrundverbesserungen.

4.6 Unterhaltung

(1)P Dem Eigentümer/Bauherrn müssen die für die Sicherheit und den Betrieb erforderlichen Unterhaltungsmaßnahmen am Bauwerk angegeben werden.

(2) Die Angaben zu Unterhaltungs- und Wartungsarbeiten sollen folgendes enthalten:

- kritische Bauwerksteile, die regelmäßiger Inspektion bedürfen,
- Wartungsintervalle.

5 Schüttungen, Entwässerung, Bodenverbesserung und Bewehrung

5.1 Umfang

(1)P Die Vorgaben in diesem Kapitel gelten, wenn ausreichende Bodenverhältnisse in Verbindung mit:

- Anschüttung von fein- oder grobkörnigem Material,
- Entwässerung,

- Baugrundbehandlung,
- Baugrundbewehrung

erreicht werden.

(2) Schüttungen aus fein- oder grobkörnigem Material kommen bei Ingenieurbauwerken wie folgt vor:

- Anschüttung unter Fundamenten und Bodenplatten,
- Verfüllen von Gruben und Hinterfüllen von Stützbauwerken,
- Geländeaufhöhungen, einschließlich Aufspülungen und Anschüttung von Aushubmaterial,
- Deichen und Verkehrswegen.

Die Bodenentwässerung kann dauernd oder vorübergehend sein.

Baugrund, der zur Verbesserung seiner Eigenschaften speziell behandelt wird, kann natürlicher Boden oder Aufschüttmaterial sein. Die Bodenverbesserung kann dauernd oder vorübergehend sein.

(3)P Das Vorgehen beim Entwurf geotechnischer Bauwerke, die z. B. Schüttungen, Entwässerung, Bodenverbesserung und Bewehrung erfordern, wird in den Kapiteln 6 und 9 behandelt.

5.2 Grundsätzliche Anforderungen

(1)P Die grundsätzlichen Anforderungen, die erfüllt werden müssen, sind, daß aufgeschütteter, entwässerter, verbesserter oder bewehrter Baugrund widerstandsfähig gegen Lasteinwirkungen, Sickerwasser, Erschütterungen, Temperatur, Regenfälle usw. sein muß.

(2)P Diese Anforderungen gelten auch für den Untergund, auf den das Material aufgeschüttet wird.

5.3 Aufschüttungen

5.3.1 Grundlagen

(1)P Die Aufschüttung ist mit geeigneten Materialien und Geräten durchzuführen, so daß nach der Verdichtung die erforderlichen Eigenschaften erreicht sind.

(2) Transport und Einbau sollen schon beim Entwurf berücksichtigt werden.

5.3.2 Auswahl von Einbaumaterial

(1)P Die Kriterien für die Auswahl von geeignetem Einbaumaterial sollen Festigkeit, Steifigkeit und Durchlässigkeit nach der Verdichtung sowie die Art der Aufschüttung und der darauf zu errichtenden Bauwerke berücksichtigen.

(2) Geeignet sind die meisten natürlichen körnigen Materialien und einige Abfallprodukte, wie z. B. Abbaumaterial aus Bergwerken oder Flugasche. Auch künstliche Materialien wie z. B. leichte Zuschlagstoffe, können eingesetzt werden. Einige kohäsive Böden können zum Einsatz kommen, sie erfordern jedoch besondere Vorkehrungen.

(3)P Folgende Gesichtspunkte sind bei der Wahl des Einbaumaterials zu beachten:

- Korngröße,
- Bruchfestigkeit,
- Verdichtungsfähigkeit,
- Plastizität,
- organische Bestandteile,
- chemische Aggressivität,
- Verunreinigungen,
- Löslichkeit,
- Anfälligkeit für Volumenveränderungen (z. B. quellende Tone, schrumpfende Böden),
- Frostsicherheit,
- Festigkeit gegen Verwitterung,
- Auswirkung von Aushub, Transport und Einbau,
- Möglichkeit der Bodenverfestigung nach dem Einbau (z. B. bei Hochofenschlacke).

(4) Falls die örtlich vorhandenen Materialien in ihrem natürlichen Zustand nicht zum Einbau geeignet sind, können folgende Maßnahmen ergriffen werden:

- Wassergehalt anpassen,
- Mischen mit Zement, Kalk oder anderen Materialien,
- Brechen, Sieben oder Waschen,
- Schützen/Abdecken durch geeignetes Material,
- Filterschichten einbauen.

(5)P Falls das Einbaumaterial aggressive oder umweltbelastende Chemikalien enthält, müssen geeignete Maßnahmen zum Schutz der Bauwerke und des Grundwassers vorgesehen werden. Derart belastetes Einbaumaterial darf in großen Mengen nur in dauernd überwachten Anlagen verwendet werden.

(6)P In Zweifelsfällen soll die Herkunft des Einbaumaterials auf Eignung für den gewünschten Zweck überprüft werden. Die Art, Anzahl und Häufigkeit der Untersuchungen ist abhängig von der Art und Heterogenität des Materials und der Art des Bauwerks.

(7) In der Geotechnischen Kategorie 1 ist die visuelle Beurteilung des Materials meist ausreichend.

(8)P Das Einbaumaterial soll keine grösseren Mengen an Fremdstoffen enthalten, wie z. B. Schnee, Eis oder Torf.

5.3.3 Wahl des Einbauverfahrens und Verdichtungsarbeiten

(1)P Die Verdichtungskriterien sind für jede Zone oder Schicht des Einbaus unter Berücksichtigung ihrer Zweckbestimmung und der entsprechenden Anforderungen festzulegen.

(2)P Der Einbau und die Verdichtung sind so zu wählen, daß die Stabilität der Schüttung während der gesamten Bauzeit sichergestellt ist und der natürliche Untergrund nicht ungünstig beeinflusst wird.

(3)P Die Auswahl des Verdichtungsverfahrens ist abhängig von den Verdichtungskriterien sowie von:

- der Herkunft und Art des Einbaumaterials,
- der Einbaumethode,
- dem Einbauwassergehalt und dessen möglichen Schwankungen,
- der Dicke der Schüttlage zu Beginn und am Ende der Verdichtung,
- der Lufttemperatur und den Niederschlägen,
- der Gleichmäßigkeit der Verdichtung.

(4) Um das geeignete Verdichtungsverfahren zu wählen, sollte vorweg ein Feldversuch mit dem gewählten Einbaumaterial und Verdichtungsgerät durchgeführt werden. Dies ermöglicht die Festlegung des Vorgehens bei der Verdichtung (Schichtdicke, Anzahl der Überfahrten, geeignete Transportmöglichkeiten, zuzugebende Wassermenge und Einbau des Materials). Die Ergebnisse des Versuchs sind bei der Festlegung der Abnahmekriterien zugrundezulegen.

(5)P Bei Einbau von bindigem Material muß bei Niederschlägen die Einbauoberfläche geschützt, bzw. so profiliert werden, daß das Tagwasser abgeführt werden kann.

(6)P Gefrorene, quellende oder lösliche Böden dürfen nicht als Schüttmaterial verwendet werden.

(7) Bei Einbau bei Temperaturen unter dem Gefrierpunkt kann es erforderlich werden, das Einbaumaterial zu erwärmen und die Oberfläche der Schüttung zu schützen.

(8)P Falls Fundamente hinterfüllt werden, muß die Verdichtung so ausgeführt werden, daß spätere Setzungen in diesen Bereichen und unterhalb von Bodenplatten keine Schäden verursachen.

5.3.4 Kontrolle des Einbaus

(1)P Die Verdichtung muß visuell oder durch Versuche daraufhin überprüft werden, ob die Art des Einbaumaterials, der Einbauwassergehalt und die Verdichtungsarbeiten mit den vorgeschriebenen Kriterien übereinstimmen.

(2) Bei einigen Materialmischungen und Verdichtungsverfahren ist eine anschließende Überprüfung nicht erforderlich. Im Einzelfall ist es anstelle von Versuchen ausreichend zu prüfen, ob die Verdichtung wie bei den Feldversuchen oder vergleichbaren Baumaßnahmen durchgeführt wurde.

Die Kontrolle des Einbaus sollte durch eine der folgenden Maßnahmen erfolgen:

- Messung der Trockendichte und, falls laut Entwurf erforderlich, Messung des Wassergehaltes,
- Messung von Eigenschaften wie Eindringwiderstand, Steifemodul usw. Bei bindigen Böden können unter Umständen diese Messungen zur Prüfung ausreichender Verdichtung nicht herangezogen werden.

100% Proctordichte (2,5 kg Fallgewicht, Fallhöhe 0,3 m) im Durchschnitt und 97% Proctordichte einer Einbauschicht als Untergrenze sind geeignet für Anschüttungen, auf denen Fundamente errichtet werden sollen. Dadurch wird der Gefährdung durch Sackungen und Setzungsunterschiede vorgebeugt.

Bei Steinschüttungen oder bei Einbaumaterial mit hohem Anteil grober Bestandteile ist der Proctorversuch nicht anwendbar. Die Überprüfung der Verdichtung kann dann folgendermaßen durchgeführt werden:

- Überprüfung, ob die Verdichtung wie bei den Feldversuchen oder vergleichbaren Baumaßnahmen durchgeführt wurde,
- Überprüfung, ob die zusätzliche Setzung durch einen zusätzlichen Übergang des Verdichtungsgerätes niedriger ist als ein vorgegebener Wert,
- seismische Methoden.

(3)P Falls Überverdichtung vermieden werden muß, ist ein oberer Grenzwert für die Verdichtung festzulegen.

(4) Überverdichtung kann folgende unerwünschte Nebeneffekte hervorrufen:

- Harnischflächen und Teilbereiche mit zu hoher Steifigkeit bei Dämmen und Böschungen,
- hohe Erddrücke auf eingebettete Bauwerke und Stützbauwerke,
- Brechen von Materialien, wie z. B. weicher Fels, Schlacken oder vulkanische Sande, die als leichtes Füllmaterial benutzt wurden.

5.4 Entwässerung

(1)P Die Art, wie Böden entwässert oder Wasserdrücke verringert werden, muß auf Ergebnissen geotechnischer Untersuchungen beruhen.

(2) Wasser kann dem Boden entzogen werden durch Schwerkraft, offene Wasserhaltung, Saugbrunnen-Anlagen oder Großbrunnen bzw. durch Elektroosmose.

Die Art der Entwässerung richtet sich nach:

- den Boden- und Grundwasserverhältnissen,
- der Art des Bauvorhabens, z. B. Tiefe des Aushubs und Umfang der Entwässerung.

Teil eines Entwässerungssystems kann auch ein System von Versickerungs-/Schluckbrunnen in gewissem Abstand von der Baugrube sein.

(3)P Die Entwässerung muß folgenden Ansprüchen genügen:

- Bei Aushubarbeiten müssen die Baugrubenwände bei sinkendem Grundwasserspiegel standsicher sein. Außergewöhnliche Hebungen oder hydraulischer Grundbruch wegen zu starken Wasserdrucks unterhalb einer gering durchlässigen Schicht dürfen nicht eintreten,
- die vorgesehenen Maßnahmen dürfen nicht zu übermäßigen Setzungen oder Schäden an den benachbarten Bauwerken führen,
- sie soll übermäßigen Bodenverlust aus den Seiten und der Sohle der Baugrube durch Erosion vermeiden,
- außer bei Kornverteilungen, bei denen der Boden selber als Filter wirken kann, sind entsprechende Filter um die Pumpensümpfe anzuordnen, so daß Bodenausspülungen weitgehend vermieden werden,
- Grundwasser, das aus einer Baugrube gepumpt wurde, ist aus der Reichweite der Baugrube zu fördern und dort abzulassen,
- das Entwässerungssystem soll so geplant, angeordnet und installiert werden, daß Wasserstand und Porenwasserdrücke ohne signifikante Abweichungen vom Entwurf konstant gehalten werden,
- bei der Pumpenkapazität muß ein angemessener Spielraum vorhanden sein; eine standby-Pumpe soll für den Notfall verfügbar sein,
- es ist zu beachten, daß bei einem Anstieg des Grundwasserspiegels auf seinen ursprünglichen Stand empfindliche Böden, z. B. lockerer Sand, sacken können,
- übermäßiges Eindringen kontaminierten Wassers in die Baugrube ist zu verhindern,

- in Trinkwassergewinnungsgebieten ist eine übermäßige Entnahme von Grundwasser nicht gestattet.

(4)P Die Wirkung der Entwässerung wird durch Überwachung des Grundwasserspiegels, des Porenwasserdrucks und der Bodensetzungen kontrolliert. Die erfaßten Daten müssen regelmäßig ausgewertet werden, um die Wirkung der Entwässerung auf die Bodenverhältnisse und teilweise fertiggestellte sowie auf benachbarte Bauwerke festzustellen.

(5)P Falls über einen längeren Zeitraum Grundwasserabsenkungen durchgeführt werden, ist das Grundwasser auf darin gelöste Salze oder Gase zu untersuchen, die Korrosion oder Verstopfung der Brunnenfilter hervorrufen können. Auch Bakterien können bei langfristigen Arbeiten Verstopfungen bewirken.

5.5 Baugrundverbesserung und Bewehrung

(1)P Bevor eine baugrundverbessernde oder bewehrungstechnische Maßnahme geplant oder durchgeführt wird, sind geotechnische Untersuchungen durchzuführen, um ausreichende Kenntnisse über die Ausgangsbedingungen im Untergrund zu erhalten.

(2)P Die bodenverbessernden Maßnahmen sollen folgende Faktoren berücksichtigen:

- Mächtigkeit und Eigenschaften der anstehenden Bodenschichten und des Einbaumaterials,
- die Höhe des Wasserdrucks in den unterschiedlichen Schichten,
- Art, Größe und Anordnung des vom Baugrund zu tragenden Bauwerkes,
- Schutz angrenzender Bauwerke und Einrichtungen,
- handelt es sich um eine dauernde oder vorübergehende Baugrundverbesserung,
- bei angenommenen Verformungen, das Verhältnis zwischen Baugrundverbesserung und Bauablauf,
- Einflüsse auf die Umwelt, incl. Verschmutzung durch toxische Stoffe oder Veränderungen des Grundwasserspiegels,
- Langzeitverhalten im Hinblick auf Schädigungen von Baumaterialien oder Materialverschleiß.

(3) In vielen Fällen sind Baugrundverbesserung und Verbauarbeiten der Geotechnischen Kategorie 3 zuzuordnen.

(4)P Die Wirksamkeit der Bodenverbesserung ist anhand der Abnahmebedingungen zu prüfen und im Hinblick auf Änderungen gegenüber den ursprünglichen Baugrundeigenschaften oder Verhältnissen, die durch die Verbesserungsmethoden eingetreten sind, zu erfassen.

6 Flächengründungen

6.1 Geltungsbereich

(1)P Die Bestimmungen dieses Kapitels beziehen sich auf Flächengründungen und umfassen Einzel-, Streifen- und Plattengründungen. Einige Bestimmungen können auch auf Tiefgründungen wie Senkkästen angewendet werden.

6.2 Grenzzustände

(1)P Eine Liste der zu berücksichtigenden Grenzzustände ist zusammenzustellen.

Folgende Grenzzustände sind nachzuweisen:

- Verlust der allgemeinen Standsicherheit,
- Versagen durch Grundbruch,
- Versagen durch Gleiten,
- gemeinsames Versagen von Gründung und Bauwerk,
- Bauwerksversagen infolge von Fundamentbewegungen,
- exzessive Setzungen,
- exzessive Hebungen,
- unannehmbare Erschütterungen.

6.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen

1)P Bei der Zusammenstellung der Einwirkungen für die Grenzzustands-Berechnungen sind die in 2.4.2 aufgelisteten Einwirkungen zugrunde zu legen.

(2) Wenn die Bauwerkssteifigkeit erheblich ist, kann eine Untersuchung der Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk notwendig werden, um die Umverteilung der Einwirkungen zu ermitteln.

(3) Die Bemessungssituationen sind nach den in 2.2 genannten Regeln auszuwählen.

(4) Für die Auswahl der Bemessungssituationen für Flächengründungen ist es besonders wichtig, den Grundwasserspiegel zu ermitteln.

6.4 Gesichtspunkte bei Planung und Ausführung

(1) Bei der Wahl der Einbindetiefe einer Flächengründung ist folgendes zu berücksichtigen:

- Erreichen einer angemessenen tragfähigen Schicht,
- die Tiefe, bis zu der durch das Schwellen und Schrumpfen toniger Böden infolge jahreszeitlich bedingter Wetteränderungen oder durch Bäume oder Sträucher beträchtliche Bewegungen verursacht werden können,
- die Tiefe, bis zu der Frostschäden eintreten können,
- der Grundwasserspiegel und die Erschwernisse, die eintreten können, wenn der Baugrubenaushub tiefer erfolgen muß,
- mögliche Bodenbewegungen und Entfestigungserscheinungen in der tragenden Schicht durch Sickerwasser, klimatische Einflüsse oder durch die Bauausführung,
- der Einfluß des erforderlichen Baugrubenaushubs auf benachbarte Gründungen und Bauwerke,
- ein späterer Bodenaushub für Leitungsverlegungen neben der Gründung,
- vom Bauwerk ausgehende hohe oder niedrige Temperaturwirkungen,
- mögliche Auskolkungen.

(2) Zusätzlich zur Erfüllung der Anforderungen an das Bauwerksverhalten muß die Wahl der Gründungstiefe auch praktischen Erwägungen folgen, die sich aus einem wirtschaftlichen Aushub, der Einhaltung von Toleranzen, dem erforderlichen Arbeitsraum und den Abmessungen der Wand oder Stütze ergeben, für die das Fundament vorgesehen ist.

(3) Bei der Bemessung einer Flächengründung ist eines der folgenden Rechenverfahren anzuwenden:

- 1. Direktes Verfahren, bei dem für jeden Grenzzustand ein eigener Nachweis mit Rechenmodellen und mit den Bemessungswerten für Einwirkungen und Bodenparameter zu führen ist. Für den Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit soll die Berechnung den erwarteten Bruchmechanismus so genau wie möglich wiedergeben. Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist eine Verformungsberechnung erforderlich.
- 2. Anwendung zulässiger Sohldrücke; sie werden empirisch aufgrund vergleichbarer Erfahrung und der Ergebnisse von Feld- oder Laborversuchen und bezogen auf die Einwirkungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit festgelegt, so daß die Anforderungen aller in Frage kommenden Grenzzustände erfüllt sind.

Rechenmodelle für die Bemessung von Flächengründungen nach den Grenzzuständen 1 und 2 werden in 6.5 und 6.6 angegeben.

Zulässige Sohldrücke für den Entwurf von Flächengründungen auf Fels gibt Abschnitt 6.7 an.

6.5 Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit

6.5.1 Gesamtstandsicherheit

(1) Versagen durch Verlust der Gesamtstandsicherheit muß insbesondere bei Flächengründungen unter folgenden Umständen überprüft werden:

- auf geneigtem Gelände, auf oder an einem Hang oder einer Böschung,
- neben einer Baugrube oder einer Stützmauer,
- in der Nähe eines Flusses, Kanals, Staubeckens oder Seeufers,
- im Einflußbereich des Bergbaus und unterirdischer Bauwerke.

In solchen Fällen muß mit den in Kapitel 9 genannten Richtlinien nachgewiesen werden, daß ein Versagen des Bodens, in dem die Gründung steht, durch Geländebruch hinreichend ausgeschlossen werden kann.

6.5.2 Grundbruch

6.5.2.1 Allgemeines

(1)P Für den Nachweis, daß eine Gründung die Bemessungslast gegen einen Grundbruch mit ausreichender Sicherheit tragen kann, ist für alle Lastfälle und Last-Kombinationen des Grenzzustands der Tragfähigkeit nachstehende Ungleichung zu erfüllen:

$$V_d \leq R_d \quad (6.1)$$

wobei

V_d die Bemessungs-Grundbruchlast normal zur Gründungssohle, einschließlich des Eigengewichts des Fundaments und eventuelle Auffüllmassen ist. Unter dränierten Bedingungen müssen die Wasserdrücke im allgemeinen bei der Ermittlung von V_d als Einwirkungen einbezogen werden

R_d ist der Bemessungswiderstand des Fundaments gegen Normalkräfte unter Berücksichtigung der Einflüsse auf Lastneigung und Last-Exzentrizität. R_d ist aus den Bemessungswerten der nach 2.4.3 und 3.3 maßgebenden Parameter zu berechnen.

(2) Wenn die Wasserdrücke rund um das Fundament hydrostatischer Natur sind, kann die Berechnung von V_d durch Ansatz des Auftriebs vereinfacht werden.

6.5.2.2 Analytisches Verfahren

(1)P Beim analytischen Nachweis des vertikalen Grundbruchwiderstands R_d einer Flächengründung müssen besonders bei feinkörnigen Böden, in denen Porenwasserdruckänderungen die Scherfestigkeit beeinflussen können, sowohl kurzfristige wie langfristige Situationen nachgewiesen werden.

(2) Anhang 2 gibt exemplarisch ein Verfahren zur Grundbruchberechnung an.

(3)P Wenn die Locker- oder Festgesteinsmasse unter einem Fundament durchgängig ein erkennbares Muster von Schichten oder Diskontinuitäten aufweist, müssen der angesetzte Bruchmechanismus und die gewählten Parameter für die Scherfestigkeit und die Verformungsberechnung derartige strukturelle Gegebenheiten des Baugrunds berücksichtigen.

(4)P Beim Nachweis des Bemessungs-Grundbruchwiderstands eines Fundaments auf einer stark geschichteten Bodenformation sind die Bemessungswerte der Bodenkennwerte für jede Schicht zu ermitteln.

(5) Wo eine feste Schicht unter einer weichen liegt, kann der Grundbruchwiderstand unter Zugrundelegung der Scherparameter der weichen Schicht geführt werden.

6.5.2.3 Halbempirisches Verfahren

(1)P Der Bemessungs-Grundbruchwiderstand einer Flächengründung kann halbempirisch aus den Ergebnissen von Feldversuchen unter Berücksichtigung einschlägiger Erfahrung abgeleitet werden.

(2) Anhang C gibt hierfür ein Beispiel.

6.5.3 Versagen durch Gleiten

(1)P Wenn die Belastung nicht senkrecht zur Fundamentsohle wirkt, ist für die Fundamente der Nachweis der Gleitsicherheit zu führen.

(2)P Beim Nachweis der Gleitsicherheit auf einer waagerechten Sohlfläche ist nachstehende Ungleichung zu erfüllen:

$$H_d \leq S_d + E_{pd} \quad (6.2)$$

wo

H_d die waagerechte Komponente der Bemessungslast einschließlich der aktiven Bemessungs-Erddrücke,
 S_d der Bemessungs-Scherwiderstand zwischen Fundamentsohle und Untergrund

und

E_{pd} der Bemessungs-Erdwiderstand neben dem Fundament ist, der mit einer dem betrachteten Grenzzustand entsprechenden Verschiebung geweckt werden kann und während der ganzen Lebensdauer des Bauwerks vorhanden ist.

(3) Die Bemessungswerte sowohl von S_d wie von E_{pd} sollten auf das Maß der für den betrachteten Grenzzustand vorhersehbaren Verschiebungsgröße abgestimmt sein. Bei großen Verschiebungen sollte der mögliche Einfluß des Bodenverhaltens nach Überschreiten der maximalen Scherfestigkeit berücksichtigt werden.

(4)P Bei geneigter Fundamentsohle ist eine Bedingung analog der Ungleichung (6.5) zu erfüllen.

(5)P Bei Fundamenten, die im tonigen Boden innerhalb der Zone jahreszeitlich bedingter Bewegungen gegründet werden, ist die Möglichkeit zu berücksichtigen, daß sich der tonige Boden von den Seitenflächen durch Schrumpfung ablöst.

(6)P Die Möglichkeit, daß der Boden vor dem Fundament durch Erosion oder menschliche Aktivität entfernt wird, ist zu berücksichtigen.

(7)P Unter dränierten Bedingungen ist der Bemessungs-Scherwiderstand mit der Gleichung

$$S_d = V_d \tan \delta_d \quad (6.3)$$

zu berechnen, wo

V_d der Bemessungswert der Normalkraft auf die Fundamentsohle

und

δ_d der Bemessungswert des Sohlreibungswinkels

sind.

(8) Der Bemessungswert des Sohlreibungswinkels δ_d kann bei Ortbetonfundamenten dem Bemessungswert des Scherwinkels ϕ'_d , bei vorgefertigten Fundamenten mit glatter Sohle dem Wert $2/3 \phi'_d$ gleichgesetzt werden. Eine eventuelle effektive Kohäsion c' sollte vernachlässigt werden.

(9)P Bei undrainierten Bedingungen ist der Bemessungswert des Scherwiderstands S_d im allgemeinen zu begrenzen durch:

$$S_d = A' c_u \quad (6.4)$$

wo A' die effektive Sohlfläche ist, siehe 6.5.2.2 und c_u die Scherfestigkeit des undrainierten Bodens.

Falls es möglich ist, daß Wasser oder Luft in die Grenzfläche zwischen einem Fundament und einem undrainierten Tonuntergrund eindringen kann, ist folgendes nachzuweisen:

$$S_d = 0,4 \cdot V_d \quad (6.5)$$

Die Bedingung (6.5) darf nur außer Betracht bleiben, wenn die Bildung einer klaffenden Fuge zwischen Fundament und Baugrund in druckfreien Bereichen durch Unterdruckspannung verhindert wird.

6.5.4 Lasten mit großer Ausmittigkeit

(1)P Besondere Vorkehrungen sind erforderlich, wenn die Ausmittigkeit der Last $1/3$ der Breite eines Rechteckfundaments bzw. $0,6$ des Radius eines Kreisfundaments überschreitet. Solche Vorkehrungen umfassen:

- eine sorgfältige Überprüfung der Bemessungswerte der Einwirkungen entsprechend 2.4.2,
- die Festlegung des Fundamentrandes unter Berücksichtigung möglicher Maßabweichungen bei der Bauausführung.

(2) Wenn bei der Ausführung nicht besondere Sorgfalt waltet, sollte mit Abweichungen bis zu $0,10$ m gerechnet werden.

(3)P Der o. g. vorsichtige Bemessungswert für die Festlegung des Fundamentrandes ist beim Grundbruchnachweis in Rechnung zu stellen.

6.5.5 Bauwerksversagen durch Fundamentbewegung

(1)P Vertikale und horizontale Verschiebungsunterschiede der Bauwerksfundamente bei Ansatz der Bemessungslasten und Verformungsparameter des Grenzzustandes der Tragfähigkeit sind zu berücksichtigen um sicherzugehen, daß sie nicht zu einem Grenzzustand 1 im Bauwerk führen.

(2) Das in 6.4 (3) 2 dargestellte Verfahren kann angewendet werden, indem eine Bemessungs-Tragslast angesetzt wird, bei der die Verschiebungen keinen Grenzzustand 1 im Aufgehenden verursachen.

(3)P In einem zum Schwellen neigenden Untergrund ist die mögliche Hebungsdifferenz festzustellen, damit die Gründungen und das Bauwerk dafür bemessen oder dem konstruktiv angepaßt werden können.

6.6 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

(1)P Die vom Überbau verursachten Fundamentverschiebungen müssen sowohl als Verschiebung der Gründung insgesamt wie auch als Verschiebungsunterschiede der verschiedenen Gründungsteile untersucht werden.

(2)P Bei der Berechnung der Fundamentbewegungen zum Vergleich mit den Kriterien der Gebrauchstauglichkeit sind die Bemessungslasten des Grenzzustands 2 anzusetzen.

(3)P Die mögliche Streuung der vertikalen und horizontalen Fundamentbewegungen ist zu ermitteln und mit den in 2.4.5 angegebenen Bewegungstoleranzen zu vergleichen.

(4)P Verschiebungen, die von Einwirkungen auf die Gründung ausgelöst werden, wie sie in 2.4.2 aufgelistet sind, sind zu berücksichtigen.

(5)P Verfahren zur Berechnung der von den Lasten verursachten vertikalen Fundamentverschiebungen (Setzungen) sind in 6.6.1 angegeben.

(6) Setzungsberechnungen sollten nicht als exakt angesehen werden. Sie geben nur einen annähernden Hinweis.

6.6.1 Setzung

(1)P Setzungsberechnungen sollen sowohl die Sofort- wie auch die Zeitsetzung umfassen.

(2) Bei der Setzungsberechnung für gesättigte Böden sollten nachstehende drei Setzungskomponenten berücksichtigt werden:

- Setzungen ohne Drainung im vollständig gesättigten Boden infolge volumenkonstante Scherverformung s_0 ;
- Konsolidationssetzung s_1 ;
- Kriechsetzung s_2 .

Besondere Beachtung sollte Bodenarten wie organischen Böden oder sensitiven Tonen gegeben werden, in denen Setzung infolge des Kriechens fast unendlich lange andauert.

Die Tiefe, bis zu der kompressible Bodenschichten berücksichtigt werden sollten, hängt von Form und Größe der Gründung, der Tiefenabhängigkeit der Bodensteifigkeit und vom Abstand der Fundamente ab.

In der Regel darf eine Tiefe genommen werden, bei der die effektive Vertikalspannung aus der Fundamentlast 20% der effektiven Bodenauflast ausmacht.

In vielen Fällen darf diese Tiefe auch grob als ein- bis zweifache Fundamentbreite abgeschätzt werden, sollte aber für wenig belastete, weit gespannte Sohlplatten reduziert werden. Diese Abschätzung gilt nicht für sehr weiche Böden.

(3)P Eine eventuell mögliche, zusätzliche Setzung durch die Eigenverdichtung des Bodens ist ebenfalls anzugeben.

(4) Folgendes sollte berücksichtigt werden:

- bei Auffüllung und zur Sackung neigenden Böden die möglichen Auswirkungen von Eigengewicht, Überflutung, Durchnässung und Erschütterung,
- bei Sanden mit gebräucher Kornsubstanz die Auswirkungen von Spannungsänderungen.

(5)P Je nach Eignung sind entweder lineare oder nicht-lineare Ansätze für die Steifigkeit des Untergrunds anzuwenden.

(6) Anhang D gibt beispielhaft Verfahren der Setzungsermittlung an.

(7)P Die Setzungsdifferenzen und Relativverdrehungen sind zu ermitteln, wobei sowohl die Lastverteilung wie auch die mögliche Schwankungen der Beschaffenheit des Untergrundes zu berücksichtigen sind, um sicherzugehen, daß dies nicht zu einem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit führt.

(8) Setzungsunterschiede, die ohne Rücksicht auf die Überbausteifigkeit berechnet werden, tendieren zur Überschätzung. Um reduzierte Werte der Setzungsunterschiede zu rechtfertigen, kann eine Untersuchung der Wechselwirkung Baugrund/Bauwerk von Nutzen sein.

Setzungsunterschiede infolge der Streuung der Baugrundeigenschaften sollten in Ansatz gebracht werden, sofern sie nicht durch die Bauwerkssteifigkeit verhindert werden. Bei Flächengründungen auf gewachsenem Baugrund kann ihre Größe typischerweise bis zu 10 mm ausmachen, überschreitet aber in der Regel nicht 50% der rechnerischen Gesamtsetzung.

Die Verdrehung eines ausmittig belasteten Fundaments darf mit Annahme einer linearen Sohlendruckverteilung gerechnet werden, indem die Setzung an den Fundamentecken aufgrund der Vertikalspannungsverteilung im Boden unter diesen Punkten zugrundegelegt und mit den vorgenannten Rechenverfahren ermittelt wird.

6.6.2 Schwingungsberechnung

(1)P Bauwerksgründungen, die Schwingungen ausgesetzt sind oder dynamische Einwirkungen zu übertragen haben, sind so zu planen, daß die Schwingungen keine exzessiven Setzungen und Schwingungen verursachen.

(2) Es sollte dafür gesorgt werden, daß zwischen der Erregerfrequenz und einer kritischen Eigenfrequenz des Fundament/Boden-Systems keine Resonanz und im Untergrund keine Verflüssigung eintritt.

(3)P Durch Erdbeben verursachte Schwingungen sind gemäß ENV 1998-1 zu berücksichtigen.

6.7 Gründungen auf Fels: Ergänzende Planungs-Grundsätze

(1)P Die Planung von Flächengründungen auf Fels soll folgende Gesichtspunkte in Rechnung stellen:

- die Verformbarkeit und Festigkeit des Gesteinskörpers und die zulässige Setzung des gestützten Bauwerks,
- das Vorhandensein irgendwelcher weichen Einlagerungen, löslicher Bereiche, Verwerfungen usw. unterhalb der Gründung,
- das Vorhandensein von Lagerfugen und anderen Diskontinuitäten und ihre Eigenschaften (z. B. Kluftfüllungen, Kontinuität, Kluftweite, Kluftabstand),
- den Verwitterungs- und Zerfallsgrad und die Brüchigkeit des Gesteins,
- die Störung des gewachsenen Zustands des Gesteins durch Baumaßnahmen wie untertägige Bauwerke, Böschungen usw. in der Nähe der Gründung.

(2) Flächengründungen auf Fels können normalerweise mit zulässigen Sohldrücken bemessen werden, wie sie in 6.4 (3)P beschrieben sind.

Bei festen, intakten Ergußgesteinen, Gneis, Kalk- oder Sandsteinen ist der zulässige Sohldruck durch die Druckfestigkeit des Betonfundaments begrenzt.

Anhang 5 gibt beispielhaft ein Verfahren an, wie der zulässige Sohldruck bei Flächengründungen auf Fels abgeleitet werden kann.

Die Setzung eines Fundaments kann auf der Grundlage vergleichbarer Erfahrung in Bezug auf die Felsklassifikation, Ziffer 3.3.9 ermittelt werden.

6.8 Bauteilbemessung

(1)P Die konstruktive Bemessung des Betons und der Bewehrung einer Flächengründung ist entsprechend 2.4 vorzunehmen.

(2) Bei starren Fundamenten darf eine lineare Sohldruckverteilung angesetzt werden. Genauere Untersuchungen der Wechselwirkung Bauwerk/Baugrund können nach den Regeln von 2.1 (8)P zugunsten einer wirtschaftlicheren Bemessung durchgeführt werden.

Bei biegeweichen Gründungen kann die Sohldruckverteilung aus einer Modellvorstellung abgeleitet werden, bei der die Gründung als Balken oder Platte auf einem verformbaren Kontinuum oder auf einer Serie von Federn mit angepaßter Elastizität mit Festigkeit ruht.

(3)P Die Gebrauchstauglichkeit von Streifen- oder Plattengründungen ist für die Lasten des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit und eine mit den Verformungen der Gründung und des Bodens verträglichen Sohldruckverteilung nachzuweisen.

(4) In der Regel darf eine lineare Sohldruckverteilung angesetzt werden.

In Fällen mit Einzellasten auf einer Streifen- oder Plattengründung können die Querkräfte und Biegemomente im Bauwerk mit dem Rechenmodell der linear-elastischen Bettung ermittelt werden. Die Bettungsmoduln sollten mittels einer Setzungsberechnung aufgrund einer sachgerechten Einschätzung der Sohldruckverteilung bestimmt werden. Die Moduln sollten so angepaßt werden, daß die rechnerischen Sohldrücke nicht Werte annehmen, für die die Annahme der Linearität nicht mehr zutrifft.

Die Gesamtsetzung und die Setzungsdifferenzen des Bauwerks als Ganzes sollten gemäß 6.6.1 berechnet werden. Dafür sind Bettungsmodulverfahren oft ungeeignet.

Genauere Verfahren wie FEM-Berechnungen sollten angewendet werden, wenn die Wechselwirkung Baugrund/Bauwerk einen dominierenden Einfluß hat.

7 Pfahlgründungen

7.1 Allgemeines

(1)P Die Bestimmungen dieses Abschnitts gelten für Spitzendruckpfähle, Reibungspfähle, Zugpfähle und querbelastete Pfähle, die durch Rammen, Drücken, Drehen oder Bohren mit oder ohne Verfüllung hergestellt werden.

7.2 Grenzzustände

(1)P Die nachzuweisenden Grenzzustände sind aufzulisten. Folgende Grenzzustände sind zu berücksichtigen:

- Verlust der Gesamtstandsicherheit,
- Versagen der Pfahlgründung durch Verlust der Tragfähigkeit,
- Auftrieb oder ungenügender Zugwiderstand der Pfahlgründung,
- Bodenversagen bei Querbelastung der Pfahlgründung,
- Materialversagen der Pfähle bei Druck, Zug, Biegung, Knicken oder Schub,
- gemeinsames Versagen von Baugrund und Bauwerk,
- unzulässig große Setzungen,
- unzulässig große Hebungen,
- unzulässige dynamische Beanspruchungen.

7.3 Einwirkungen und Entwurfsgrundlagen

7.3.1 Allgemeines

(1)P Für die Berechnung von Grenzzuständen müssen die unter 2.4.2 aufgelisteten Einwirkungen berücksichtigt werden.

(2)P Die Entwurfssituationen sollen gemäß den unter 2.2 aufgeführten Regeln aufgestellt werden.

(3) Eine Untersuchung der Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund kann erforderlich sein, um die Einwirkungen aus dem Bauwerk zu bestimmen, die für die Bemessung der Pfahlgründung anzusetzen sind. Es kann notwendig werden, bei der Untersuchung der Wechselwirkung sowohl die unteren wie auch die oberen charakteristischen Größen der Verformungsparameter zu berücksichtigen.

7.3.2 Einwirkungen infolge von Baugrundverformungen

7.3.2.1 Allgemeines

(1)P Im Baugrund, in dem Pfähle stehen, können durch Konsolidation, Schwellen, benachbarte Lasten, Kriechen des Bodens Rutschungen der Erdbeben, Verschiebungen auftreten. Diese Phänomene beeinflussen die Pfähle durch nach unten gerichtete Kräfte (negative Mantelreibung), Hebungen, Dehnungen, Querbelastungen und Verschiebungen. In solchen Fällen sind die Bemessungswerte der Scherfestigkeit und Steifigkeit des sich bewegenden Bodens in der Regel als obere Grenzwerte anzusetzen.

(2)P Einer der beiden folgenden Ansätze ist bei der Bemessung anzuwenden:

- Die Bodenverschiebung wird als Einwirkung behandelt. Mit einer Analyse der Wechselwirkungen werden danach die Pfahlkräfte, die Verschiebungen und die Dehnungen im Pfahl bestimmt.
- Ein oberer Grenzwert der Kräfte, die aus dem Baugrund in den Pfahl eingeleitet werden können, wird als Bemessungswert der Einwirkungen ausgewiesen. Die Bestimmung dieser Kräfte muß die Baugrundfestigkeit und die Ursache der Beanspruchung berücksichtigen, die sich durch das Gewicht oder die Zusammenrückung des sich bewegenden Bodens oder die Größe der Störeinwirkungen ergibt.

7.3.2.2 Negative Mantelreibung

(1)P Wenn in der Berechnung die negative Mantelreibungskraft als Einwirkung behandelt wird, ist der Maximalwert anzusetzen, der durch eine zu große Baugrundbewegung relativ zum Pfahl verursacht werden kann.

(2) Bei einer Berechnung des Maximalwertes sollten der Scherwiderstand des Bodens längs des Pfahlschaftes, die Tiefe der kompressiblen Schicht, das Gewicht des Bodens und die setzungsversursachende Oberflächenlast neben jedem Pfahl in Rechnung gestellt werden.

Bei einer Pfahlgruppe darf die Obergrenze der "herunterziehenden" negativen Mantelreibungskraft aus dem Gewicht der setzungsverursachenden Auflast unter Berücksichtigung von Druckänderungen im Grundwasser erfolgen, die aus Absenkung, Konsolidation oder Pfahlrammung herrühren.

(3)P Wenn nur geringe Baugrundsetzungen nach der Pfahlherstellung erwartet werden, darf eine wirtschaftliche Bemessung dadurch erreicht werden, daß die Setzung als Einwirkung behandelt und eine Interaktionsrechnung durchgeführt wird. Der Bemessungswert der Bodensetzung ist unter Ansatz der Bodenwichte und der Kompressibilität gemäß 2.4.3 zu bestimmen.

(4) Interaktionsrechnungen sollten die Verschiebungen des Pfahls relativ zu dem sich bewegenden Boden, den Scherwiderstand des Bodens am Pfahlschaft, das Gewicht des Bodens sowie die zu erwartende Flächenlast auf der Geländeoberfläche um den einzelnen Pfahl berücksichtigen, die Ursachen der negativen Mantelreibung sind.

7.3.2.3 Haltung

(1)P Bei Betrachtung von Hebungseffekten oder aufwärts gerichteten Kräften, die am Pfahlschaft wirken können, ist die Bodenbewegung allgemein als Einwirkung anzusetzen.

(2) Expansion oder Hebung des Bodens kann aus Entlastung, Aushub, Frosteinwirkung oder Rammen benachbarter Pfähle resultieren. Sie kann auch durch eine Erhöhung des Wassergehaltes im Boden entstehen, die durch Abholzen von Bäumen, Abstellen von Entnahmen aus dem Grundwasserleiter, Verdunstungsverhinderung (durch neue Bautätigkeit) oder durch Unfälle verursacht werden.

Die Hebung kann während der Bauausführung eintreten, bevor die Pfähle durch das Bauwerk belastet werden und kann zu nichttolerierbaren Pfahlhebungen oder zum Bruch des Pfahlbaustoffs führen.

7.3.2.4 Querbelastung (Seitendruck)

(1)P Quergerichtete Bodenbewegungen verursachen Seitendruck auf Pfahlgründungen. Querbelastung ist zu berücksichtigen, wenn einer der folgenden Fälle oder eine Kombination davon eintritt:

- unterschiedlich hohe Auflasten auf beiden Seiten der Pfahlgründung,
- unterschiedliche Aushubtiefen auf beiden Seiten der Pfahlgründung,
- Pfahlgründung am Rande eines Dammes,
- Pfahlgründung in einem kriechenden Hang,
- Schrägpfähle in sich setzendem Baugrund,
- Pfähle in Erdbebengebieten.

(2) Die Querbelastung sollte im Regelfall abgeschätzt werden, indem die Pfähle als Balken in einer sich verformenden Bodenmasse angesehen werden.

Wenn die Horizontalbewegung in weichen Deckenschichten groß ist und die Pfähle weiträumig gestellt sind, hängt die resultierende Querbelastung von der Scherfestigkeit dieser Schichten ab.

7.4 Bemessungsverfahren und Gesichtspunkte für die Bemessung

7.4.1 Bemessungsverfahren

(1)P Bei der Bemessung ist von einem der folgenden Ansätze auszugehen:

- den Ergebnissen statischer Probelastungen, für die mittels Berechnung oder auf andere Weise nachgewiesen wurde, daß sie mit anderen einschlägigen Erfahrungen übereinstimmen,
- empirischen oder analytischen Berechnungsverfahren, deren Zuverlässigkeit durch statische Probelastungen unter vergleichbaren Bedingungen nachgewiesen ist,
- den Ergebnissen dynamischer Probelastungen, deren Zuverlässigkeit durch statische Probelastungen unter vergleichbaren Bedingungen nachgewiesen ist.

(2) Bemessungswerte für Bodenkennwerte, die bei Berechnungen verwendet werden, sollen mit Abschnitt 3.3 generell übereinstimmen; die Ergebnisse von Probelastungen können jedoch auch für die Festlegung von Bodenkennwerten herangezogen werden.

Statische Belastungsprüfungen können an Versuchspfählen durchgeführt werden, die zu reinen Versuchszwecken vor Abschluß der Bemessung hergestellt werden, oder an Bauwerkspfählen, die zur Gründung gehören.

In Einzelfällen kann es hinreichend sein, das beobachtete Verfahren einer vergleichbaren, vorhandenen Pfahlgründung anstelle von Pfahlprobelastungen zu verwenden, vorausgesetzt, daß dieses Vorgehen durch die Ergebnisse von Baugrunduntersuchungen und Feldversuchen untermauert ist. Pfahlgründungen für Bauwerke, die der GK I zugeordnet sind, können aufgrund einschlägiger Erfahrung ohne Probelastungen oder Berechnungen bemessen werden, wenn Pfahlart und Baugrundverhältnisse innerhalb des Erfahrungsbereiches bleiben, die Baugrundverhältnisse überprüft und die Pfahlherstellung nach den Grundsätzen von Abschnitt D überwacht wird.

7.4.2 Gesichtspunkte für die Bemessung

(1)P Das Verhalten von Einzelpfählen oder Pfahlgruppen sowie die Steifigkeit und Festigkeit der Bauwerksteile, die Pfähle verbinden, sind zu berücksichtigen.

(2)P Bei der Wahl der Berechnungsverfahren und Parameterwerke und bei der Verwendung von Probelastungsergebnissen sind die Belastungsdauer und die zeitliche Abfolge der Belastung zu berücksichtigen.

(3)P Geplante zukünftige Aufschüttungen oder Bodenaushübe oder mögliche Änderungen der Grundwasserhältnisse sind sowohl bei den Berechnungen wie auch bei der Verwendung von Probelastungsergebnissen zu berücksichtigen.

(4)P Für die Wahl der Pfahlart, einschließlich der Güte des Pfahlbaustoffs und der Herstellungsmethode, sind zu berücksichtigen:

- die Baugrundverhältnisse auf dem Baugelände, einschließlich vorhandener oder möglicher Hindernisse im Untergrund,
- Beanspruchungen, die während der Pfahlherstellung auftreten,
- die Möglichkeit zum Schutz und zur Prüfung der Integrität des hergestellten Pfahls,
- die Auswirkungen der Einbringungsart und der Reihenfolge der Pfahlherstellung auf bereits hergestellte Pfähle und auf benachbarte Bauwerke oder Versorgungsleitungen,
- die Toleranzen innerhalb derer die Pfähle zuverlässig hergestellt werden können,
- die nachteiligen Auswirkungen chemischer Stoffe im Baugrund.

(5) Zur Betrachtung vorstehender Aspekte sind folgende Punkte zu beachten:

- die Anordnung der Pfähle in Pfahlgruppen,
- Verschiebungen oder Erschütterungen benachbarter Bauwerke durch die Pfahlherstellung,
- Typ des verwendeten Ramm- oder Vibrationsbären,
- dynamische Spannungen im Pfahl während der Rammung,
- für solche Bohrpfähle, für die Stützflüssigkeit innerhalb des Bohrlochs benutzt wird, die Notwendigkeit, den Flüssigkeitsdruck auf einem Niveau zu halten, das sicherstellt, daß das Bohrloch nicht einfällt und an der Bohrlochsohle kein hydraulischer Grundbruch eintritt,
- Reinigung der Bohrlochsohle und manchmal des Schaftbereichs bei Bentonitsuspension, um aufgeweichtes und aufgelockertes Material zu entfernen,
- örtliche Instabilität eines Pfahlbohrloches bei der Betonierung, die einen Bodeneinschluß innerhalb des Schaftes verursachen kann,
- Eindringen von Boden oder Wasser in den Querschnitt der Ortbetonpfähle,
- Störungen des Abbindevorgangs des Betons durch fließendes Grundwasser,
- die Möglichkeit, daß ungesättigte Sandschichten in der Pfahlumgebung, dem Beton Wasser entziehen können,
- die verzögernde Wirkung chemischer Verbindungen im Baugrund oder die Auswirkung von Grundwasserbewegungen auf den Frischbeton bei Ortbetonpfählen, die nicht bleibend durch Hülsen geschützt sind,
- Bodenverdichtung aufgrund der Einbringung von Verdrängungspfählen,
- Störungen des Bodens durch den Bohrvorgang bei Bohrpfählen.

7.5 Pfahlprobelastungen

7.5.1 Allgemeines

(1)P Pfahlprobelastungen sind in folgenden Fällen auszuführen:

- wenn eine Pfahlart oder ein Herstellungsverfahren angewendet wird, das außerhalb vergleichbarer Erfahrung liegt und unter vergleichbaren Baugrund- und Belastungsverhältnissen noch nicht getestet worden ist,
- wenn ein Pfahlsystem angewendet wird, für das die Ausführenden keine Erfahrung haben,
- wenn die Pfähle eine Beanspruchung erfahren werden, für die Theorie und Erfahrung keine ausreichende Sicherheit für die Bemessung ergeben. Für die Probelastung sollte dann eine ähnliche Belastung wie die voraussichtliche Beanspruchung vorgesehen werden,
- wenn Beobachtungen während der Bauausführung darauf hindeuten, daß das Pfahlverhalten stark und ungünstig von dem abweicht, was aufgrund der Baugrunderkundung und Erfahrung zu erwarten war und ergänzende Baugrunduntersuchungen die Gründe dieser Abweichungen nicht aufklären.

(2) Probelastungen können benutzt werden:

- um die Eignung des Herstellungsverfahrens festzustellen,
- um das Verhalten eines repräsentativen Pfahls und des umgebenden Baugrunds unter Belastung in Hinsicht auf Setzungen und die Grenzlast zu ermitteln,
- um das Tragverhalten einzelner Pfähle zu kontrollieren und um die Pfahlgründung insgesamt beurteilen zu können.

Wenn es wegen Schwierigkeiten, Belastungsänderungen zu simulieren (z. B. zyklische Belastung) unzweckmäßig ist, Probelastungen auszuführen, sollten die Bemessungswerte der Bodenparameter sehr vorsichtig angesetzt werden.

(3)P Wenn eine einzige Probenbelastung ausgeführt wird, muß das in der Regel dort sein, wo die ungünstigsten Baugrundverhältnisse vermutet werden. Wenn das nicht möglich ist muß bei der Ableitung der charakteristischen Werte der Pfahltragfähigkeit ein Abschlag gemacht werden.

Wenn zwei oder mehr Probelastungen ausgeführt werden, müssen die Versuchspunkte für die Pfahlgründungs-Baustelle repräsentativ sein und eine der Probelastungen an einer Stelle erfolgen, wo die ungünstigsten Baugrundverhältnisse vermutet werden.

(4)P Zwischen Herstellung des Versuchspfahls und Versuchsbeginn ist eine angemessene Wartezeit einzuhalten, um sicherzustellen, daß die erforderliche Festigkeit des Pfahlbaustoffes gegeben ist und die Porenwasserdrücke auf ihre Ausgangswerte zurückgegangen sind.

(5) In gewissen Fällen kann es nötig sein, die durch die Pfahlherstellung verursachten Porenwasserdrücke und ihre Dissipation zu messen, um über den Versuchsbeginn sachgemäß entscheiden zu können.

7.5.2 Statische Pfahlprobelastungen

7.5.2.1 Belastungsverfahren

(1)P Die Durchführung einer Pfahlprobelastung, besonders hinsichtlich der Anzahl und Dauer der Belastungsstufen und der Verwendung von Belastungszyklen ist so zu wählen, daß aus den Messungen am Probepfahl Rückschlüsse auf das Verformungsverhalten, das Kriechen und das Verhalten bei Entlastungen der Pfahlgründung gezogen werden können. Für reine Versuchspfähle ist die Belastung so zu wählen, daß auch über den Pfahlwiderstand im Bruchzustand Aussagen getroffen werden können.

(2) Statische Pfahlprobelastungen sollen entsprechend den Empfehlungen des Unterkomitees der ISSMFE für Feld- und Labortests "Axiale Pfahlprobelastungen - Vorgeschlagene Methoden", veröffentlicht im ASTM Geotechnical Testing Journal, Juni 1985, pp. 79 - 90, durchgeführt werden.

Meßgeräte zur Bestimmung von Kräften, Spannungen oder Dehnungen und Verschiebungen sollten vor dem Versuch kalibriert werden.

Bei Druck- oder Zugpfahlprobelastungen sollte die Richtung der aufgebrachten Kraft mit der Längsachse des Pfahls übereinstimmen.

Pfahlprobelastungen, die Grundlage für die Bemessung von auf Zug beanspruchten Pfahlgründungen sind, sollten bis zum Versagen durchgeführt werden. Eine Extrapolation der Widerstands-Hebungs-Linie von Zugversuchen sollte in der Regel nicht vorgenommen werden, insbesondere nicht bei stark veränderlichen Lasteinwirkungen.

7.5.2.2 Reine Versuchspfähle

(1)P Die zur Überprüfung der Bemessung erforderliche Anzahl reiner Versuchspfähle ist nach folgenden Aspekten festzulegen:

- den Baugrundverhältnissen und deren Veränderungen im Bereich der Baustelle,
- der geotechnischen Kategorie des Bauwerks,
- dokumentierten Erfahrungen über das Tragverhalten des gleichen Pfahltyps bei ähnlichen Baugrundverhältnissen,
- der Gesamtzahl der Pfähle und der Pfahlarten im Gründungsentwurf.

(2)P Die Baugrundverhältnisse an der Versuchsstelle müssen gründlich untersucht werden. Die Tiefe von Aufschlußbohrungen oder Feldversuchen muß ausreichend sein, um die Art des Bodens um und unter der Pfahlfußsohle zu bestimmen. Es sind alle Bodenschichten zu erfassen, die einen nachhaltigen Einfluß auf das Verhalten der Pfahlsetzungen ausüben können, mindestens jedoch bis in eine Tiefe von 5 m, und nicht weniger

als den 5fachen Pfahldurchmesser unterhalb der Pfahlfußsohle, außer wenn unverwitterter Fels oder sehr fester Boden in geringer Tiefe angetroffen wird.

(3)P Das Herstellungsverfahren der Versuchspfähle ist gemäß 7.10 vollständig zu dokumentieren.

7.5.2.3 Bauwerkspfähle

(1)P Die Anzahl der Probelastungen an Bauwerkspfählen ist aufgrund der während der Bauausführung aufgezeichneten Ergebnisse zu wählen.

(2) Die Auswahl von Bauwerkspfählen für Probelastungen kann in den Vertragsunterlagen vorgeschrieben werden. Dieses Vorschreiben darf auf die Ergebnisse der Herstellungsprotokolle der Pfähle bezogen werden.

(3)P Die Belastung, mit der Bauwerkspfähle geprüft werden, muß mindestens der maßgebenden Bemessungslast der Pfähle im Gründungsentwurf entsprechen.

7.5.3 Dynamische Pfahlprobelastungen

(1)P Die Ergebnisse von dynamischen Pfahlprobelastungen dürfen für die Bemessung verwendet werden, wenn angemessene Baugrunduntersuchungen ausgeführt werden und das Verfahren an statischen Probelastungen des gleichem Pfahltyps, mit gleicher Länge und Durchmesser und unter vergleichbaren Baugrundverhältnissen kalibriert wurde.

(2)P Die Ergebnisse dynamischer Pfahlprüfungen sind stets miteinander zu vergleichen.

(3) Dynamische Pfahlversuche dürfen als Indikator für die Herstellungsqualität der Pfähle sowie zum Aufspüren schwächerer Pfähle benutzt werden.

7.5.4 Probelastungsbericht

(1)P Von allen Pfahlprobelastungen ist ein Bericht anzufertigen. Soweit anwendbar, hat dieser Bericht folgende Punkte zu enthalten:

- eine Beschreibung der Baustelle,
- die Baugrundverhältnisse mit Hinweis auf die Baugrunduntersuchungen,
- die Pfahlart,
- eine Beschreibung der Belastungsvorrichtung und der Meßeinrichtungen sowie des Widerlagersystems,
- Kalibrierunterlagen von Kraftmeßdosen, Pressen und Meßgeräten,
- fotografische Aufnahmen des Pfahls und der Versuchsstelle,
- Versuchsergebnisse in tabellarischer Form,
- Zeit-Setzungslinien für jede Laststufe, sofern eine stufenweise Belastung durchgeführt wurde,
- die gemessene Widerstands-Setzung-Linie,
- Rechtfertigung der Gründe für jede Abweichung von den oben gemachten Empfehlungen.

7.6 Druckpfähle

7.6.1 Nachweis der Grenzzustände

(1)P Die Bemessung muß zeigen, daß die folgenden Grenzzustände hinreichend unwahrscheinlich sind:

- Grenzzustände des Versagens der Gesamtstandsicherheit,
- Grenzzustände der Tragfähigkeit der Pfahlgründung,
- Grenzzustände des Versagens oder schwere Schädigung aufgehender Bauteile infolge von Verschiebungen an der Pfahlgründung,
- Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit aufgehender Bauteile infolge von Pfahlverschiebungen.

(2) Die Gesamtstandsicherheit wird gemäß Punkt 7.6.2 geprüft. Im Normalfall sollte für die Bemessung der Sicherheitswerte in Hinsicht auf das Versagen der Tragfähigkeit angesetzt werden. Dies ist der Zustand bei dem die Pfähle sehr große Verschiebungen bei gleichzeitig vernachlässigbaren Zuwächsen der Pfahlwiderstände erleiden. Siehe hierzu Abschnitt 7.6.3.

Pfahlsetzungen sind in Abschnitt 7.6.4 behandelt. Bei Pfählen, die große Setzungen erfordern, bis ihr Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht ist, können Grenzzustände des Versagens in aufgehenden Bauteilen eintreten, bevor die Tragfähigkeit in den Pfählen voll mobilisiert ist. Für diese Fälle sollte der in Abschnitt 7.6.3 benutzte

Ansatz zur Ermittlung der charakteristischen und der Bemessungskenngrößen mit den gleichen Zahlenwerten auch auf die gesamte Widerstands-Setzungs-Linie verwendet werden.

7.6.2 Gesamtstandsicherheit

(1)P Das Versagen aufgrund des Verlustes der Gesamtstandsicherheit ist für Gründungen zu untersuchen, deren Pfähle auf Druck beansprucht sind.

(2) Wo Versagensmöglichkeiten bestehen, sollten Bruchmechanismen unter den Pfählen und solche, die die Pfähle schneiden, untersucht werden.

(3)P Die Festlegungen in Abschnitt 6.5.1, die sich auf die Gesamtstandsicherheit von Flächengründungen beziehen, gelten auch für Gründungen mit Druckpfählen.

7.6.3 Tragfähigkeit

7.6.3.1 Allgemeines

(1)P Für den Nachweis, daß die Gründung die Bemessungslast mit ausreichender Sicherheit gegen Versagen der Tragfähigkeit aufnehmen kann, ist die folgende Ungleichung für alle Lastfälle und Lastkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu erfüllen:

$$F_{cd} \leq R_{cd} \quad (7.1)$$

wobei

F_{cd} der Bemessungswert für den Grenzzustand der axialen Druckkraft der Tragfähigkeit ist,

R_{cd} die Summe aller Komponenten der Bemessungswiderstände im Grenzzustand der Pfahlgründung gegen axiale Lasten ist, wobei auch Einflüsse geneigter oder exzentrischer Lasten zu berücksichtigen sind.

(2) Grundsätzlich sollte F_{cd} das Eigengewicht des Pfahls und R_{cd} den Druck aus dem Eigengewicht des Bodens in Höhe des Pfahlfußes enthalten. Diese beiden Einflüsse können vernachlässigt werden, wenn sie sich näherungsweise gegenseitig aufheben. Dies kann nicht der Fall sein wenn:

- nennenswerte negative Mantelreibung auftritt,
- der Boden sehr leicht ist, oder
- der Pfahl über die Geländeoberfläche hinausragt.

(3)P Bei Pfahlgruppen sind zwei Versagenmechanismen zu berücksichtigen:

- Versagen der Tragfähigkeit des Einzelpfahls,
- Versagen der Tragfähigkeit des von den Pfählen und dem ein geschlossenen Boden gebildeten Blocks.

Als maßgebender Bemessungswiderstand ist der kleinere der beiden Werte anzusetzen.

(4) Im allgemeinen kann die Tragfähigkeit einer als Block wirkenden Pfahlgruppe so berechnet werden, als wenn der Block ein Einzelpfahl mit großem Durchmesser wäre. Wenn die Pfähle dazu benutzt werden, die Setzung einer Plattengründung zu verringern, darf ihr Widerstand, der der Kriechlast entspricht, beim Nachweis des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks angesetzt werden.

(5)P Bei der Festlegung der Grenztragfähigkeit von Einzelpfählen ist der möglicherweise ungünstige Einfluß von Nachbarpfählen zu berücksichtigen.

(6)P Wenn die die Pfähle tragende Schicht von einer weicheren Bodenschicht unterlagert ist, muß der Einfluß der letzteren auf die Tragfähigkeit der Gründung berücksichtigt werden.

(7)P Bei der Ableitung des Bemessungswiderstands einer Pfahlgruppe ist die Art der die Pfähle verbindenden Kopfkonstruktion zu berücksichtigen.

(8) Wenn die Pfähle einen flexiblen Überbau stützen, sollte davon ausgegangen werden, daß die Tragfähigkeit des schwächsten Pfahles das Eintreten eines Grenzzustandes bestimmt.

Wenn die Pfähle einen "starrten" Überbau stützen, kann die Fähigkeit des Bauwerks ausgenutzt werden, die Lasten zwischen den Pfählen umzuverteilen. Ein Grenzzustand tritt erst dann ein, wenn eine nennenswerte Anzahl von Pfählen gemeinsam versagt; ein Versagensfall, bei dem nur ein einzelner Pfahl beteiligt ist, braucht deshalb nicht nachgewiesen zu werden.

Besondere Beachtung sollte dem möglichen Versagen von Randpfählen bei geneigter oder exzentrischer Einwirkung durch das Bauwerk gegeben werden.

7.6.3.2 Pfahlwiderstände aus Probelastungen

(1)P Die Art, wie Probelastungen ausgeführt werden, hat Abschnitt 7.5 zu entsprechen und ist in dem Erläuterungsbericht der Bemessung zu spezifizieren.

(2)P Reine Versuchspfähle sind in der gleichen Art wie die Bauwerkspfähle herzustellen und in der gleichen tragenden Schicht zu gründen.

(3) Wenn der Durchmesser des Probepfahls von dem der Bauwerkspfähle abweicht, muß der mögliche Unterschied im Tragverhalten von Pfählen unterschiedlichen Durchmessers bei der Ableitung der Pfahlwiderstände berücksichtigt werden.

Bei Pfählen mit sehr großen Durchmessern ist es oft nicht möglich eine Probelastung an einem maßstabsgetreuen Pfahl durchzuführen. Probelastungen an Pfählen kleineren Durchmessers dürfen unter folgenden Voraussetzungen erwogen werden:

- das Durchmesser Verhältnis von Versuchs- zu Bauwerkspfahl darf nicht kleiner als 0,5 sein,
- die kleinformatischen Versuchspfähle werden in gleicher Weise wie die Bauwerkspfähle gefertigt und eingebaut,
- der Versuchspfahl wird meßtechnisch so ausgerüstet, daß Fuß und Mantelwiderstände aus den Messungen getrennt abgeleitet werden können.

Bei geramnten Pfählen mit offener Spitze ist das Verfahren mit Vorsicht anzuwenden, weil sich der Durchmesser auf die Mobilisierung des Spitzenwiderstands bei Pfropfenbildung auswirkt.

(4)P Im Falle negativer Mantelreibung muß der Widerstand des Pfahls beim Bruch oder bei einer Verschiebung, die dem Kriterium für die Festlegung der Grenztragfähigkeit aus der Probelastung entspricht, korrigiert werden, indem die in der kompressiblen Schicht gemessene Mantelkraft oder der für sie berechnete ungünstigste Wert einer positiven Mantelkraft von der am Pfahlkopf gemessenen Kraft subtrahiert wird.

(5) Während der Probelastung entwickelt sich positive Mantelreibung längs des gesamten Pfahlschafts; sie sollte gemäß 7.3.2.2 betrachtet werden. Die auf den Bauwerks-Versuchspfahl aufgebrachte Höchstlast sollte größer sein als die Summe aus der äußeren Bemessungslast und der doppelten Kraft infolge negativer Mantelreibung.

(6)P Wenn der charakteristische Wert R_{ck} des Grenzzustands des Pfahlwiderstands aus gemessenen Werten R_{cm} von einer oder mehreren Probelastungen abgeleitet wird, muß ein Abschlag zur Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Baugrundes und der Herstellungseinflüsse vorgesehen werden. Mindestens müssen die beiden Bedingungen (a) und (b) der Tabelle 7.1 in der Gleichung erfüllt sein.

$$R_{ck} = \frac{R_{cm}}{\xi} \tag{7.2}$$

Tabelle 7.1: Faktoren ξ zur Ermittlung von R_{ck}

Anzahl der Probelastungen	1	2	>2
a) Faktor ξ bezogen auf den Mittelwert von R_{cm}	[1.5]	[1.35]	[1.3]
b) Faktor ξ bezogen auf den Kleinstwert von R_{cm}	[1.5]	[1.25]	[1.1]

(7) Bei der Auswertung von Pfahlprobelastungen sollten die systematischen und zufälligen Komponenten der Veränderlichkeit des Baugrunds berücksichtigt werden. Den systematischen Anteilen kann dadurch Rechnung getragen werden, daß unterschiedliche, in sich homogene Zonen oder ein ortsabhängiger Trend der Baugrundeigenschaften auf der Baustelle berücksichtigt werden. Die Aufzeichnungen zur Herstellung der Versuchspfähle sollten kontrolliert werden und jeglichen Abweichungen von den normalen Herstellungsbedingungen sollte Rechnung getragen werden. Derartige Abweichungen können durch eine korrekte Auswahl der Versuchspfähle zum Teil abgedeckt werden.

(8)P Zur Ableitung des Grenzzustandes des Bemessungswiderstands der Tragfähigkeit sollte der charakteristische Wert R_{ck} in die Anteile Fußwiderstand R_{bk} und Mantelwiderstand R_{sk} unterteilt werden, so daß:

$$R_{ck} = R_{bk} + R_{sk} \tag{7.3}$$

(9) Das Verhältnis dieser Anteile darf aus den Ergebnissen der Probelastung abgeleitet werden, z.B. wenn Messungen für sie durchgeführt wurden oder darf mit den in 7.6.3.3 dargestellten Verfahren abgeschätzt werden.

(10)P Der Bemessungswert der Grenztragfähigkeit R_{cd} ist mit

$$R_{cd} = \frac{R_{bk}}{\gamma_b} + \frac{R_{sk}}{\gamma_s} \quad (7.4)$$

abzuleiten, wobei die Werte von γ_b und γ_s aus Tabelle 7.2 zu entnehmen sind.

Tabelle 7.2. Werte von γ_b , γ_s und γ_t

Teilsicherheitsbeiwerte	γ_b	γ_s	γ_t
Rammpfähle	[1.3]	[1.3]	[1.3]
Bohrpfähle	[1.6]	[1.3]	[1.5]
mit durchgehender Bohrschnecke gebohrte Pfähle	[1.45]	[1.3]	[1.4]

(11) In der Regel liefert die Probelastung nur den Pfahlwiderstand als Funktion der Setzung und Zeitsetzungsdiagramme ohne Unterscheidung von Fußwiderstands- und Mantelwiderstands-Spannung. Deshalb ist es häufig nicht möglich, zwischen den Teilsicherheitswerten für die Festlegung der Bemessungswerte von Fußwiderstand und Mantelwiderstand zu unterscheiden. Stattdessen darf dann ein Teilsicherheitswert γ_t gem. Tab. 7.2 auf den charakteristischen Pfahlwiderstand R_{ck} genommen werden.

7.6.3.3 Pfahlwiderstand im Grenzzustand aus Baugrund-Untersuchungsergebnissen

(1)P Der Bemessungswert des Widerstands R_{cd} eines Einzelpfahls ist durch

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} \quad (7.4)$$

abzuleiten, worin:

R_{bd} der Bemessungswert für den Fußwiderstand und
 R_{sd} der Bemessungswert für den Mantelwiderstand sind.

(2)P R_{bd} und R_{sd} sind abzuleiten aus:

$$R_{bd} = \frac{R_{bk}}{\gamma_b}$$

und

$$R_{sd} = \frac{R_{sk}}{\gamma_s} \quad (7.6)$$

wobei:

$$R_{bk} = q_{bk} \cdot A_b$$

und

$$R_{sk} = \sum_{i=1}^n q_{sik} \cdot A_{si} \quad (7.7)$$

ist und folgende Symbole benutzt werden:

- R_{bk} und R_{sk} die charakteristischen Werte der Fußwiderstands- und Mantelreibungswiderstandskräfte,
- A_b der Nennwert der Pfahlfußfläche,
- A_{si} der Nennwert der Pfahlmantelfläche in der Bodenschicht i ,
- q_{bk} der charakteristische Wert der Widerstandsspannung am Pfahlfuß,
- q_{sik} der charakteristische Wert der Pfahlmantelreibungsspannung in der Schicht i .

(3)P Die Werte γ_b und γ_s sind der Tabelle 7.2 zu entnehmen.

(4)P Die charakteristischen Werte q_{bk} und q_{sik} sind nach Berechnungsregeln abzuleiten, die auf anerkannten Korrelationen der Ergebnisse statischer Pfahlprobelastungen mit den Ergebnissen von Bodenuntersuchungen im Feld oder Labor beruhen. Diese Berechnungsregeln müssen so aufgestellt werden, daß die mit q_{bk} und q_{sik} berechneten Grenzwerte der Pfahlwiderstände nicht die im Mittel für die Korrelation verwendeten und durch [1,5] dividierten gemessenen Pfahlwiderstände übersteigen.

(5)P Die Berechnungsverfahren sind auf der Grundlage von Erfahrungswerten, wie unter 1.4.2 dargelegt, abzuleiten.

(6) Bei der Bewertung der Anwendbarkeit eines Berechnungsverfahrens sollten folgende Punkte beachtet werden:

- Bodenart, einschließlich der Körnungslinie, Mineralogie, Kornform, Dichte, Vorbelastung, Kompressibilität und Durchlässigkeit,
- Pfahlherstellung, einschließlich der Bohr- und Rammethode (oder einer anderer Einbringmethode); Pfahllänge, Durchmesser und Baustoff,
- Methode der Baugrunduntersuchung.

(7)P Bei der Ermittlung des Fußwiderstandes ist die Festigkeit des Baugrunds in einem Bereich über und unter dem Pfahlfuß in Rechnung zu stellen.

(8) Der Einflußbereich für den Pfahlfußwiderstand erstreckt sich über mehrere Durchmesser oberhalb und unterhalb des Fußes. Bei der Bemessung sollte auf weiche Partien in diesem Bereich geachtet werden, die sich relativ stark auf den Fußwiderstand auswirken.

Wenn weicher Untergrund in einer Tiefe von weniger als dem vierfachen des Pfahlfußdurchmessers unter der Pfahlsole vorhanden ist, sollte ein Versagen infolge Durchstanzen untersucht werden.

(9)P Bei unten offenen Rammpfählen aus Rohr- oder Kastenprofilen, deren Öffnungen in beliebiger Richtung größer als 500 mm sind und die keine besonderen Vorkehrungen zur Pfropfenbildung im Innern haben, ist der Pfahlfußwiderstand auf den kleineren Wert von entweder:

- dem Scherwiderstand zwischen dem Bodenpfropfen und der Innenwandung oder
- dem Spitzendruck unter Zugrundelegung des Profilquerschnitts zu begrenzen.

(10)P Wenn Pfähle mit überstehenden Fußplatten eingesetzt werden, ist der möglicherweise ungünstige Einfluß der verbreiterten Fußplatte auf den Spitzen- und Mantelwiderstand des Pfahls zu berücksichtigen.

7.6.3.4 Pfahlwiderstand aus Pfahlrammformeln

(1)P Wenn Rammformeln zur Bestimmung des Pfahlwiderstandes im Grenzzustand der Tragfähigkeit einzelner Druckpfähle einer Gründung angewendet werden, muß die Zulässigkeit der Formeln durch vorangegangene, experimentelle Nachweise von gutem Pfahlverhalten oder durch statische Probelastungen am gleichen Pfahltyp mit ähnlicher Länge und Querschnitt sowie vergleichbaren Baugrundverhältnissen erwiesen sein.

(2)P Pfahlrammformeln dürfen nur dann verwendet werden, wenn die Baugrundsichtung ermittelt worden ist.

(3)P In der Pfahlbemessung ist die Anzahl der nachzurammenden Pfähle anzugeben. Falls eine Nachrammung niedrigere Werte ergibt, sind diese als Grundlage für die Festlegung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit zu verwenden. Falls Nachrammungen höhere Tragfähigkeiten ergeben, dürfen diese berücksichtigt werden.

(4) Nachrammungen sollten in schluffigen Böden erfolgen, außer, wenn vergleichbare örtliche Erfahrung gezeigt hat, daß dies nicht notwendig ist.

7.6.3.5 Pfahlwiderstand aus Analyse mit der Wellengleichung

(1)P Wenn die Analyse mit der Wellengleichung angewendet wird, um die Tragfähigkeit einzelner Druckpfähle zu ermitteln, muß die Zuverlässigkeit der Auswertung zuvor durch den Nachweis hinreichender Tragfähigkeit aus statischen Probelastungen am gleichen Pfahltyp mit ähnlicher Länge und Querschnitt sowie vergleichbaren Baugrundverhältnissen bewiesen worden sein. Der Energieeintrag während des dynamischen Belastungsversuches muß groß genug sein, um das Pfahltragvermögen in angemessener Weise bei genügend großen Dehnungen interpretieren zu können.

(2)P Die Eingangsparameter für die Wellengleichung dürfen modifiziert werden, wenn dynamische Pfahlversuche an reinen Probefählen ausgeführt werden.

(3) Durch dynamische Pfahlversuche kann ein besserer Einblick in die Wirkungsweise von Rammhären und die dynamischen Bodeneigenschaften gewonnen werden.

(4)P Die Berechnung mit der Wellengleichung ist in der Regel nur anzuwenden, wenn der Schichtenverlauf des Baugrundes durch Aufschlußbohrungen und Feldversuche ermittelt worden ist.

7.6.4 Setzung von Pfahlgründungen

(1)P Die unter den Bedingungen der Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit eintretenden Setzungen sind zu bestimmen und mit den in 2.4.5 genannten relevanten Grenzwerten zu vergleichen.

(2)P In Fällen, in denen der Grenzzustand der Tragfähigkeit in aufgehenden Bauteilen eintreten kann, ehe der Grenzzustand der Tragfähigkeit der Pfähle voll mobilisiert ist, sind die in 7.6.3 genannten Verfahren zur Bestimmung der charakteristischen und der Bemessungswerte für die gesamte Widerstands-Setzungs-Kurve ebenfalls anzuwenden. Dabei sind die gleichen Zahlenwerte anzusetzen und die gleiche Behandlung der negativen Mantelreibung vorzunehmen.

(3)P Die Setzungsermittlung muß folgende Anteile enthalten:

- die Setzung des Einzelpfahls,
- die zusätzliche Setzung aus der Gruppenwirkung.

Die Analyse der Setzungen muß eine Abschätzung der möglicherweise eintretenden Setzungsdifferenzen enthalten.

7.7 Zugpfähle

7.7.1 Allgemeines

(1)P Die Bemessung von Zugpfählen muß, soweit anwendbar, in Übereinstimmung mit den in 7.6 angegebenen Regeln sein. Bemessungsregeln speziell für Gründungen, die Zugpfähle enthalten, werden in diesem Abschnitt behandelt.

7.7.2 Grenzwiderstand auf Zug

7.7.2.1 Allgemeines

(1)P Für den Nachweis, daß die Gründung die Bemessungslast mit ausreichender Sicherheit gegen Versagen durch Zug aufnimmt, ist die Ungleichung für alle Lastfälle im Zustand der Tragfähigkeit und ihrer Kombinationen zu erfüllen. Darin sind

$$F_{td} \leq R_{td} \quad (7.8)$$

F_{td} die axiale Zugbemessungslast im Grenzzustand der Tragfähigkeit und
 R_{td} der Bemessungs-Zugwiderstandes der Pfahlgründung im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

(2)P Bei Zugpfählen sind zwei Versagensformen zu untersuchen:

- Herausziehen der Pfähle aus dem Untergrund,
- Hebung des Bodenblocks, der die Pfähle enthält.

(3) Bei einzeln stehenden Zugpfählen oder einer Zugpfahlgruppe kann das Versagen dadurch eintreten, daß ein kegelförmiger Bodenkörper herausgezogen wird - besonders, wenn es sich um einen Pfahl mit Fußverbreiterung oder Einbindung in Fels handelt.

(4)P Um nachzuweisen, daß ausreichende Sicherheit gegen das Versagen von Zugpfählen bei Hebung des sie enthaltenden Bodenblocks gegeben ist, siehe Bild 7.1, ist folgende Ungleichung für alle Lastfälle im Grenzzustand der Tragfähigkeit und ihre Kombinationen zu erfüllen:

$$F_{td} \leq W_d - (U_{2d} - U_{1d}) + F_d \quad (7.9)$$

worin die folgenden Bezeichnungen benutzt werden:

F_{td} die Bemessungszugkraft, die auf die Pfahlgruppe einwirkt,
 W_d das Bemessungsgewicht des Bodenblocks (einschl. Wasser) und der Pfähle,
 F_d der Bemessungs-Scherwiderstand an der Begrenzung des Bodenblocks,
 U_{1d} der Bemessungswert der nach unten gerichteten Wasserdruckkraft auf der Oberfläche der Pfahlgründung,
 U_{2d} der Bemessungswert der nach oben gerichteten Wasserdruckkraft an der Unterseite des Bodenblocks.

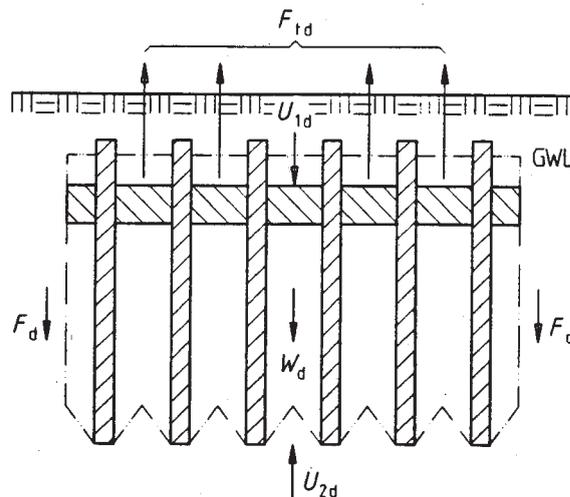


Bild 7.1 Versagen einer auf Zug beanspruchten Pfahlgruppe durch Hebung

(5) In der Regel wird die Blockwirkung den Bemessungswert des Zugwiderstandes dann bestimmen, wenn der Pfahlabstand gleich oder kleiner als die Wurzel aus dem Produkt Pfahllänge und Pfahldurchmesser ist.

(6) Die Gruppenwirkung, die die effektive Vertikalspannung im Boden und damit den Mantelreibungswiderstand einzelner Pfähle in der Gruppe vermindern kann, ist bei der Festlegung des Zugwiderstandes einer Gruppe zu berücksichtigen.

(7) Der äußerst ungünstige Einfluß zyklischer Lasten und Lastumkehrungen auf den Zugwiderstand ist zu berücksichtigen.

(8) Für die Einschätzung dieses Einflusses sollte auf vergleichbare Erfahrungen aus Probelastungen zurückgegriffen werden.

7.7.2.2 Grenzwert des Zugwiderstandes aus Probelastungen

(1) Probelastungen zur Ermittlung des Grenzwertes des Zugwiderstandes eines Einzelpfahls sind gemäß 7.5 und unter Berücksichtigung der Aussagen in 7.6.3.2 auszuführen.

(2) Bei der Ableitung des Grenzwertes des charakteristischen Zugwiderstandes R_{tk} aus den Meßwerten R_{tm} einer oder mehrerer Probelastungen, ist ein Abschlag zur Berücksichtigung der Veränderlichkeiten des Baugrundes und des Herstellungseinflusses zu machen. Mindestens sind die beiden Bedingungen (a) und (b) der Tabelle 7.3 bei Benutzung der Gleichung

$$R_{tk} = R_{tm} / \xi \quad (7.10)$$

zu erfüllen.

Tabelle 7.3: Faktoren ξ zur Ermittlung von R_{tk}

Faktor ξ Anzahl der Probelastungen	1	2	> 2
a) bezogen auf den Mittelwert von R_{tm}	[1.5]	[1.35]	[1.3]
b) bezogen auf den Kleinstwert von R_{tm}	[1.5]	[1.25]	[1.1]

(3) Wenn Pfähle Zugbeanspruchungen ausgesetzt sind, sollte in der Regel mehr als nur ein Pfahl getestet werden. Bei einer großen Anzahl von Zugpfählen sollten mindestens 2% probelastet werden.

Die Herstellungsprotokolle der Versuchspfähle sollten überprüft werden und jede Abweichung von den normalen Ausführungsbedingungen sollte bei der Beurteilung der Ergebnisse der Probelastungen berücksichtigt werden.

(4) Der Bemessungswert des Zugwiderstandes R_t ist abzuleiten aus:

$$R_t = \frac{R_{tk}}{\gamma_m} \quad (7.11)$$

worin $\gamma_m = [1.6]$ ist.

(5)P Bei Pfahlgruppen ist der Einfluß von Wechselwirkungen der Pfähle untereinander zu berücksichtigen, wenn der Zugpfahlwiderstand aus den Ergebnissen von Probelastungen an Einzelpfählen abgeleitet wird.

7.7.2.3 Grenzwert des Zugwiderstandes aus den Ergebnissen von Baugrund-Untersuchungen

(1)P Berechnungsverfahren die auf Ergebnissen von Baugrunduntersuchungen beruhen, dürfen nur angewendet werden, wenn sie durch Probelastungen an vergleichbaren Pfählen mit ähnlicher Länge und ähnlichem Durchmesser unter vergleichbaren Baugrundverhältnissen nachgewiesen worden sind.

(2)P Die Ermittlung des Bemessungswertes des Zugwiderstandes eines Einzelzugpfahls oder einer Gruppe von Zugpfählen aus Festigkeitsparametern des Bodens ist unter Berücksichtigung des Scherwiderstandes zwischen dem Pfahl und dem Baugrund in den Schichten durchzuführen, die zum Zugwiderstand des Pfahls beitragen.

(3) Anhang G enthält als Beispiel ein Berechnungsmodell für den Zugwiderstand von Einzelpfählen oder einer Pfahlgruppe.

7.7.3 Vertikale Verschiebungen

(1)P Vertikale Verschiebungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind abzuschätzen und mit den relevanten Grenzwerten der Verformungen zu vergleichen.

(2) Diese Abschätzung sollte gemäß den in 7.6.4 gegebenen allgemeinen Grundsätzen erfolgen. Im allgemeinen wird durch Vergleich mit dem Grenzwert des Zugwiderstandes sichergestellt, daß die vertikalen Verschiebungen keine Schäden am Bauwerk verursachen und daß ein Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht eintritt. In einigen Situationen können jedoch sehr strenge Kriterien für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gegeben und eine getrennte Prüfung der Verschiebungen notwendig sein.

7.8 Querbelaastete Pfähle

7.8.1 Allgemeines

(1)P Die Bemessung von querbelaasteten Pfählen muß, soweit anwendbar, in Übereinstimmung mit den Bemessungsregeln von 7.6 sein. Bemessungsregeln, die besonders für Gründungen mit querbelaasteten Pfählen gelten, werden in diesem Abschnitt behandelt.

7.8.2 Grenzwert des seitlichen Pfahlwiderstandes

7.8.2.1 Allgemeines

(1)P Um nachzuweisen, daß die Gründung den Bemessungswert einer seitlich einwirkenden Belastung mit ausreichender Sicherheit gegen Versagen aufnehmen kann, muß für alle Grenzbelastungszustände und ihre Kombinationen die Ungleichung erfüllt sein, wobei:

$$F_{trd} \leq R_{trd} \quad (7.12)$$

F_{trd} der Bemessungswert der seitlichen Belastung im Grenzzustand der Tragfähigkeit und
 R_{trd} der Bemessungswiderstand für seitliche Belastungen im Grenzzustand ist, wobei die Wirkung einer beliebigen axialen Druck- oder Zugkräfte mit zu berücksichtigen sind.

(2) Es sollte einer der beiden folgenden Versagensmechanismen untersucht werden:

- bei kurzen Pfählen, die Verdrehung oder Verschiebung als starrer Körper,
- bei langen schlanken Pfählen, das Versagen durch Biegung des Pfahles in Verbindung mit örtlicher Plastifizierung und Verdrängung des Bodens nahe dem Pfahlkopf.

(3)P Bei der Ermittlung des Widerstandes von querbelaasteten Pfählen ist Gruppenwirkung zu berücksichtigen.

7.8.2.2 Grenzwert des seitlichen Widerstands aus Probelastungen

(1)P Versuche zur Horizontalverschiebung des Pfahlkopfes (horizontale Probelastungen) sind in Übereinstimmung mit 7.5 und -soweit anwendbar - unter Berücksichtigung der Aussagen in 7.6.3.2 auszuführen.

(2) Im Gegensatz zu dem in 7.5 beschriebenen Probelastungsverfahren ist es in der Regel nicht nötig, die Versuche an seitlich belasteten Pfählen bis zum Versagen fortzusetzen. Größe und Richtung der Versuchslast sollten die der Bemessung des Pfahles zurundliegende Belastung simulieren.

(3)P Für die Bestimmung der Anzahl der Probepfähle sowie bei der Ableitung des seitlichen Bemessungs-Widerstandes aus den Ergebnissen von Probelastungen ist die Veränderlichkeit des Baugrunds, insbesondere über die oberen Meter des Pfahls durch einen Abschlag zu berücksichtigen.

(4) Die Daten von der Herstellung des Probepfahls oder der Probepfähle sollten geprüft und jede Abweichung von den normalen Herstellungsbedingungen bei der Interpretation der Ergebnisse der Probelastungen berücksichtigt werden. Bei der Ableitung des seitlichen Widerstands für Pfahlgruppen aus den Ergebnissen von

Belastungsversuchen an Einzelpfählen sollten die Einflüsse aus Wechselwirkungen zwischen den Pfählen und aus dem Einspanngrad der Pfahlköpfe berücksichtigt werden.

7.8.2.3 Grenzwert des seitlichen Widerstandes aus den Ergebnissen der Baugrunduntersuchung und Pfahlfestigkeitsparametern

(1)P Der seitliche Widerstand eines Pfahls oder einer Pfahlgruppe ist unter Ansatz miteinander verträglicher Biegemomente, Querkräfte, Baugrundreaktionen und Verschiebungen zu berechnen.

(2)P Die Berechnung eines seitlich belasteten Pfahls muß in Übereinstimmung mit 7.9 die Möglichkeit des inneren Versagens des Pfahles im Boden unterhalb der Geländeoberfläche einschließen.

(3) Die Berechnung des seitlichen Widerstandes eines langen, schlanken Pfahls darf nach der Theorie des am Ende belasteten, in einem verformbaren Medium gebetteten Balkens erfolgen, das durch einen horizontalen Bettungsmodul charakterisiert wird.

(4)P Bei der Berechnung des seitlichen Widerstandes von Pfählen ist der Freiheitsgrad für Verdrehung der Pfähle an der Verbindung mit dem Bauwerk zu berücksichtigen.

7.8.3 Seitliche Verschiebung

(1)P Für die Bestimmung der seitlichen Verschiebung am Kopf einer Pfahlgründung sind:

- die Steifigkeit des Baugrunds und ihre Veränderlichkeit mit der Verformung,
- die Biegesteifigkeit der Einzelpfähle,
- der Einspanngrad der Pfähle an der Verbindungsstelle mit dem Bauwerk,
- die Gruppenwirkung und
- der Einfluß von Wechsel- oder zyklischer Belastung

zu berücksichtigen.

7.9 Innere Bemessung von Pfählen

(1)P Pfähle sind gemäß 2.4 auf inneres Versagen zu untersuchen.

(2)P Die innere Bemessung muß alle Situationen berücksichtigen, denen die Pfähle während ihrer Herstellung, einschließlich des Transportes und der Rammung soweit zutreffend sowie auch im Gebrauchszustand ausgesetzt werden. Pfähle, die Zugbelastungen ausgesetzt sind, müssen so bemessen werden, daß sie, wenn notwendig, die volle Zugkraft über die gesamte Pfahllänge aufnehmen können.

(3)P Bei der inneren Bemessung müssen die Ausführungstoleranzen, wie sie für den jeweiligen Pfahltyp festgelegt sind, die Einwirkungskomponenten und das Tragverhalten der Gründung berücksichtigt werden.

(4)P Für schlanke Pfähle, die Wasser oder mächtige, sehr weiche Bodenschichten durchdringen, ist ein Knicknachweis zu führen.

(5) Bei vollständig im Boden eingebetteten Pfählen ist das Versagen durch Knicken nicht wahrscheinlich. Gemäß der gängigen Praxis ist für Pfähle in Bodenschichten mit charakteristischer undrainierter Festigkeit von weniger als 15 kPa zu überprüfen, ob Knickgefahr besteht.

7.10 Überwachung der Bauausführung

(1)P Ein Ausführungsplan muß Grundlage der Bauarbeiten für die Pfähle sein.

(2) Dieser Plan sollte folgende Angaben enthalten:

- Pfahltyp mit Angabe der genormten Bezeichnung oder andernfalls der technischen Zulassung,
- Position und Neigung jeden Pfahls und die Lagetoleranzen,
- Pfahlquerschnitt,
- Pfahllänge,
- Anzahl der Pfähle,
- erforderliche Pfahltragfähigkeit,
- Tiefenlage des Pfahlfußes (in Bezug auf einen Festpunkt innerhalb oder in der Nähe der Baustelle) oder den erforderlichen Pfahleindringwiderstand,
- Reihenfolge der Herstellung,
- bekannte Hindernisse im Boden,

– jedwede andere Einschränkung auf die Pfahlherstellung.

(3)P Die Herstellung aller Pfähle ist zu überwachen und während der Herstellung der Pfähle sind auf der Baustelle Herstellungsprotokolle anzufertigen. Für jeden Pfahl ist ein von der Aufsicht der Baustelle und dem Pfahlhersteller unterzeichnetes Pfahlprotokoll zu den Bauakten zu nehmen.

(4) Das Protokoll für jeden Pfahl sollte, soweit anwendbar, folgende Einzelheiten enthalten:

- Pfahltyp und Gerät für die Herstellung,
- Pfahlnummer,
- Pfahlquerschnitt, Länge und Bewehrung für Betonpfähle,
- Datum und Zeit der Herstellung (einschließlich Unterbrechungen des Herstellvorgangs),
- Betonmischungsverhältnis, verbrauchte Betonmenge und Betoneinbaumethoden für Ortpfähle,
- Dichte, pH-Wert, Marsh-Viskosität und Sandgehalt von Betonit-Suspension (falls verwendet),
- Pumpendrucke für Zementmörtel oder Beton, innerer und äußerer Durchmesser, Ganghöhe und Eindringung von Bohrschnecken pro Umdrehung (für mit durchgehender Bohrschnecke hergestellte Pfähle oder andere Verpreßpfähle),
- für Ramppfähle, die Werte der Messungen des Rammwiderstandes wie Bärgewicht und Fallhöhe bzw. Nennleistung des Hammers, Schlagfrequenz und Anzahl der Schläge mindestens für die letzten 0,25 m Eindringung,
- die Leistungsaufnahme von Vibrationsbären (wo eingesetzt),
- das Drehmoment des Kraftdrehkopfes (wo eingesetzt),
- für Bohrpfähle, die bei der Bohrung angetroffenen Bodenschichten sowie den Zustand der Bohrlochsohle, falls das Tragverhalten des Fußes maßgebend ist,
- Hindernisse während der Pfahlherstellung,
- Abweichung der Pfahlposition und -richtung und die Ausführungshöhen.

(5)P Die Pfahlprotokolle sind mindestens für eine Zeit von fünf Jahren nach Abschluß der Bauarbeiten aufzubewahren. Nach der Fertigstellung der Pfahlgründungsarbeiten sind Bestandspläne anzufertigen und zusammen mit den Ausführungsunterlagen aufzubewahren.

(6)P Falls die Beobachtungen auf der Baustelle oder die Durchsicht der Pfahlprotokolle Ungewißheiten hinsichtlich der Qualität der hergestellten Pfähle ergeben, müssen zusätzliche Untersuchungen durchgeführt werden, um die Ausführungsqualität der Pfähle festzustellen und zu bestimmen, ob Zusatzmaßnahmen notwendig sind. Diese Untersuchungen müssen entweder Nachrammungen oder Pfahlintegritätsversuche einschließen in Verbindung mit bodenmechanischen Feldversuchen in der Nähe der beanstandeten Pfähle sowie statische Pfahlprobebelastungen.

(7)P Die Integrität ist durch Versuche bei solchen Pfählen zu prüfen, deren Qualität empfindlich in Bezug auf das Herstellungs bzw. Einbringungsverfahren ist, sofern das Verfahren nicht zuverlässig überwacht werden kann.

(8) Dynamische Pfahlversuche (Hammerschlagmethode) dürfen für eine pauschale Integritätsprüfung von Pfählen verwendet werden, die ernstzunehmende Defekte aufweisen oder die während des Herstellungsvorgangs schwerwiegende Festigkeitsverluste im Baugrund verursacht haben können. Da Defekte, wie ungenügende Betonqualität oder zu geringe Betondeckung, die das Langzeitverhalten des Pfahls beeinflussen, oft nicht durch dynamische Pfahlversuche festgestellt werden können, können andere Versuche wie z. B. Ultraschallmessungen, Vibrationsuntersuchungen oder Kernbohrungen für die Überwachungen der Ausführung erforderlich werden.

8 Stützkonstruktionen

8.1 Allgemeines

(1)P Die Bestimmungen dieses Kapitels behandeln Bauwerke, die Boden, ähnliches Material oder Wasser stützen. Das Material wird dann gestützt, wenn es unter einer steileren Neigung gehalten wird, als die, welche es ohne Stützkonstruktion annehmen würde. Stützbauwerke umfassen alle Arten von Mauern und Stützsystemen, in denen Bauteile mit Boden oder Fels zusammenwirken.

(2) Beim Entwurf von Stützbauwerken ist es zweckmäßig, zwischen den drei folgenden Typen von Stützbauwerken zu unterscheiden:

- Gewichtswände sind Wände, die aus Steinen, bewehrtem oder unbewehrtem Beton bestehen, mit oder ohne Sporn, Gesims oder Stützpfählern. Das Eigengewicht der Wandkonstruktion, das manchmal stabilisierend wirkende Lockerböden oder Felsgestein miteinschließt, spielt eine wichtige Rolle beim Stützen des Erdreichs. Beispiele für solche Wände sind Betonwände mit konstanter oder variabler Dicke, Winkelstützwände aus Stahlbeton, Stützpfeilmauern etc.,
- eingebundene Wände sind relativ dünne Wände aus Stahlbeton oder Holz, die durch Anker, Steifen und/oder passiven Erddruck gestützt werden. Die Biegesteifigkeit solcher Wände spielt eine wichtige Rolle bei der Stützung des Bodens, wohingegen das Wandgewicht unwesentlich ist. Beispiele solcher Wände sind: freistehende Stahlspundwände, verankerte oder ausgesteifte Stahl- oder Betonspundwände, Schlitzwände usw.,
- Kombinierte Stützwände sind Wände, die Elemente der beiden oben erwähnten Typen enthalten. Es gibt zahlreiche, verschiedene Ausführungsformen, z.B. Kastenfangedämme aus Spundwänden, durch Vorspannglieder, Geotextilien oder Injektionen, gestützte Erdbauwerke mit mehreren Reihen von Erdankern oder Bodennägeln etc.

8.2 Grenzzustände

(1)P Die zu untersuchenden Grenzzustände sind aufzulisten. Mindestens die folgenden Grenzzustände sind für alle Typen von Stützbauwerken zu berücksichtigen:

- Geländebruch,
- Bruch von Bauteilen wie z. B. einer Wand, eines Ankers, eines Holms, einer Strebe oder Bruch in den Verbindungen dieser Teile,
- kombinierter Bruch im Boden und in einem Bauteil,
- Bewegungen am Stützbauwerk, die den Zusammenbruch verursachen oder Bewegungen, die das Aussehen oder die Brauchbarkeit des Bauwerks sowie benachbarte Bauwerke bzw. Einrichtungen beeinträchtigen können,
- nicht hinzunehmende Leckagen in oder unterhalb der Wand,
- nicht hinzunehmender Transport von Bodenkorn durch die Wand oder unterhalb von ihr,
- nicht hinzunehmende Veränderungen des Grundwasserstroms.

(2)P Zusätzlich müssen für Gewichtswände und Verbundstützwerke die folgenden Grenzzustände berücksichtigt werden:

- Grundbruch,
- Bruch durch Gleiten in der Sohlfuge,
- Bruch durch Kippen der Wand,

und für im Boden eingebundene Stützbauwerke:

- Bruch durch Drehung oder Verschiebung der Wand oder deren Teile,
- Bruch aus Verlust des vertikalen Gleichgewichts der Wand.

(3)P Für alle Typen von Stützbauwerken sind auch Kombinationen der oben erwähnten Grenzzustände zu berücksichtigen.

(4) Der Entwurf von Gewichtswänden beinhaltet häufig die gleiche Art von Problemen wie von Flächen Gründungen, Dämmen und Böschungen. Bei der Berücksichtigung der Grenzzustände von Gewichtswänden sollten die Bestimmungen des Abschnitts 6 entsprechend angewendet werden. Insbesondere sollte der Grundbruch bei Lasten mit großer Ausmitte und Neigung berücksichtigt werden (s. 6.5.4).

8.3 Einwirkungen, geometrische Größen und Bemessungssituationen

8.3.1 Einwirkungen

(1)P Bei der Wahl der Einwirkungen zur Berechnung der Grenzzustände sind die unter Punkt 2.4.2 aufgeführten Einwirkungen zu berücksichtigen.

8.3.1.1 Gewicht des Hinterfüllmaterials

(1)P Bemessungswerte für die Wichte des Hinterfüllmaterials sind aufgrund der Erkenntnisse über das verfügbare Hinterfüllmaterial festzulegen. Im geotechnischen Gutachten sind die Untersuchungen auszuführen, die während der Bauarbeiten für den Nachweis erforderlich sind, daß die tatsächlichen Werte nicht ungünstiger als die angenommenen sind.

8.3.1.2 Auflasten

(1)P Bei der Festlegung der Bemessung für Auflasten sind naheliegende Gebäude, geparkte oder fahrende Fahrzeuge oder Kräne, gelagertes Massengut, Stückgut, Container usw. zu berücksichtigen.

(2) Besondere Sorgfalt ist dort angebracht, wo regelmäßig wiederkehrende Belastungen, wie z. B. Kranschienen, gestützt durch Kaimauern, vorliegen. Die Drücke, die durch derartige Auflasten entstehen, können die Drücke, die bei der Erstbelastung oder bei Aufbringung einer statischen Last gleicher Größe entstehen, deutlich übersteigen.

8.3.1.3 Wasserwichte

(1)P Bei den Bemessungswerten für die Wasserwichte ist zu berücksichtigen, ob es sich um Frisch-, Salz- oder mit Chemikalien belastetes Wasser oder um in einem solchen Umfang verschmutztes Wasser handelt, daß die normalen Werte korrigiert werden müssen.

(2) Örtliche Gegebenheiten wie z.B. Salzgehalt und Schlammanteile können die Wasserwichte erheblich beeinflussen.

8.3.1.4 Wellenkraft

(1)P Bemessungswerte für Wellen- und durch Wellen verursachte Kräfte sind auf der Grundlage von örtlich verfügbaren Daten für klimatische und hydraulische Bedingungen zu wählen.

8.3.1.5 Stützende Kräfte

(1)P Kraftkomponenten, die durch Vorspannen hervorgerufen wurden, sind als Einwirkungen zu betrachten. Bei der Auswahl der Bemessungswerte ist die Auswirkung der Ankerspannung und der Spannkraftverlust (Relaxation) zu berücksichtigen.

8.3.1.6 Stoßbelastung

(1)P Bei der Bestimmung der Bemessungswerte von Stoßbelastungen ist die Energie zu berücksichtigen, die von der Stützkonstruktion beim Aufprall absorbiert wird.

(2) Bei seitlichen Stoßbelastungen auf Stützbauwerke ist es in der Regel notwendig, die erhöhte Steifigkeit, die der gestützte Baugrund beim Auffangen eines Stoßes an der Wandhaut aufweist, zu berücksichtigen. Des weiteren sollte das Risiko der Verflüssigung aufgrund des seitlichen Stoßes auf eingebundene Wände untersucht werden.

(3)P Die Stoßbelastung von Treibeis, das mit einem Stützbauwerk kollidiert, ist auf der Grundlage der Druckfestigkeit des Eises und der Dicke der Treibeisscholle zu berechnen. Der Salzgehalt und die Homogenität des Eises sind bei der Berechnung seiner Druckfestigkeit zu berücksichtigen.

8.3.1.7 Auswirkungen der Temperatur

(1)P Bei der Bemessung von Stützbauwerken sind anormale Temperaturschwankungen über Zeit und Raum zu berücksichtigen.

(2) Die Auswirkungen von Temperaturwechseln sollten insbesondere bei der Bestimmung der Lasten in Streben und Steifen beachtet werden.

Die Auswirkungen von Bränden werden in den Abschnitten über Brandverhalten der entsprechenden Eurocodes gesondert behandelt.

(3)P Hinsichtlich der Bemessungswerte für auf Stützbauwerke einwirkenden Kräfte aus Eisschollen ist folgendes zu berücksichtigen:

- die Anfangstemperatur des Eises, bevor es zu tauen beginnt,
- die Zeitrate, mit der sich die Temperatur erhöht,
- die Stärke des Eises.

(4)P Besondere Vorkehrungen wie z. B. geeignetes Hinterfüllmaterial, Drainage oder Isolierung müssen getroffen werden, um zu verhindern, daß sich Eislinsen im Boden hinter dem Stützbauwerk bilden.

8.3.2 Geometrische Größen

(1)P Entwurfswerte für geometrische Größen sind gemäß den in Abschnitt 2.4.5 angegebenen Richtlinien festzulegen.

8.3.2.1 Geländeoberfläche

(1)P Bemessungswerte für geometrische Größen bezüglich der Hinterfüllung von Stützbauwerken müssen mögliche Abweichungen beim wirklichen Bauwerk berücksichtigen. Weiterhin sind bei den Bemessungswerten voraussichtliche Aushübe oder mögliche Unterspülungen (Kolk) vor dem Stützbauwerk zu berücksichtigen.

(2) Dort, wo die Standsicherheit eines Stützbauwerkes vom Erdwiderstand vor dem Bauwerk abhängt, muß die Geländeoberfläche im passiven Bereich um einen Wert Δa in den Grenzzustandsberechnungen tiefer angenommen werden. Bei einer frei eingespannten Wand sollte $\Delta a = 10\%$ der Wandhöhe und bei einer gestützten Wand sollte $\Delta a \leq 10\%$ der Höhe unterhalb der niedrigsten Stützung bzw. höchstens 0,5 m betragen.

8.3.2.2 Wasserstand

(1)P Die Wahl der Bemessungswerte für die Pegelstände von freiem Wasser und von Grundwasser ist auf Grundlage von örtlich verfügbaren hydraulischen und hydrogeologischen Daten vorzunehmen.

(2)P Des weiteren sind die Auswirkungen unterschiedlicher Durchlässigkeiten im Boden auf die Grundwasserströmung zu berücksichtigen. Mögliche Druckzustände auf Grund von gespanntem Grundwasser (durchgehend oder in einzelnen Linsen) sind miteinzubeziehen.

8.3.3 Bemessungssituationen

(1)P Bei der Bemessung von Stützbauwerken müssen folgende Punkte berücksichtigt werden:

- zeitliche und räumliche Änderungen der Bodeneigenschaften,
- zeitliche Änderungen von Wasserständen und Porenwasserdrücken,
- Änderungen der Einwirkungen und ihrer Zusammenwirkung,
- Aushub, Unterspülung oder Erosion vor dem Stützbauwerk,
- Hinterfüllung des Stützbauwerken,
- die Auswirkung von zukünftigen Bauwerken und Auflasten, falls vorhersehbar,
- Bodenbewegungen, hervorgerufen durch Senkung, Frosteinwirkung u.s.w.

(2) Bei Uferereinfassungen müssen keine Eis- und Wellenkräfte gleichzeitig an der gleichen Stelle angesetzt werden.

8.4 Hinweise zu Entwurf und Bemessung

(1)P Beim Entwurf sind sowohl die Grenzzustände der Tragfähigkeit wie auch der Gebrauchstauglichkeit zu betrachten, wobei eine Kombination der unter Punkt 2.1 genannten Ansätze anzuwenden ist.

(2) Die Vielschichtigkeit der Wechselwirkung zwischen Baugrund und Stützbauwerk macht es manchmal schwierig, ein Stützbauwerk im Detail zu bemessen, bevor die eigentlichen Bauarbeiten beginnen. In diesen Fällen ist es angebracht, die Beobachtungsmethode zu verwenden.

Bei vielen Stützbauwerken entsteht auch dann ein kritischer Grenzzustand wenn die Wand eigentlich weit genug plaziert ist, um direkten Schaden an benachbarten Bauwerken oder Anschlüssen zu verursachen. Obwohl der Einsturz der Wand selbst nicht unmittelbar bevorsteht, kann die Größe des hierdurch entstehenden Schadens jedoch die Grenze der Gebrauchstauglichkeit des durch die Wand gestützten Bauwerks erheblich überschreiten. Jedoch reichen die Bemessungsmethoden und Sicherheitsfaktoren, die von diesem Code für Grenzzustände der Tragfähigkeit gefordert sind, oftmals aus, um diese Art von Grenzzustand zu vermeiden., vorausgesetzt, die betroffenen Böden sind zumindest mitteldicht oder fest und entsprechende Bauweisen und Bauabläufe wurden eingehalten. Besondere Aufmerksamkeit erfordern jedoch einige Arten überkonsolidierter Tonablagerungen, in denen große, horizontale Ruhedruckspannungen beträchtliche Bewegungen in einem großen Umkreis um den Aushub verursachen können.

(3)P Der Entwurf von Stützbauwerken muß, wo angebracht, folgende Punkte berücksichtigen:

- die Auswirkungen der Bauausführung einschließlich,
- des Vorhandenseins vorübergehender, seitlicher Stützung des Aushubs,
- wechselnder in situ Spannungen und der daraus resultierenden Bodenbewegungen, die durch den Bau bzw. die Bauweise der Wand verursacht werden,

- Störungen im Baugrund aufgrund von Ramm- oder Bohrarbeiten,
- des Vorhandenseins eines Zugangs zu den Bauarbeiten,
- erforderlicher Dichtungsgrad der fertiggestellten Wand,
- der Herstellung einer bis in geringdurchlässige Schichten einbindende Wand, um so eine Wasserabspernung zu erzielen. Das daraus resultierende Problem des Ausgleiches der Grundwasserströmung ist abzuschätzen,
- die Zweckmäßigkeit des Aushubs zwischen den Wandstützen,
- die Fähigkeit der Wand, Vertikallasten aufzunehmen,
- Duktilität der Bauteile.

(4) Soweit wie möglich sollten Stützwände so entworfen werden, daß eine angemessene Gefahrenwarnung (d. h. wenn sie sich dem Grenzzustand nähern) durch sichtbare Zeichen gewährleistet ist. Der Entwurf sollte ein Auftreten von Sprödbbruch, d. h. plötzliches Versagen ohne zuvorige, sichtbare Verformungen, vermeiden:

- Zugang für Wartungsarbeiten an der Wand selbst sowie dazugehörige Dränagemaßnahmen,
- Aussehen und Haltbarkeit der Mauer und der Verankerung,
- für Spundbohlen, die Notwendigkeit eines Querschnitts von ausreichender Steifigkeit, um bis zur geplanten Eindringtiefe ohne Auftreiben der Schösser geschlagen werden zu können,
- die Stabilität von Bohrungen oder Schlitzwandabschnitten im offenen Zustand,
- für Verfüllungen, die Art des verfügbaren Materials und die zur Verdichtung nahe der Mauer eingesetzten Geräte, gemäß Punkt 5.3.

(5)P Wenn die Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks von einer funktionierenden Drainage abhängt, sind die Konsequenzen eines Versagens des Entwässerungssystems in Betracht zu ziehen, wobei die Gefährdung von Menschenleben ebenso wie die Reparaturkosten beachtet werden müssen. Eine der folgenden Bedingungen (oder eine Kombination von ihnen) ist zu erfüllen:

- es muß ein Wartungsprogramm für das Entwässerungssystem ausgearbeitet werden und der Entwurf muß einen Zugang für diesen Zweck vorsehen,
- durch Erfahrung mit vergleichbaren Fällen und durch Bewertung des austretenden Wassers ist sicherzustellen, daß das Dränagesystem auch ohne Wartung ordnungsgemäß funktioniert.

(6) Die Sickerwassermengen und - Drücke sowie mögliche chemische Bestandteile des austretenden Wassers sind zu berücksichtigen.

8.5 Bestimmung der Erd- und Wasserdrücke

8.5.1 Bemessungserddrücke

(1)P Bei der Bestimmung der Bemessungserddrücke sind die Art und der Betrag der Bewegung und Verformungen zu berücksichtigen, die hinnehmbar sind und die am Stützbauwerk im betrachteten Grenzzustand eintreten können.

(2) Im folgenden Text bezeichnet der Begriff "Erddrücke" auch den Druck von weichen und verwitterten Gesteinen und schließt auch den Druck von Grundwasser mit ein.

Drücke von körnigem Material, das in Silos lagert, sollten entsprechend ENV 1991-4 berechnet werden.

(3)P Bei der Berechnung der Beträge und Richtungen von Bemessungserddrücken ist weiterhin zu berücksichtigen:

- Neigung und Belastung des Geländes,
- Neigung der Wand zur Vertikalen,
- Wasserstände und die Strömungskräfte im Boden,
- Betrag und Richtung der Wandbewegung relativ zum Boden bzw. Fels,
- das horizontale ebenso wie das vertikale Gleichgewicht für das gesamte Stützbauwerk,
- die Scherfestigkeit und die Wichte des Bodens,
- die Steifigkeit der Wand und des Stützsystems,
- die Rauigkeit der Wand.

(4) Der Betrag der mobilisierten Wandreibung und Adhäsion ist eine Funktion:

- der Festigkeitsparameter des Bodens,
- der Reibungseigenschaften der Fläche zwischen Wand und Boden,
- der Richtung der Wandbewegungen in Bezug auf den Boden und der Betrag der Relativbewegung zwischen Wand und Boden,
- der Fähigkeit der Mauer, die vertikalen Kräfte aufzunehmen, die durch Wandreibung und Adhäsion impliziert sind.

Der Betrag der Scherspannung, der in der Sohlfuge mobilisiert werden kann, wird durch die Sohlfugenparameter δ und a begrenzt. Für eine vollkommen glatte Wand gilt: $\delta = 0$ und $a = 0$ und für eine vollkommen raue Wand: $\delta = \phi$ und $a = c$.

Für eine Betonwand oder Spundwand, die Sand oder Kies stützt, kann normalerweise angenommen werden: $\delta = k\phi$ und $a = 0$, wobei ϕ aufgrund der Störung an der Schnittfläche zwischen Wand und Beton nicht den kritischen Reibungswinkel des Bodens k und nicht den Wert $2/3$ für Betonfertigteile oder Spundwandstahl überschreiten sollte. Hingegen darf für Ort beton $k = 1$ angenommen werden. Bei einer Spundwand in lehmigem Baugrund unter undrännierten Bedingungen sollte $\delta = 0$ und $a = 0$ angesetzt werden. Nach einer gewissen Zeitspanne können sich höhere Werte einstellen.

(5)P Der Betrag und die Richtung der Erddrücke sind gemäß den Angaben der Tabelle 2.1 zu berechnen, indem die Bemessungswerte der Bodenparameter, entsprechend dem jeweils betrachteten Grenzzustand verwendet werden.

(6) Der Bemessungswert eines Erddrucks im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist im allgemeinen verschieden von seinem Wert im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Diese beiden Werte werden aus zwei grundverschiedenen Berechnungen ermittelt. Demzufolge kann ein Erddruck als Einwirkung nicht durch einen einzelnen charakteristischen Wert ausgedrückt werden.

(7)P Bei Stützbauwerken in Fels ist in den Felsdruckberechnungen der Einfluß von Diskontinuitäten zu berücksichtigen, insbesondere unter Beachtung ihrer Orientierung, Öffnung, Rauigkeit und, ggfs. den mechanischen Eigenschaften von Klutfüllmaterial.

(8)P Bei Stützbauwerken in schwellenden Böden ist in der Erddruckberechnung das Schwellpotential des Bodens zu berücksichtigen.

(9) Die Schwelldrücke in bindigen Böden hängen von der Plastizität, vom Wassergehalt und den hydraulischen Randbedingungen ab.

8.5.2 Erdruehdruck

(1)P Wenn keine Bewegung der Wand relativ zum Baugrund auftritt, ist der Erddruck aus dem Ruhespannungszustand zu errechnen. Der Ruhezustand ist unter Berücksichtigung der Spannungsgeschichte des Bodens zu bestimmen.

(2) Ruhebedingungen existieren normalerweise im Baugrund hinter einem Stützbauwerk, wenn die Bewegung des Bauwerks weniger als $5 \times 10^{-5} \times H$ in normalkonsolidierten Böden beträgt.

Für eine horizontale Geländeoberfläche kann der Ruhedruckbeiwert K_o , der das Verhältnis zwischen den horizontalen und vertikalen (d. h. infolge Endauflast) effektiven Spannungen wiedergibt, wie folgt bestimmt werden:

$$K_o = (1 - \sin\phi') \cdot \sqrt{R_{oc}}$$

wobei

R_{oc} das Überkonsolidierungsverhältnis bezeichnet. Diese Formel sollte nicht für extrem hohe Werte von R_{oc} benutzt werden.

Im Fall eines hinter der Wand unter dem Winkel $\beta \leq \phi'$ ansteigenden Geländes kann die Horizontalkomponente des effektiven Erddrucks aus der effektiven Auflastspannung mit dem Verhältniswert

$$K_{o\beta} = K_o (1 + \sin\beta)$$

bestimmt werden.

Die Richtung der Erddruckkraft darf dann als parallel zur Geländeoberfläche angenommen werden.

8.5.3 Grenzwerte des Erddrucks

(1)P Die Grenzwerte des Erddrucks sind passive oder aktive Erddrücke, die dann auftreten, wenn die Scherfestigkeit des Bodens voll mobilisiert ist und wenn die dazu erforderliche Bewegung in Art und Ausmaß nicht behindert wird.

Der Anhang G enthält Beispiele für die Vorgehensweise bei der Berechnung von Grenzwerten des Erddrucks.

(2)P Wenn Streben, Anker oder ähnliche Bauteile dem Bauwerk kinematische Bedingungen aufzwingen, kann sich eine andere, aber nicht unbedingt ungünstigere (oder günstigere) Verteilung der Grenzdrücke einstellen.

(3)P Es ist nachzuweisen, daß vertikales Gleichgewicht für die angenommene Druckverteilung erreicht werden kann. Gelingt dies nicht, müssen die Wandreibungsparameter auf einer Seite der Wand reduziert werden.

8.5.4 Zwischenwerte des Erddrucks

(1)P Zwischenwerte des Erddrucks treten auf, wenn die Wandbewegungen nicht ausreichen, um die Grenzwerte zu mobilisieren. Bei der Bestimmung des Zwischenwertes des Erddrucks ist der Betrag der Wandbewegungen und ihre Richtung relativ zum Boden zu berücksichtigen.

(2) Die Bewegung, die für die Entwicklung eines aktiven Grenzzustands in nicht-bindigem Boden von mindestens mitteldichter Lagerung erforderlich ist, ist von folgender Größenordnung:

- bei Drehung um die Oberkante $0.002 \cdot H$,
- bei Drehung um den Fuß $0.005 \cdot H$,
- bei Parallelverschiebung $0.001 \cdot H$,

wobei H die Wandhöhe ist.

Die Zwischenwerte der Erddrücke dürfen nach den verschiedenen empirischen Regeln, Bettungsmodulverfahren, der Methode der finiten Elemente etc. berechnet werden.

8.5.5 Einfluß der Verdichtung

(1)P Ein zusätzlicher Erddruck entsteht, wenn die Wand in Schichten hinterfüllt wird und das Füllmaterial verdichtet wird. Bei der Bestimmung des zusätzlichen Erddrucks ist das Verdichtungsverfahren zu berücksichtigen.

(2) Messungen zeigen, daß der zusätzliche Druck von der eingebrachten Energie, der Dicke der verdichteten Schichten und der Spurführung des Verdichtungsgeräts abhängt. Die Verdichtungswirkung verringert sich allerdings, wenn die nächste Schicht aufgetragen und verdichtet wird. Wenn die Hinterfüllung abgeschlossen ist, bleibt der Überdruck im oberen Wandbereich in der Regel erhalten.

(3)P Während der Bauausführung sind die Verdichtungsarbeiten so durchzuführen, daß überhöhte Erddrücke vermieden werden, die zu überhöhten Bewegungen des Bauwerks führen können.

8.5.6 Wasserdrücke

(1)P Bei der Bestimmung der Bemessungswasserdrücke sind die Wasserstände in Verbindung mit Oberflächengewässern und die Grundwasserstände zu berücksichtigen.

(2)P Beim Nachweis der Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit sind die Wasserdrücke in den Wirkungskombinationen gemäß den Punkten 2.4.2 und 8.4 (5) P anzusetzen.

(3)P Bei Wänden, die Boden von mittlerer oder geringer Durchlässigkeit stützen (Schluffe und Tone), ist anzunehmen, daß Wasserdrücke hinter der Mauer entsprechend einem Wasserstand wirken, dessen Niveau nicht niedriger ist als die Oberfläche des Materials mit geringer Durchlässigkeit, falls nicht ein zuverlässiges Entwässerungssystem installiert oder Einsickern verhindert wird.

(4)P Dort, wo plötzliche Änderungen im freien Wasserstand eintreten können, sind sowohl der instationäre Zustand der nach der Wasserstandsänderung eintritt, wie auch der stationäre Zustand zu untersuchen.

(5)P Dort, wo keine besonderen Maßnahmen zur Entwässerung oder zur Verhinderung von Wasserzufluß ergriffen werden, sind die möglichen Auswirkungen von wassergefüllten Zug- oder Schrumpfrissen zu beachten.

(6) In diesen Fällen, bei gestützten, bindigen Böden, sollte der Bemessungswert des Gesamtwasserdrucks normalerweise nicht geringer sein, als der hydrostatische Druck für einen Wasserspiegel in Geländehöhe.

8.6 Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

8.6.1 Allgemeines

(1)P Die Nachweise beim Entwurf von Stützbauwerken sind im Grenzzustand zu führen, und zwar mit den entsprechenden Bemessungswerten für die Einwirkungen und den entsprechenden Bemessungssituationen wie unter Punkt 8.3 aufgeführt.

(2)P Alle relevanten Versagensmechanismen müssen untersucht werden.

(3) Mindestens die in den Abbildungen 8.1 bis 8.6 dargestellten Versagensmodi müssen für die am häufigsten verwendeten Stützbauwerke in Betracht gezogen werden.

(4)P In den Berechnungen für Grenzzustände der Tragfähigkeit ist nachzuweisen, daß Gleichgewicht mit den Bemessungswerten der Einwirkungen und der mit den Bemessungswerten Materialfestigkeiten gemäß Abschnitt 2.4.2 und 2.4.3 erreicht werden kann. Beim Ansatz der Bemessungsfestigkeiten der Materialien, die in die Rechnung eingehen, ist die Kompatibilität ihrer Verformungen zu berücksichtigen.

(5)P Obere oder untere Bemessungswerte sind für die Festigkeit des Untergrundes anzusetzen, je nachdem, welcher ungünstiger ist.

(6)P Berechnungsmethoden, die den Erddruck gemäß den relativen Verschiebungen und den Steifigkeiten des Bodens und der Bauteile umverteilen, sind zulässig.

(7)P Für feinkörnige Böden muß das Kurzzeitverhalten ebenso wie das Langzeitverhalten berücksichtigt werden.

(8)P Bei Wänden, die unterschiedlichen Wasserdrücken ausgesetzt sind, muß die Sicherheit infolge hydraulischer Instabilität (Erosion) nachgewiesen werden.

8.6.2 Geländebruch

(1)P Entsprechend den Richtlinien von Abschnitt 9 ist der Nachweis zu führen, daß ein Geländebruch nicht eintreten kann und daß die entsprechenden Verformungen ausreichend gering sind.

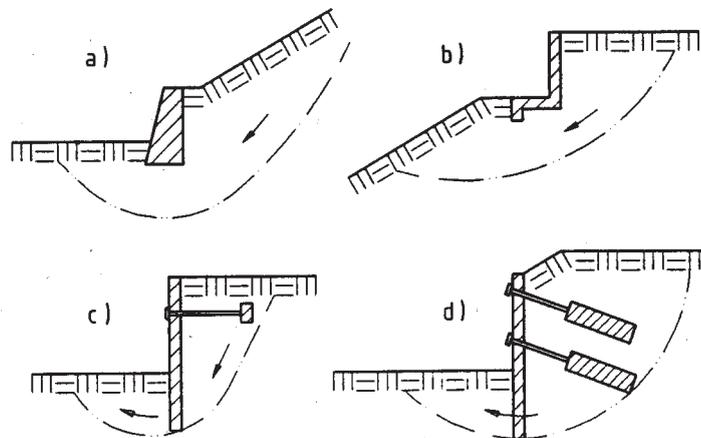


Bild 8.1: Beispiele von Grenzzuständen bei Geländebruch von Stützbauwerken

(2) Mindestens die in Bild 8.1 dargestellten Grenzzustandsformen müssen untersucht werden, wobei progressiver Bruch und Verflüssigung zu beachten sind.

8.6.3 Gründungsversagen von Gewichtswänden

(1)P Entsprechend den Grundsätzen in Abschnitt 6 ist der Nachweis zu führen, daß ein Versagen der Gründung ausreichend weit entfernt liegt und die Verformungen gering bleiben. Sowohl die Tragfähigkeit des Untergrundes wie auch ein Versagen infolge von Gleiten sind zu prüfen.

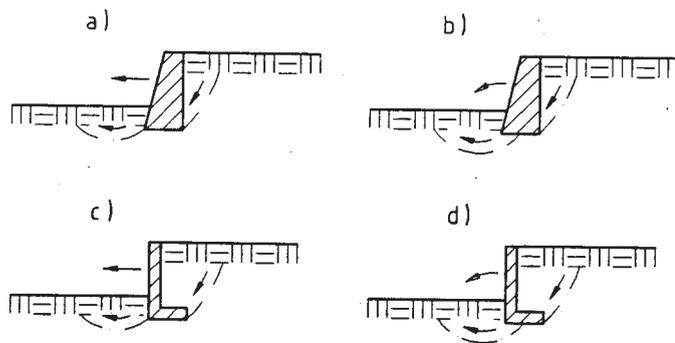


Bild 8.2: Beispiele von Grenzzuständen für Gründungsversagen von Gewichtswänden

(2) Mindestens die in Bild 8.2 dargestellten Grenzzustandsformen müssen untersucht werden.

8.6.4 Versagen durch Rotation eingebundener Wände

(1)P Es ist durch Gleichgewichtsberechnungen zu zeigen, daß ein gebundene Wände ausreichend tief in den Boden einbinden, um Versagen durch Rotation zu verhindern.

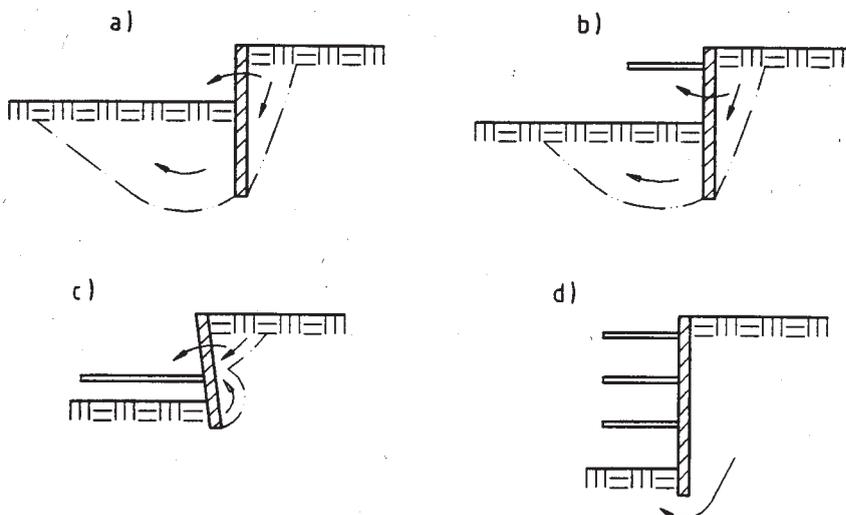


Bild 8.3. Beispiele von Grenzzuständen für Rotationsbruch bei eingebundenen Wänden

(2) Mindestens die in Bild 8.3 dargestellten Versagensmoden sind zu untersuchen.

(3)P Bemessungswert und -richtung der Scherspannung zwischen Boden und Wand müssen in Übereinstimmung mit der vertikalen Relativ-Verschiebung im angenommenen Bemessungszustand sein.

8.6.5 Vertikales Versagen von eingebundenen Wänden

(1)P Es ist nachzuweisen, daß vertikales Gleichgewicht $\Sigma V = 0$ mit den Bemessungswerten für die Bodenfestigkeit und für die an der Wand angreifenden Vertikalkräfte eingehalten werden kann.

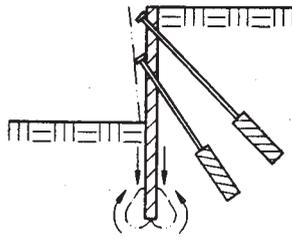


Bild 8.4: Beispiel eines Grenzzustands für vertikales Versagen am Fuß einer eingebundenen Wand

(2) Mindestens der in Bild 8.4 dargestellte Versagensmodus muß untersucht werden.

(3) P Dort, wo eine Abwärtsbewegung der Wand erwartet wird, sind bei diesem Nachweis obere Bemessungswerte für Vorspannkräfte anzusetzen, wie z. B. solche von Erdankern mit einer nach unten gerichteten Vertikalkomponente.

(4) P Der Bemessungswert und die Richtung der Scherspannung zwischen Boden und Wand müssen mit dem Nachweis gegen Rotationsversagen übereinstimmen.

(5) Das Vertikal- und Momentengleichgewicht muß mit den gleichen Bemessungswerten für die Scherspannung entlang der Wand nachgewiesen werden.

(6) P Falls die Stützwand als Gründung für ein Bauwerk dient, ist das vertikale Gleichgewicht nach Abschnitt 7 nachzuweisen.

8.6.6 Bauteilbruch

(1) P Stützbauwerke einschließlich ihrer stützenden Elemente wie Streben und Anker sind gegen Bruch infolge Überschreitung der Bauteilfestigkeit zu bemessen. Es ist nachzuweisen, daß das Gleichgewicht eingehalten werden kann, ohne Überschreiten der Bemessungswerte der Materialfestigkeiten von Wand und stützenden Bauteilen wie Streben und Anker.

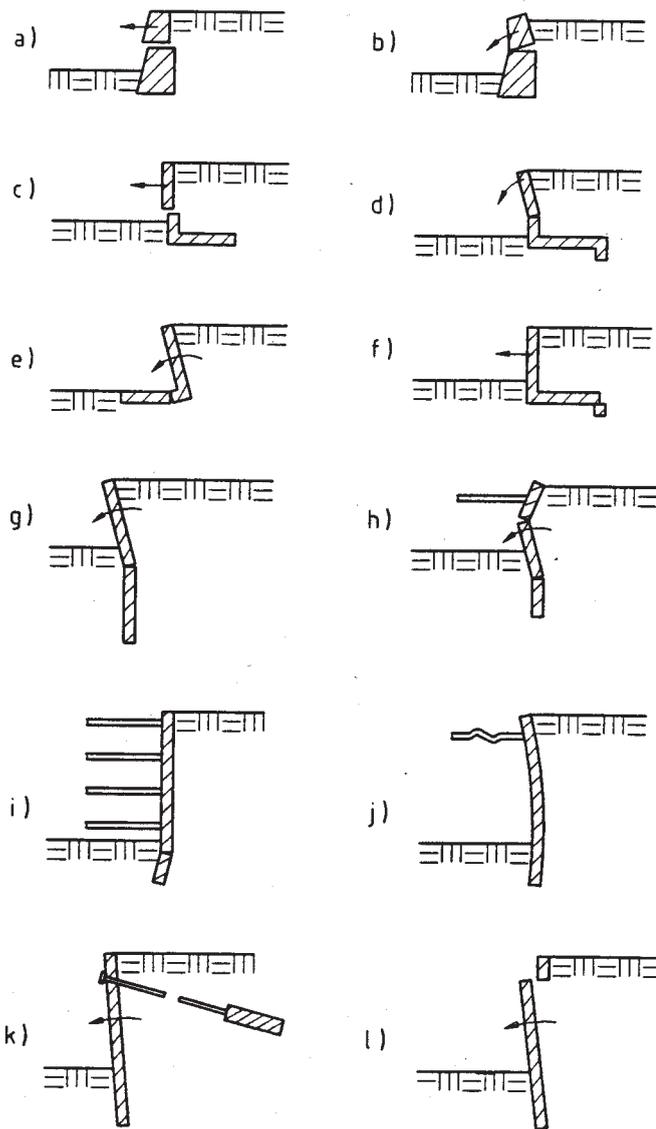


Bild 8.5: Beispiele von Versagensmoden für Bauteile von Stützkonstruktionen

(2) Mindestens die in Bild 8.5 dargestellten Versagensmechanismen sollten untersucht werden.

(3)P Für jeden Grenzzustand ist nachzuweisen, daß die erforderliche Festigkeit im Boden und im Bauwerk unter kompatiblen Verformungen mobilisiert werden kann.

(4) Bei Bauteilen muß eine Verringerung der Festigkeit bei Verformungen aufgrund von Einflüssen z. B. aus Rissen in unbewehrten Querschnitten, großen Verdrehungen in plastischen Gelenken oder örtliches Knicken von Stahlquerschnitten gemäß den materialbezogenen Eurocodes berücksichtigt werden. Im Boden muß ein Festigkeitsverlust aufgrund der Dilatation in dichten körnigen Böden und der Ausbildung von Harnischflächen in Tonen berücksichtigt werden.

8.6.7 Versagen durch Herausziehen von Ankern

(1)P Es ist nachzuweisen, daß das Gleichgewicht ohne Ankerversagen durch Herausziehen eingehalten werden kann.

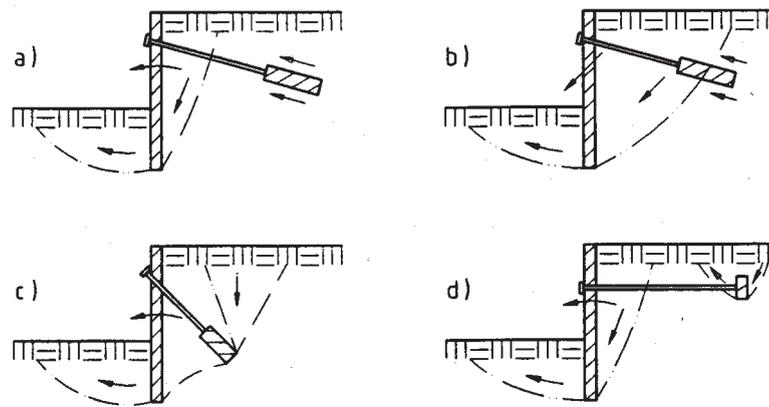


Bild 8.6: Beispiele von Versagen infolge Herausziehen von Anker

(2) Injektionsanker sind gemäß Abschnitt 8.8 zu bemessen. Mindestens die in Bild 8.6 (a,b,c) dargestellten Versagensarten müssen untersucht werden.

Für "Plattenanker", ist die in Bild 8.6 (d) dargestellte Versagensform zu untersuchen. Die Berechnung des Herauszieh Widerstandes des Ankers sollte auf der Grundlage des Erdwiderstands ohne Ansatz eines Wandreibungswinkels erfolgen.

Dort, wo Anker eng gruppiert und parallel oder versetzt angeordnet sind, muß die Interaktion zwischen den Anker und das mögliche Versagen der ganzen Gruppe untersucht werden.

8.7 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

8.7.1 Allgemeines

(1)P Der Entwurf von Stützbauwerken ist im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu prüfen, indem die möglichen Bemessungssituationen gemäß Punkt 8.3 zugrundegelegt werden.

8.7.2 Verschiebungen

(1)P Grenzwerte für zulässige Verschiebungen für Wände und die angrenzenden Böden sind gemäß dem Punkt 2.4.5 festzulegen, wobei die Verschiebungstoleranzen von gestützten Bauwerken und Einrichtungen berücksichtigt werden müssen.

(2)P Eine vorsichtige Abschätzung der Verdrehung und Verschiebung von Stützwänden und die Auswirkungen auf gestützte Bauwerke und Einrichtungen sind stets auf der Grundlage von vergleichbaren Erfahrungen vorzunehmen. Diese Schätzung muß auch die Einflüsse von der Wandherstellung enthalten. Es muß sichergestellt werden, daß die geschätzten Verschiebungen die Grenzwerte nicht überschreiten.

(3)P Falls der erste, vorsichtige Schätzwert der Verschiebung die Grenzwerte überschreitet, ist der Nachweis durch eine detailliertere Untersuchung, einschließlich Verschiebungsberechnungen, zu erbringen.

(4)P Falls die geschätzten Verschiebungen die Grenzwerte um 50% überschreiten, ist eine detailliertere Untersuchung, einschließlich der Verschiebungsberechnungen, bei folgenden Situationen durchzuführen:

- wo in der Nähe liegende Bauwerke und Einrichtungen außergewöhnlich empfindlich gegenüber Verschiebungen sind,
- wo die Wand mehr als 6 m Boden von niedriger Plastizität oder 3 m Boden von hoher Plastizität stützt,
- wo die Wand innerhalb ihrer Höhe oder unter ihrem Fuß durch weichen Ton gestützt wird,
- wo keine vergleichbaren Erfahrungen vorliegen.

(5)P Bei Verformungsberechnungen sind die Steifigkeit des Bodens und der Bauteile sowie der Bauablauf zu berücksichtigen.

(6) Das in den Verformungsberechnungen angenommene Materialverhalten sollte an vergleichbaren praktischen Beispielen unter Zugrundelegung desselben Rechenmodells kalibriert werden.

Falls von linearem Verhalten ausgegangen wird, sollten die Steifigkeiten, die für den Boden und die Baumaterialien zugrundegelegt werden, an das errechnete Verformungsmaß angepaßt sein. Wahlweise können vollständige Spannungs-Verformungsmodelle der Materialien angewendet werden.

8.7.3 Erschütterungen

(1)P Die in Abschnitt 6.6.2 gemachten Aussagen gelten auch für Stützbauwerke.

8.7.4 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit von Bauteilen

(1)P Die Bemessungserddrücke für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind mit den charakteristischen Werten aller Bodenparameter zu bestimmen.

(2) Die Bestimmung der Bemessungserddrücke soll den Ausgangsspannungszustand, die Anfangssteifigkeit und Festigkeit des Bodens sowie die Steifigkeit der Bauteile miteinbeziehen.

Bei der Ermittlung der Bemessungserddrücke sollte die im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zulässige Verformung des Bauwerks beachtet werden. Diese sind nicht notwendigerweise gleich dem aktiven und passiven Grenzwert.

8.8 Verankerungen

8.8.1 Geltungsbereich

(1)P Dieser Abschnitt befaßt sich mit allen Arten von Verankerungen, die zur Stützung eines Stützbauwerks dienen, indem sie eine Zugkraft in eine tragfähige Schicht aus Boden oder Fels übertragen.

(2) Solche Verankerungen beinhalten:

- Systeme, die aus einem Ankerkopf, einer freien Ankerlänge und einer mörtelinjizierten Verbundlänge bestehen,
- Systeme, die aus einem Ankerkopf und einer Verbundlänge, jedoch ohne eine freie Länge bestehen (Bodennägel),
- Systeme, die aus einem Ankerkopf, einer freien Ankerlänge und einem Stahlbeton- oder Stahlanker bestehen,
- Systeme, die aus einem Schraubanker und einer Ankerkappe bestehen.

Erdverankerungen können entweder als temporäre oder als permanente Bauteile einer Stützkonstruktion verwendet werden.

8.8.2 Entwurf und Bemessung von Verankerungen

(1)P Beim Entwurf einer Verankerung sind alle möglichen Zustände während der geplanten Lebensdauer zu untersuchen. Korrosion und Kriechen von Dauerverankerungen sind zu berücksichtigen.

Verankerungssysteme, für die gute Langzeiterfahrungen hinsichtlich Tragverhalten und Dauerhaftigkeit vorliegen, sollten vorzugsweise eingesetzt werden.

(2)P Die Bodenuntersuchung vor dem Entwurf und der Ausführung der Verankerung muß auch das Gebirge außerhalb des eigentlichen Baustellenbereichs einschließen, falls dort Ankerkräfte eingeleitet werden.

(3)P Verankerungen, die mehr als zwei Jahre in Gebrauch sein sollen, werden als Daueranker ausgelegt.

(4)P Zum Nachweis der Tragfähigkeit einer Verankerung im Grenzzustand sind drei Versagensmechanismen zu untersuchen:

- Bruch des Ankerstahls oder Ankerkopfs infolge Überschreitung ihrer Materialfestigkeit oder Versagen von Klemm- oder Befestigungseinrichtungen an Kontaktflächen,
- Bruch der Verankerung am Verbund zwischen Stahl und Mörtel oder zwischen Mörtel und Boden bzw. Fels; der Bemessungswert des Herausziehwidestands muß größer sein als die Bemessungsankerkraft,
- Geländebruch der gesamten Stützkonstruktion, einschließlich der Anker entsprechend den in Abschnitt 8.6 enthaltenen Richtlinien.

(5) Bei einer vorgegebenen Bemessungssituation hängt der Herausziehwidestand von den Abmessungen des Ankers ab, allerdings ist die Spannungsübertragung in den umgebenden Boden von der Herstellungsweise beeinflusst.

Dies gilt insbesondere für Verpreßanker, bei denen das Verfahren und, in geringerem Maße, die Bohrtechnik und das Spulverfahren von Bedeutung sind.

(6)P Vorgespannte und nicht vorgespannte Stahlglieder, die für Anker verwendet werden, sind nach den Richtlinien des Eurocode 3 zu bemessen.

(7) Die minimale freie Ankerlänge sollte etwa 5 m betragen.

8.8.3 Konstruktive Gesichtspunkte

(1)P Die Verbindung zwischen dem Vorspannglied und der Mauer muß sich den Bewegungen anpassen können, die während des Gebrauchszustands auftreten.

(2)P Dauerverankerungen sind über die volle Länge des Vorspannglieds und am Ankerkopf gegen Korrosion zu schützen. Die Umweltbedingungen während der Lebensdauer des Ankers sind zu berücksichtigen.

(3) Die folgenden Kriterien werden als Richtwerte angesehen, bei deren Überschreitung besondere Vorkehrungen gegen Wasseraggressivität am Beton und am erhärteten Zementmörtel notwendig sind:

pH-Werte	weniger als 5,5,
Kohlensäure CO ₂	mehr als 40 mg/l,
Ammonium NH ₄	mehr als 30 mg/l,
Magnesium	mehr als 1000 mg/l,
Sulphat SO ₄	mehr als 200 mg/l,
Härte	weniger als 30 mg CaO/l

Neben dem Korrosionsschutz ist normalerweise ein mechanischer Schutz für permanente Anker erforderlich, um beim Transport, Einbau und Spannen Schäden am Korrosionsschutz zu vermeiden.

8.8.4 Ankerprüfungen

(1)P Der Widerstand bzw. die Traglast eines Ankers ist aus den Testergebnissen und aus örtlicher Erfahrung festzulegen. Die folgenden Belastungsversuche können in situ an Ankern durchgeführt werden:

- Eignungsprüfung,
- Abnahmeprüfung.

(2)P Eignungsprüfungen sind vor dem Hauptvertrag bzw. der Vergabe oder an ausgewählten Gebrauchsankern während der Bauarbeiten durchzuführen, um die Eignung des Ankersystems festzustellen und um den erforderlichen Ankerwiderstand in den fraglichen Bodenschichten sicherzustellen. Sie liefern auch die Kriterien für die Abnahmeprüfungen.

(3)P Abnahmeprüfungen sind zum Nachweis durchzuführen, daß jeder eingebaute Anker die im Entwurf vorgesehene Last trägt.

(4)P Die Herstellungsweise der Anker, die Eignungsprüfungen unterworfen werden, ist vollständig zu protokollieren gemäß Abschnitt 8.8.7.

(5)P Zwischen dem Einbau der Anker und dem Beginn eines Lastversuchs muß eine angemessene Zeit verstreichen, um sicherzustellen, daß die erforderliche Güte des Verbundes Spannstahl/Zement (oder, erforderlichenfalls Zement/Hülsrohr) und Zement/Boden erreicht ist.

(6)P Alle Geräte und Meßapparate, die für die Ankertests benötigt werden, müssen darauf überprüft werden, daß sie anzeigeempfindlich und genau sind und sich in gutem Zustand befinden.

8.8.5 Eignungsprüfungen

(1)P Für jede Baugrundart und jeden Konstruktionstyp ist mindestens eine Eignungsprüfung durchzuführen, falls keine vergleichbaren Erfahrungen vorliegen.

(2) Bei ausgedehnten Ankerungen muß die Anzahl der Eignungsprüfungen in jeder Bodenschicht bzw. Felsbereich mindestens 1% bei temporären Verankerungen betragen, bei denen ein Bruch keine ernststen Folgen hätte, und mindestens 2% im Falle permanenter Verankerungen oder temporäre Verankerungen, bei denen die Folgen eines Bruchs schwerwiegend wären.

(3)P Die Prüfungsdauer muß ausreichen, um sicherzustellen, daß die Vorspannungs- oder Kriechschwankungen sich innerhalb der tolerierbaren Grenzen stabilisieren.

(4)P Bei der Ermittlung des charakteristischen Wertes des Ankerwiderstandes R_{ak} aus den Werten R_{am} , die in einer oder mehreren Eignungsprüfungen gemessen wurden, ist ein Abschlag für die Schwankung der Baugrundbeschaffenheit und für die Schwankung des Einbaueffekts festzulegen. Als Mindestanforderung müssen beide Bedingungen, a) und b) der Tabelle 8.1 nach folgender Gleichung erfüllt werden:

$$R_{ak} = R_{am}/\xi$$

(8.5)

Tabelle 8.1: Umrechnungsfaktoren ξ zur Ermittlung von R_{ak}

Nummer der Eignungsprüfung	1	2	3
(a) ξ bezogen auf den Mittelwert von R_{ak}	[1,5]	[1,35]	[1,3]
(b) ξ bezogen auf den Kleinstwert von R_{ak}	[1,5]	[1,25]	[1,1]

Die in den Eignungsprüfungen ermittelte Traglast R_a muß gleich der kleinsten Ankerkraft sein, die sich aus den ersten beiden Bruchmechanismen, nach Abschnitt 8.8.2 (4)P und der Kriechgrenzlast ergibt.

(5) Die systematischen und zufälligen Anteile an den Änderungen der Baugrundbeschaffenheit sollten bei der Auswertung der Eignungsprüfungen unterschieden werden.

Die systematischen Anteile der Baugrundveränderungen können herausgestellt werden, wenn man verschiedene Zonen mit gleichen Eigenschaften oder einen Trend der Baugrundeigenschaften mit Lageangabe auf der Baustelle erkennt. Danach sollten die Daten von der Ankerherstellung überprüft werden und jedwede Abweichung von den normalen Ausführungsbedingungen sollte erklärt werden. Derartige Abweichungen sollten teilweise durch eine sorgfältige Auswahl der für Eignungsprüfungen vorgesehenen Anker abgedeckt werden.

(6)P Der Bemessungswiderstand R_a ist zu ermitteln aus:

$$R_a = R_{ak}/\gamma_m$$

wobei

$\gamma_m = [1.25]$ für temporäre Anker und

$\gamma_m = [1.5]$ für permanente Anker ist.

Dann wird der Bemessungswiderstand der größten rechnerischen Ankertraglast im Bemessungszustand gegenübergestellt.

(7)P Die Eignungsprüfung ist insbesondere im Hinblick auf die Anzahl der Lastschritte, der Dauer dieser Schritte und das Durchfahren von Lastzyklen so durchzuführen, daß Rückschlüsse auf den Ankerwiderstand, die Grenzkriechlast und die tatsächliche freie Ankerlänge gezogen werden können.

8.8.6 Abnahmeprüfungen

(1)P Sämtliche Verpreßanker sind vor der Inbetriebnahme und dem Festlegen einer Abnahmeprüfung zu unterziehen.

(2)P Die Abnahmeprüfung ist gemäß den Normverfahren und den aus den Eignungsprüfungen ermittelten Abnahmekriterien durchzuführen, um die Tragfähigkeit jedes einzelnen Ankers im Grenzzustand nachzuweisen. Die Abnahmeprüfung ist gemäß den Normverfahren und den aus den Eignungsprüfungen abgeleiteten Abnahmekriterien durchzuführen, um die Tragfähigkeit jedes einzelnen Ankers im Grenzzustand nachzuweisen.

(3)P Das Prüfverfahren muß die tatsächliche freie Ankerlänge feststellen und bestätigen, daß nach dem Vorfestlegen der Spannkraftverlust hinnehmbar klein bleibt.

(4) Die Abnahmeprüfung kann auch dazu dienen, den Anker vorzubelasten, um eine spätere Entspannung der Ankerkräfte zu vermindern.

8.8.7 Bauüberwachung und Funktionskontrolle

(1)P Auf der Baustelle muß ein Einbauplan für die Anker mit den technischen Bedingungen für das verwendete Ankersystem vorliegen.

(2) Ein Ankereinbauplan könnte je nach Bauaufgabe folgende Angaben enthalten:

- den Ankertyp ggfs. mit Hinweis auf die Europäische Technische Zulassung,
- Anzahl der Anker,
- Ort und Neigung jedes einzelnen Ankers sowie erlaubte Abweichungen in der Position,
- Datum und Einbauzeit jedes einzelnen Ankers,
- für Verpreßanker Material, Druck, Verpreßmenge, Verpreßzeit,
- planmäßige Ankerkraft,
- verwendeter Korrosionsschutz,
- Einbauverfahren (Bohren, Einsetzen, Verbinden und Spannen),

- angetroffene Hindernisse,
- sonstige Störungen bei den Ankerarbeiten.

(3)P Der Einbau sämtlicher Anker ist zu überwachen. Protokolle über den Einbau sind vor Ort anzufertigen. Ein unterschriebenes Protokoll ist für jeden Anker aufzubewahren.

(4)P Sollte eine Inspektion Unsicherheiten hinsichtlich der Qualität der eingebauten Anker erkennen lassen, sind zusätzliche Untersuchungen durchzuführen, um den tatsächlichen Zustand der Anker festzustellen.

(5)P Nach Fertigstellung der Arbeiten sind die schriftlichen Aufzeichnungen aufzubewahren. Einbauprotokolle bzw. Bestandspläne sind nach Fertigstellung der Anker zu sammeln und zusammen mit den Bauunterlagen aufzubewahren. Prüfzeugnisse von allen Baustoffen mit ihren wichtigen Eigenschaften sind ebenso aufzubewahren.

9 Dämme und Böschungen

9.1 Geltungsbereich

(1)P Die Empfehlungen dieses Kapitels gelten für Dämme und Böschungen, jedoch nicht für Deiche und Staudämme.

(2)P Einbau und Verdichtung des Schüttmaterials sind in Abschnitt 5 behandelt und Stützbauwerke, die Böschungen sichern, in Abschnitt 8.

9.2 Grenzzustände

(1)P Um die grundsätzlichen Anforderungen an Schüttungen und Böschungen hinsichtlich Standsicherheit, Verformungsbegrenzung, Dauerhaftigkeit und Schadensbegrenzung an benachbarten Gebäuden oder Einrichtungen zu erfüllen, müssen folgende Grenzzustände berücksichtigt werden:

- Verlust der Gesamtstandsicherheit (Böschungsbruch),
- Verlust der Tragfähigkeit (Grundbruch),
- Bruch infolge innerer Erosion,
- Bruch infolge Oberflächenerosion oder Kolkbildung,
- hydraulischer Grundbruch,
- Verformungen (einschließlich Kriechen) des Dammes oder der Böschung und des Untergrundes, die Bauschäden an benachbarten Bauwerken, Straßen oder Einrichtungen verursachen,
- Felsstürze,
- Verformungen von Schüttungen oder Böschungen, einschließlich Kriechen, die einen Verlust der Gebrauchsfähigkeit bedeuten,
- Oberflächenerosion.

9.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen

(1)P Bei der Wahl der Einwirkungen zur Berechnung von Grenzzuständen, muß die Auflistung unter Punkt 2.4.2 berücksichtigt werden.

(2)P Die Auswirkung folgender Vorgänge muß berücksichtigt werden:

- Bauzustände, wie Aushub vor Böschungen oder Schüttvorgänge, der Einfluß von Schwingungen infolge Sprengungen, Pfahlrammung etc.,
- der Einfluß von Bauwerken, die auf oder nahe an einer Schüttung oder Böschung nach deren Fertigstellung errichtet werden,
- der Einfluß einer neuen Böschung auf bestehende Zustände,
- der Einfluß etwaiger früherer oder andauernder Bewegungen bestehender Böschungen,
- Einflüsse aus Überströmung, Wellen und Regen auf Böschungen und die Krone von Straßendämmen (Erosion),
- Temperatureinflüsse auf Böschungen (Schrumpfung),
- Tätigkeit von Tieren, wie das Verstopfen von Dräns oder das Graben von Gängen im Erdreich.

(3)P Der Bemessungswasserstand des freien Wassers vor einer Böschung und der Bemessungsgrundwasserstand oder eine Kombination derselben muß anhand der verfügbaren hydrologischen Daten so gewählt werden, daß bei der Bemessung die ungünstigsten Bedingungen berücksichtigt werden, die auftreten können. Die Möglichkeit des Ausfalls von Dräns, Filtern oder Abdichtungen muß berücksichtigt werden.

(4) Für Fluß- oder Seeböschungen sind die ungünstigsten hydraulischen Bedingungen normalerweise eine stationäre Sickerströmung vom höchstmöglichen Grundwasserstand und eine schnelle Spiegelsenkung des freien Wasserspiegels.

(5)P Bei der Ermittlung der Porenwasserdruckverteilung im Bemessungsfall muß die mögliche Bandbreite von Anisotropie und Heterogenität des Bodens berücksichtigt werden.

9.4 Hinweise für Planung und Bauausführung

(1)P Bei der Planung und dem Bau von Dämmen und Böschungen muß die Erfahrung mit solchen Baumaßnahmen in ähnlichen Böden berücksichtigt werden.

(2) Dämme auf weichem bindigen Böden werden normalerweise in mehreren Lagen geschüttet. Die Dicken dieser Lagen und die Geschwindigkeit des Aufbringens sind festzulegen, um den Verlust der Standsicherheit von Böschungen oder der Tragfähigkeit von Gründungen während des Baus zu vermeiden. Konsolidationszeiten können nur näherungsweise berechnet werden. Die Konsolidationsrate von weichen Bodenschichten muß daher während des Baus durch Setzungsmessungen ermittelt werden. Porenwasserdruckmessungen können ebenfalls erforderlich werden, wenn nämlich die nächste Lage einer Schüttung erst aufgebracht werden darf, nachdem der Porenwasserüberdruck unter einen sicheren Wert gesunken ist. Dieser Wert ist in der Bemessung festzulegen. Setzungsmessungen müssen bei dieser Vorgehensweise als Kontrolle durchgeführt werden. Wenn Vertikaldräns installiert sind, um die Konsolidation und damit den Baufortschritt zu beschleunigen, muß besondere Sorgfalt auf den Einbauort der Porenwasserdruckgeber verwandt werden. Diese sollten jeweils in der Mitte des Dränrasters angeordnet werden. Die Beobachtungsmethode ist nach 2.7 anzuwenden.

(3)P Stark erosionsgefährdete Böschungsoberflächen müssen geschützt werden.

(4) Die Böschungen können versiegelt, bepflanzt oder künstlich geschützt werden. Bei Böschungen mit Bermen kann ein Dränsystem in den Bermen erforderlich werden. Bäume und Büsche sollten in der Regel auf Fluß- und Seeböschungen normalerweise nicht gepflanzt werden.

9.5 Bemessung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

9.5.1 Böschungsbruch

(1)P Bei der Berechnung der Standsicherheit eines Dammes oder einer Böschung in Boden oder Fels, müssen alle möglichen Versagensformen berücksichtigt werden.

(2) Die durch die Bruchfläche begrenzte Boden- oder Felsmasse wird normalerweise als starre Körper oder als System von sich gleichzeitig bewegenden, starren Teilkörpern betrachtet. Alternativ können ein statisch zulässiges Spannungsfeld untersucht oder die Finite-Element-Methode angewandt werden. Bruch- oder Gleitflächen zwischen starren Körpern können verschiedene Formen annehmen, z. B. eben, kreisförmig oder komplizierter sein.

Wenn der Untergrund oder das Schüttmaterial relativ homogen und isotrop hinsichtlich der Festigkeit ist, reicht es normalerweise aus, Kreisgleitflächen anzunehmen.

Bei Böschungen in geschichteten Böden mit deutlichen Unterschieden in der Scherfestigkeit muß den Schichten mit geringer Scherfestigkeit besondere Beachtung geschenkt werden. Das kann ein Berechnungsverfahren mit nicht kreisförmigen Gleitflächen erfordern.

Bei geklüfteten Materialien wie Fels- oder einigen Lockergesteinsarten hängt die Bruchfläche von den Diskontinuitäten ab und kann sich auch in ungestörten Bereichen ausbilden. Dies kann die Berechnung von dreidimensionalen Bruchkörpern erforderlich machen.

(3)P Das Gleichgewicht an einem durch jede denkbare Bruchflächenkombination begrenzten Körper muß mit den Bemessungswerten der Lasten und der Scherfestigkeit des Bodens nachgewiesen werden.

(4) In Böden und weichem Fels kann das Lamellenverfahren benutzt werden, wenn keine deutliche Festigkeits-Anisotropie vorliegt. Das Verfahren soll das Gesamtmoment und die vertikale Stabilität des Gleitkörpers erfassen. Wenn das horizontale Gleichgewicht nicht untersucht wird, sollten die Kräfte zwischen den Lamellen horizontal angenommen werden. Ein vorsichtiger Ansatz ist die Berechnung von Erddrücken in Aufschüttungen nach Kapitel 8 und der Tragfähigkeit von Gründungen nach Kapitel 6.

(5)P Beim Nachweis der Böschungsbruchsicherheit kann, auch bei Dämmen, der Fall A gem. 2.4 in der Regel vernachlässigt werden.

(6) Außer bei ungewöhnlich großen Unsicherheiten hinsichtlich der Bodendichte ist es bei Böschungsbrechberechnungen nicht erforderlich, zwischen günstigen und ungünstigen Einwirkungen infolge Eigengewicht zu unterscheiden.

9.5.2 Verformungen

(1)P Die Bemessung soll nachweisen, daß die Verformungen eines Dammes oder einer Böschung unter den Bemessungslasten nicht zu ernsthaften Schäden an Bauwerken, Transportnetzen oder Einrichtungen auf oder nahe bei Dämmen oder Böschungen führen.

(2)P Verformungen in der Schüttung sollen zusammen mit denen des Untergrundes berücksichtigt werden.

(3) Die Setzung eines Dammes auf einem zusammendrückbaren Untergrund kann nach 6.6.1 berechnet werden. Besonders berücksichtigt werden muß das Zeit-Setzungs-Verhalten, d. h., Konsolidation und Setzungsdifferenz. Die Möglichkeit des Auftretens von Setzungsdifferenzen muß besonders beachtet werden. Da die derzeit verfügbaren analytischen und numerischen Verfahren meist keine verlässliche Voraussage des Verformungsverhaltens einer Böschung liefern, kann das Eintreten des Grenzzustandes verhindert werden durch:

- Begrenzung der mobilisierten Scherfestigkeit oder
- Beobachtung der Bewegungen und deren Beeinflussung durch geeignete Maßnahmen, wenn nötig.

9.5.3 Oberflächenerosion, innere Erosion und hydraulischer Grundbruch

(1)P Wenn dauernde oder zeitweilige Durchsickerung möglich ist, muß durch entsprechende Bemessung sichergestellt werden, daß ein Bruch infolge Oberflächenerosion, innerer Erosion oder hydraulischen Grundbruchs nicht auftreten kann.

(2) Übliche Maßnahmen, um sicherzustellen, daß Oberflächenerosion, innere Erosion oder hydraulischer Grundbruch nicht auftreten, sind:

- Sickerwasserfassung,
- Auflastfilter,
- Vermeiden dispersiver Tone ohne entsprechende Filter,
- Deckwerke,
- Entlastungsfilter,
- Entspannungsbrunnen,
- Verringerung des hydraulischen Gradienten.

Zusätzlich kann durch Beobachtung der freien Sickerlinie und der Sickerwassermenge überprüft werden, ob sich die Böschung wie vorausgesetzt verhält.

9.5.4 Felsrutschungen

(1)P Das Risiko von Felsrutschungen muß abgeschätzt werden. Felsrutschungen können eben oder kreisförmig in Abhängigkeit von der Felsstruktur erfolgen.

(2) Felsrutschungen können durch stabile Neigungsverhältnisse, Ankerungen, Vernagelungen, Oberflächen- oder innere Dräns verhindert werden.

9.5.5 Felsstürze

(1)P In Felsgestein muß das Risiko eines Felssturzes infolge Kippen, Gleitkeilbildung oder Abspalten berücksichtigt werden.

(2) Maßnahmen gegen Felssturz sind Ankern, Vernageln, Aufbringen von Spritzbeton. Alternativ können Felsstürze zugelassen werden und ihr Schaden durch Abfangen des fallenden Gesteins begrenzt werden.

9.5.6 Kriechen

(1)P Das Risiko von Kriechverformungen von Böschungen in gewachsenem Boden oder Fels muß berücksichtigt werden.

(2) Die Voraussage von Kriechverformungen ist im allgemeinen schwierig. Der beste Schutz ist es, entsprechend empfindliche Gebiete zu meiden.

9.6 Bemessung im Gebrauchszustand

(1)P Die Bemessung soll nachweisen, daß die Verformungen von Dämmen oder Böschungen unter den Bemessungslasten nicht zu einem Verlust der Gebrauchsfähigkeit bei Bauwerken, Straßen oder Einrichtungen auf oder nahe bei Schüttungen oder Böschungen führen.

(2) Die Richtlinien nach 9.5.2 (3) zur Ermittlung der Setzung einer Schüttung auf einem zusammendrückbaren Boden ist hier ebenfalls anwendbar. Probeschüttungen sind nützlich, um das Verhalten von Dämmen in den Fällen vorzubestimmen, in denen der Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit nicht erreicht werden darf.

Die Zusammendrückbarkeit von Dämmen infolge Eigengewicht oder Fundamentlasten ist klein, wenn das Schüttmaterial gut verdichtet ist und die Fundamentlasten gering sind. Die Möglichkeit von Verformungen infolge Änderungen des Grundwasserstandes müssen berücksichtigt werden. Besondere Aufmerksamkeit ist auf langdauernde Konsolidationssetzungen infolge von Veränderungen des Wassergehaltes des Schüttmaterials oder des Untergrundes zu richten.

9.7 Überwachung

(1)P Dämme und Böschungen müssen mit geeigneten Mitteln überwacht werden, wenn:

- es nicht möglich ist, durch Berechnung oder Vorsichtsmaßnahmen zu gewährleisten, daß keiner der Grenzzustände nach 9.2. auftritt oder
- die Annahmen in der Berechnung nicht auf zutreffenden und verlässlichen Informationen beruhen.

(2) Eine Überwachung ist entsprechend Kapitel 4 durchzuführen. Überwachung ist erforderlich, wenn Informationen benötigt werden über:

- Grundwasserstände oder Porenwasserdrücke in und unter einem Damm oder einer Böschung, so daß eine Berechnung mit effektiven Spannungen durchgeführt oder überprüft werden kann,
- seitliche oder vertikale Bewegungen von Kriech- oder Rutschmassen in Boden und Fels, um zukünftige Verformungen vorauszusagen,
- die Tiefe und Form der Scherfläche eines bestehenden Bruchkörpers, um die Scherfestigkeitsparameter des Bodens für die Bemessung von Gegenmaßnahmen zu ermitteln,
- die Bewegungsgeschwindigkeit, um vor drohender Gefahr warnen zu können. In solchen Fällen können ein ferngesteuertes Meßsystem oder ein ferngesteuertes Alarmsystem nützlich sein.

Dämme auf weichem Untergrund mit geringer Durchlässigkeit sollen überwacht durch Messungen des Porenwasserdrucks in den weichen Schichten und der Setzungen des Dammes.

Überwachungsmaßnahmen sind in der Regel für Dämme der geotechnischen Kategorie 3 vorzusehen.

Anhang A (informativ)

Kontrollliste für Überwachung der Bauausführung und des fertigen Bauwerks

Die folgende Zusammenstellung enthält die wesentlichen Gesichtspunkte, die bei der Bauüberwachung und bei Meßprogrammen an fertigen Bauwerken berücksichtigt werden sollen. 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 eine bestimmte Bauausführung beziehen, wurden in den einzelnen Kapiteln dieser Norm behandelt.

A.1 Bauüberwachung

A.1.1 Grundsätzliche Kontrollen

1. Überprüfung der Bodenbedingungen sowie der Örtlichkeit und der allgemeinen Bauplanung.
2. Grundwasserströmung und Porenwasserdruckverhältnisse; Einflüsse von Absenkungsmaßnahmen auf den Grundwasserspiegel; Wirksamkeit von Maßnahmen, um Zusickerungen zu begrenzen; Fugen- und innere Erosion; chemische Zusammensetzung des Grundwassers, Korrosionspotential.
3. Verformungen, Kriechen, Standsicherheit von Baugrubenwänden und -sohlen; temporäre Stützsysteme; Einflüsse auf benachbarte Gebäude und Einrichtungen; Erddruckmessungen an Stützwänden; Messungen der Porenwasserdruckänderungen infolge Aushub oder Belastung.
4. Sicherheit der Arbeitskräfte unter Berücksichtigung der geotechnischen Grenzzustände.

A.1.2 Wasserströmung und Porenwasserdrücke

1. Eignung des Systems zur Kontrolle und Beeinflussung von Porenwasserdrücken in allen Schichten, in denen Porenwasser-Überdrücke die Standsicherheit von Böschungen oder der Aushubsohle beeinflussen können, einschließlich artesischer Drücke in einer wasserführenden Schicht unter der Aushubsohle; Ableitung des Wassers aus Wasserhaltungen; Grundwasserabsenkung über die gesamte Aushubfläche um hydraulischen Grundbruch oder Fließerscheinungen, Röhrenbildung und Störungen der Sohle durch Baugeräte zu vermeiden; Umleitung oder Ableitung von Regen- oder anderem Oberflächenwasser.
2. Wirksamer und wirtschaftlicher Betrieb von Entwässerungssystemen während der gesamten Bauzeit, wobei auf das Zusetzen von Brunnenfiltern, Verschlammen von Brunnen, Verschleiß oder Verstopfen zu achten ist.
3. Regulieren der Absenkung, um Beeinflussungen angrenzender Bauteile oder Bereiche zu vermeiden; Beobachtung von Standrohren; Effektivität, Funktion und Wartung von Schluckbrunnen, wenn nötig.
4. Setzungen angrenzender Bauten oder Gelände.
5. Wirksamkeit von Horizontaldräns.

A.2 Beobachtung des fertigen Bauwerks

1. Setzungen zu festgelegten Zeitintervallen von Gebäuden und anderen Bauwerken, einschließlich solcher, die durch Vibration oder metastabile Böden hervorgerufen werden. Setzungsmessungen sind auf einen Festpunkt zu beziehen.
2. Seitliche Verschiebungen, Verdrehungen, besonders jene infolge von Auffüllungen und Halden; flach gegründeten Bauwerken wie Gebäuden oder großen Tanks; tief eingeschnittenen Kanälen.
3. Wasserdrücke unter Gebäuden oder in benachbarten Bereichen, besonders wenn Tiefbrunnen oder dauerhafte Entwässerungssysteme installiert sind, oder wenn tiefe Kellergeschosse gebaut werden.
4. Durchbiegung oder Verschiebung von Stützbauwerken. Dabei sind zu berücksichtigen: normale Hinterfüllung; Einflüsse von Halden, Aufschüttungen oder anderen Oberflächenlasten; Wasserdrücke.
5. Abflußmessungen an Dräns.
6. Besondere Probleme.
Hochtemperaturbauwerke wie Heizkessel, Leitungen für heiße Flüssigkeiten usw.; Austrocknung von Ton und Schluff; Temperaturüberwachung; Verformungen.
Niedertemperaturbauwerke wie Kälteanlagen oder gefrorene Zonen; Temperaturüberwachung; Bodenvereisung; Frosthebungen, Verformungen; Einflüsse aus anschließenden Tauvorgängen.
7. Wasserdichtigkeit.

Anhang B (informativ)

Beispiel für eine Grundbruchberechnung

B.1 Allgemeines

Es dürfen Näherungsgleichungen für die Bemessung der vertikalen Tragfähigkeit benutzt werden, die aus der Plastizitätstheorie und Versuchsergebnissen stammen. Folgende Einflüsse sind dabei zu berücksichtigen:

- die Festigkeit des Untergrundes, üblicherweise ausgedrückt durch die Bemessungswerte von c_u , c' und ϕ' ,
- Außermittigkeit und Neigung der Bemessungslasten,
- Form, Tiefe und Neigung der Gründung,
- Neigung der Bodenoberfläche,
- Grundwasserdrücke und hydraulische Gradienten,
- die Heterogenität des Untergrundes, insbesondere die Schichtung.

Die folgenden Formelzeichen werden zusätzlich zu jenen aus Kapitel 1.6 und 1.7 benutzt:

δ	Bemessungssohlreibungswinkel wie in 6.5.3 beschrieben,
q	Bemessungs-Überlagerungslast in der Kote der Gründungssohle,
q'	effektiver Bemessungs-Überlagerungsdruck in der Kote der Gründungssohle,
γ'	effektive Bemessungswichte des Bodens unter der Gründungssohle, vermindert auf $\gamma' = \gamma - \gamma_w \cdot (1 + \lambda)$ im Falle eines nach oben gerichteten hydraulischen Gradienten i ,
B'	effektive Bemessungsbreite des Fundaments,
L'	effektive Bemessungslänge des Fundaments,
$A' = B' \cdot L'$	effektive Bemessungsgründungsfläche, definiert als die Fundamentfläche oder, im Falle einer exzentrischen Last, die reduzierte Gründungsfläche, deren Mitte durch den Angriff der Lastresultierenden festgelegt ist,
s, i	die Bemessungswerte der dimensionslosen Form- und Neigungsbeiwerte; die Fußzeiger c , q und γ verweisen auf die Einflüsse infolge Kohäsion, Auflast und Eigengewicht des Bodens; diese Beiwerte sind nur gültig, wenn die Festigkeitsparameter unabhängig von der Lastrichtung sind.

B.2 Für unentwässerte Bedingungen

Die Bemessungs-Grundbruchlast wird berechnet nach:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q \quad (B.1)$$

mit den Bemessungswerten der dimensionslosen Beiwerte für die Grundrißform (Formbeiwerte):

$$s_c = 1 + 0,2 (B' / L') \quad \text{für rechteckige Grundrisse}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{für quadratische oder kreisrunde Grundrisse}$$

die Neigung der Resultierenden (Neigungsbeiwerte):

$$i_c = 0,5 (1 + \sqrt{1 - H/A' c_u})$$

B.3 Für entwässerte Bedingungen

Die Bemessungs-Grundbruchlast wird berechnet nach:

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \quad (B.2)$$

mit den Bemessungswerten der dimensionslosen Beiwerte für:

die Grundbruchlast:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi' \quad \text{wenn } \delta \geq \phi' / 2 \quad \text{(rauhe Sohlfläche)}$$

die Grundrißform:

$$s_q = 1 + (B' / L') \sin \phi' \quad \text{für rechteckigen Grundriß}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \quad \text{für quadratischen oder kreisrunden Grundriß}$$

$$s_y = 1 - 0,3 (B' / L')$$

$$s_y = 0,7$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

für rechteckigen Grundriß

für quadratischen oder kreisrunden Grundriß

für rechteckigen, quadratischen oder kreisrunden Grundriß

die Neigung der Resultierenden infolge Horizontallast H parallel zu L':

$$i_q = i_y = 1 - H / (V + A' \cdot c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

die Neigung der Resultierenden infolge Horizontallast H parallel zu B':

$$i_q = (1 - 0,7 H / (V + A' \cdot c' \cot \phi'))^3$$

$$i_y = (1 - H / (V + A' \cdot c' \cot \phi'))^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Zusätzlich zu berücksichtigen sind die Einflüsse der Gründungstiefe, der Neigung der Sohlfläche und die Geländeneigung.

Anhang C

Beispiel eines halbempirischen Verfahrens zur Abschätzung der Tragfähigkeit (einer Flachgründung)

Um die Bemessungstragfähigkeit einer Gründung halbempirisch abzuschätzen, können Feldversuche wie Pressiometerversuche verwendet werden. Aus Pressiometerversuchen kann die Bemessungstragfähigkeit einer Gründung unter einer Vertikallast nach folgender linearer Funktion aus dem Grenzdruck ermittelt werden:

$$R/A' = q + k \cdot p_1^* \quad (C.1)$$

mit folgenden Bezeichnungen:

- A' effektive Bemessungssohlfläche wie in Anhang B,
- q Bemessungsüberlagerungsdruck in der Gründungssohle,
- k Tragfähigkeitsfaktor mit Werten zwischen 0,8 und 3, abhängig von der Bodenart, der Einbindetiefe und der Fundamentform,
- p_1^* äquivalenter Bemessungsgrenzdruck: dieser ist als Differenz ($p_1 - p_o$) von Grenzdruck p_1 und horizontalem Erdruchdruck p_o in der Versuchstiefe zu erhalten, p_o kann aus dem Erdruchdruckbeiwert K_o , den Werten des effektiven Überlagerungsdrucks q' und des Porenwasserdrucks u abgeschätzt werden als
 $p_o = K_o q' + u$.

Anhang D

Verfahren zur Setzungsermittlung

D.1 Spannungs-Verformungs-Verfahren

Die Gesamtsetzung einer Gründung auf bindigen oder nichtbindigen Böden kann nach dem Spannungs-Verformungs-Verfahren wie folgt abgeschätzt werden:

- Berechnung der Spannungsverteilung im Untergrund infolge der Belastung durch das Fundament; diese kann erhalten werden auf der Grundlage der Elastizitätstheorie, üblicherweise unter Annahme homogenen und isotropen Halbraums und einer linearen Verteilung des Sohldrucks,
- Berechnung der Verformungen im Untergrund aus den Spannungen mit Hilfe von Steifemoduln oder anderen Spannungs-Verformungs-Beziehungen, die aus Laborversuchen (vorzugsweise an Feldversuchen kalibriert) oder Feldversuchen stammen,
- Integration der Vertikalstauchungen zur Ermittlung der Setzungen; um dieses Verfahren anzuwenden, sollte eine ausreichende Zahl von Punkten im Boden unter der Gründung ausgewählt werden und die Spannungen und Verformungen an diesen Punkten berechnet werden.

D.2 Angepaßtes Elastizitätsverfahren

Die Gesamtsetzungen einer Gründung auf bindigem oder nicht bindigem Boden können unter Benutzung der Elastizitätstheorie und einer Gleichung der Form

$$s = \rho \cdot B \cdot f / E_m \quad (D.1)$$

berechnet werden, wobei folgende Zeichen verwendet sind:

- ρ Sohldruck im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, linear über die Fundamentsohle verteilt, der bei normalkonsolidierten bindigen Böden um das Gewicht des ausgehobenen Bodens über der Sohle reduziert werden muß; Auftriebseinflüsse müssen ebenfalls berücksichtigt werden,
- E_m der Bemessungswert des Young's-Modul im dränierten Zustand der verformten Schicht. Wenn keine verwertbaren Setzungsmessungen unter ähnlichen benachbarten Gebäuden und ähnlichen Randbedingungen verfügbar sind, um E_m abzuschätzen, kann der Wert aus den Ergebnissen von Labor- oder Feldversuchen abgeschätzt werden,
- f ein Beiwert, dessen Größe von der Form und Größe der Gründungsfläche, der Veränderung der Steifigkeit mit der Tiefe, der Dicke der zusammendrückbaren Schicht, der Querdehnungszahl, der Verteilung des Sohldrucks und dem Punkt, an dem die Setzung berechnet wird, abhängt,
- B die Breite der Gründung.

Dieses Verfahren sollte nur dann angewandt werden, wenn die Spannungen nicht zu erkennbar plastischen Verformungen im Untergrund führen und wenn das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Untergrundes als linear angesehen werden kann. Große Vorsicht ist erforderlich bei der Anwendung des Verfahrens bei inhomogenen Untergrundverhältnissen.

D.3 Sofortsetzungen

Die Kurzzeitanteile von Setzungen des Untergrundes, die ohne Auspressen von Wasser auftreten, können entweder mittels der Spannungs-Dehnungs-Methode oder der angepaßten Elastizitätsmethode ermittelt werden. Die Werte für Steifigkeitsparameter (wie E_m) und Querdehnungszahl müssen in diesem Fall für den undränierten Zustand eingesetzt werden.

D.4 Konsolidationssetzungen

Um die Konsolidationssetzungen zu berechnen, darf eine eindimensionale Verformung des Bodens angenommen und die Versuchskurve des Konsolidationsversuchs verwendet werden. Die Addition von undräniertem und Konsolidationssetzung führt häufig zu einer Überschätzung der totalen Setzung. Empirische Korrekturen dürfen vorgenommen werden.

D.5 Zeitsetzungsverhalten

Bei bindigen Böden kann das Konsolidationsmaß vor dem Ende der Primärkonsolidation näherungsweise aus den Konsolidationsparametern errechnet werden, die aus einem Kompressionsversuch ermittelt wurden. Vorzugsweise sollte das Maß der Konsolidationssetzungen aus Durchlässigkeitswerten, die in Feldversuchen ermittelt wurden, entsprechend 3.3.10 errechnet werden.

Anhang E

Verfahren zur Ermittlung der Bemessungssohlrücke für Flachgründungen auf Fels

Für mürben und kleinstückigen Fels mit geschlossenen Fugen, einschließlich Kreide mit einer Porosität unter 35%, können die Bemessungssohlrücke aus Bild E.1 abgeschätzt werden. Dazu erfolgt eine Gruppeneinteilung in Tabelle 5 E.1. Das Verfahren basiert auf der Annahme, daß das Bauwerk Setzungen von 0,5% der Gründungsbreite aufnehmen kann. Für andere Setzungsmaße können Tragfähigkeitswerte durch Interpolation ermittelt werden. Für mürben und kleinstückigen Fels mit offenen oder wiederverfüllten Klüften müssen reduzierte Werte verwendet werden.

Tabelle E.1

Gruppe	Felsart
1	Reiner Kalkstein und Dolomit, Karbonsandstein mit geringer Porosität
2	Eruptivgestein, oolithische und mergelige Kalksteine, dicht gefügte Sandsteine, verhärteter karbonatischer Schluffstein, metamorphe Felsgesteine, einschl. Schiefer (flache Schieferung/Klüftung)
3	Stark mergelige Kalksteine, schwach verfestigte Sandsteine, Schiefer (steile Schieferung/ Klüftung)
4	unverfestigte Schluff- und Tonsteine

Für Kreide mit einer Porosität über 35% können Tragfähigkeitswerte aus Tabelle E.2 entnommen werden.

Tabelle E.2 Klassifikation und Bemessungssohlrücke für stark poröse Kreide

Typ	Kurze Beschreibung Kreide	Bemessungssohlrücke kPa
V	Strukturlose gestörte Kreide mit Einschlüssen aus fester, trockener Kreide über dem Grundwasser	125 bis 250
IV	Dichtständige, teilverwitterte Kreide mit Schichtfugen und Klüften. Klufatabstand 10 - 60 mm, Klüftöffnung bis zu 20 mm, Klüftfüllung aus mürber Kreide und Geröll	250 bis 500
III	Dichtständige bis engständige bzw. dünnbankige unverwitterte Kreide. Klufatabstände 60 - 200 mm, Klüftweite bis 3 mm, teilweise mit Geröll gefüllt	500 bis 750
II	Mittelständig-bankige mittelharte (mürbe) Kreide, Klufatabstand größer als 200 mm oder kompakt	750 bis 1 000
I	wie Typ II, aber hart (mäßig mürb) und spröd	1 000 bis 1 500

Einaxiale Druckfestigkeit (MN/m²)

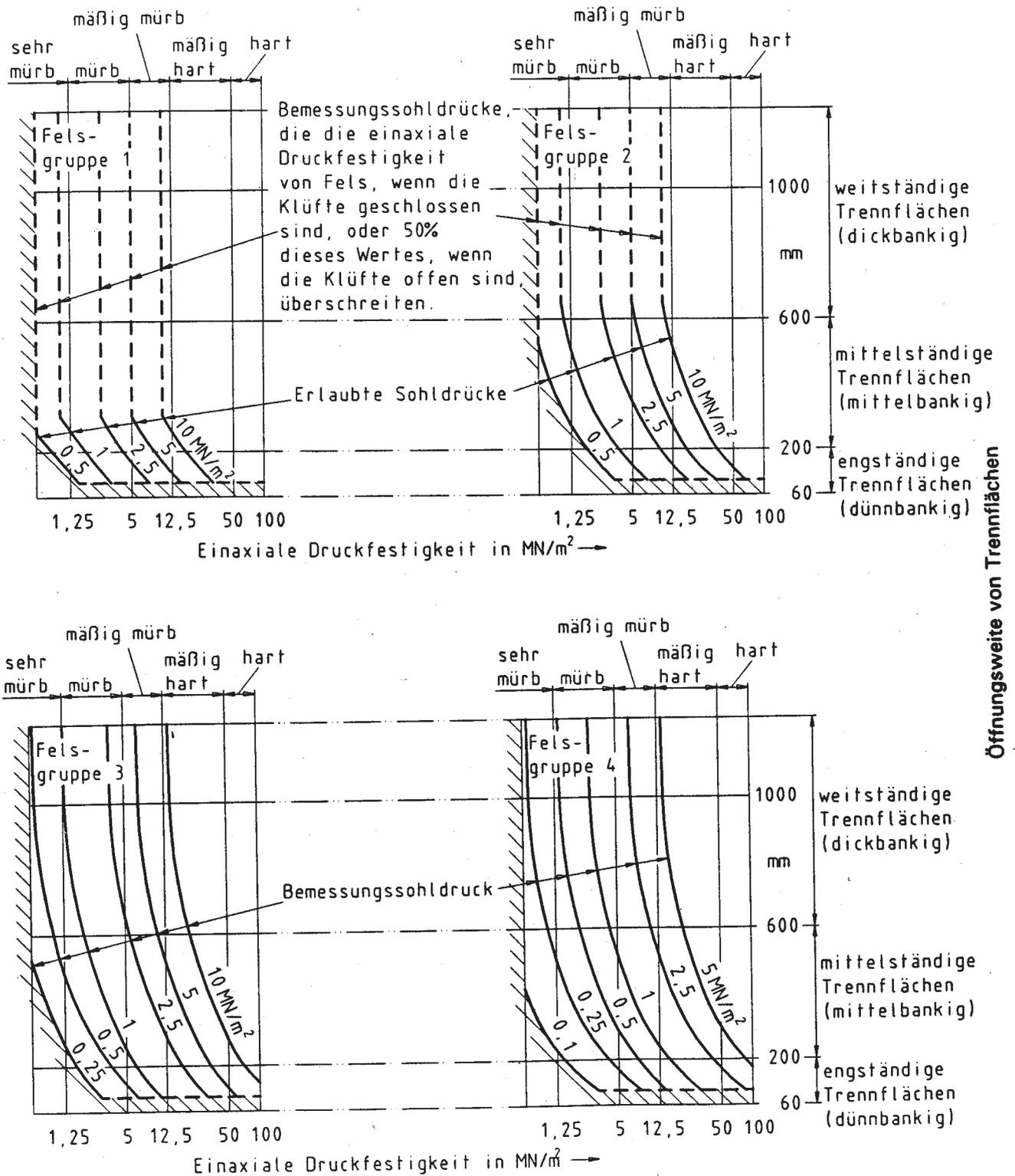


Bild E.1 Bemessungswerte für Sohldrücke bei quadratischen Einzelfundamenten auf Fels der Gruppen (1) bis (4) der Tabellen E. 1 für Setzungen, die 0,5 % den Gründungsbreite nicht überschreiten. Fälle in den gestrichelten Bereichen müssen einzeln untersucht werden.

Anhang F

Verfahren zur Berechnung des Zugwiderstandes von Pfählen oder Pfahlgruppen

Das folgende Berechnungsverfahren (Bild F.1) kann zur Überprüfung der Tragfähigkeit von Pfählen oder Pfahlgruppen auf Zug angewandt werden. Ergänzend zu 1.6 und 1.7 werden folgende Symbole verwendet:

- F_t = Zuglast je Pfahl,
- $F_t(z)$ = Zugkraft im Pfahl in der Tiefe z ,
- $q_s(z)$ = Bemessungsmantelreibung in der Tiefe z ,
- $u(z)$ = Bemessungsporenwasserdruck in der Tiefe z ,
- ρ = Pfahlumfang,
- s_{eq} = Pfahlabstand bei regelmäßigem Pfahlraster oder äquivalenter Pfahlabstand bei nicht regelmäßigem Raster.

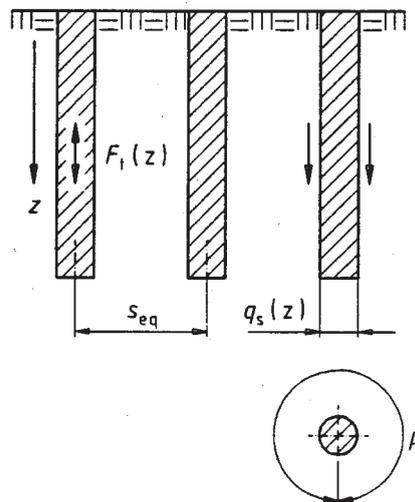


Bild F.1: Modell für die Abschätzung der Zugtragfähigkeit von Pfählen oder Pfahlgruppen

Eine ausreichend zutreffende Bemessung wird erhalten, wenn die Zugkraftverteilung $F_t(z)$ folgende Bedingungen einhält:

- am Pfahlkopf ($z = 0$) : $F_t(0) = F_t$,
- am Pfahlfuß ($z = L$) : $F_t(L) = 0$,
- für Pfahlgruppen ist $F_t(z)$ in der jeweiligen Tiefe z begrenzt durch das Bodeneigengewicht oberhalb dieser Tiefe:

$$F_t(z) \leq F_t - \left[\int_0^z \gamma dz - u(z) \right] s_{eq}^2 \tag{F.1}$$

- eine Schubkraftübertragung am Umfang der Pfahlgruppe kann zugelassen werden.
- In allen Tiefen z ist die Zunahme von $F_t(z)$ durch die Mantelreibung begrenzt:

$$\left| \frac{dF_t(z)}{dz} \right| \leq \rho \cdot q_s(z)$$

- in homogenem Untergrund erstreckt sich der widerstehende Bodenblock immer bis zum Pfahlfuß,
- bei der Berechnung von $q_s(z)$ sollte die Abhängigkeit von der effektiven Vertikalspannung im Boden zwischen den Pfählen berücksichtigt werden, diese Spannungen werden durch die Pfahlzugkraft F_t ungünstig beeinflusst,
- es muß berücksichtigt werden, daß der Wert von $q_s(z)$ für Zugpfähle kleiner als für Druckpfähle sein kann.

Anhang G

Verfahren zur Bestimmung der Grenzwerte des Erddrucks

Es werden drei Erddruckbeiwerte eingeführt, K_Y für das Bodeneigengewicht, ausgedrückt durch die Wichte γ , K_q für Oberflächenlasten q und K_c für die Kohäsion C , jeweils abhängig von der Scherfestigkeit des Bodens.

In jeder Tiefe z (oder vertikaler Tiefe $z \cos \Theta$) herrschen die totalen Spannungskomponenten σ (normal) und τ (tangential) mit τ positiv, wenn die Kraft vom Boden auf die Wand nach oben gerichtet ist:

Für den drainierten Zustand und ungesättigte Böden:

$$\sigma = \sigma' = K_Y \cdot \int_0^z \gamma dz + K_q \cdot q' + K_c \cdot c' \quad (G.1)$$

$$\tau = \sigma' \tan \delta + a' \quad (G.2)$$

darin sind:

σ' effektive Normalspannung auf die Wand in der Tiefe z ,

δ Wandreibungswinkel,

a' effektive Wandadhäsion.

Für den drainierten Zustand in gesättigten Böden gelten näherungsweise folgende Formeln:

$$\sigma = \sigma' + u_z \quad (G.3)$$

$$\sigma' = K_Y \left(\int_0^z \gamma dz - \frac{u_z - u_0}{\cos \theta} \right) + K_q q' + K_c c' \quad (G.4)$$

$$\tau = \sigma' \tan \delta + a' \quad (G.5)$$

q' effektive Überlagerungsspannung,

u_z Porenwasserdruck in der Gleitfläche in der Tiefe $z \cdot \cos \Theta$ unter der Wandoberkante,

u_0 Porenwasserdruck in $z = 0$,

σ' effektive Normalspannung auf der Wand in der Tiefe z ,

δ Wandreibungswinkel,

a' effektive Wandadhäsion.

Für den undrainierten Fall:

$$\sigma = K_{YU} \int_0^z \gamma dz + K_{qu} q + K_{cu} c_u \quad (G.6)$$

$$\tau = a_u \quad (G.7)$$

darin sind:

$K_{YU} = K_{qu} = 1$ für vertikale Wand und horizontale Geländeoberfläche,

q = totaler Überlagerungsdruck (einschl. Wasserdruck),

a_u = undränierte Wandadhäsion.

In geschichteten Böden werden die Koeffizienten K üblicherweise nur für den Reibungswinkel in der Tiefe z bestimmt, unabhängig von den Werten in anderen Tiefen.

Im aktiven Zustand sollten aktive Zugspannungen nie als Einwirkungen auf Stützbauwerke angesetzt werden.

Für den allgemeinen Fall sind keine expliziten Formeln für die Erddruckbeiwerte verfügbar. Zwei mögliche Verfahren, um die Erddruckbeiwerte zu ermitteln, werden im folgenden vorgestellt:

Diagramme für senkrechte Wände

Für senkrechte Wände können die Werte aus den Bildern G.1, G.2, G.3 und G.4 entnommen werden.

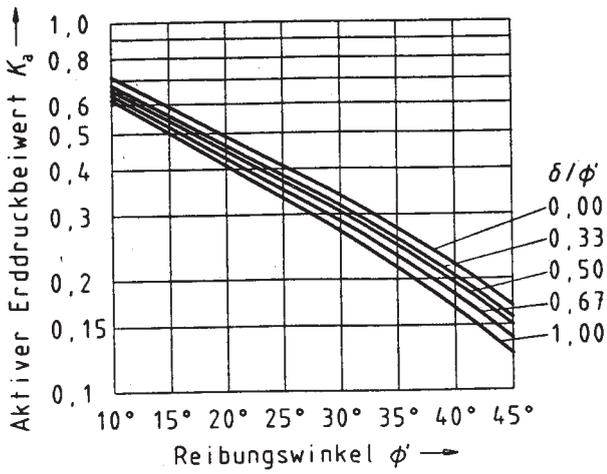


Bild G.1: Beiwerte des aktiven Erddruckes (Horizontalkomponenten) für horizontale Gelände

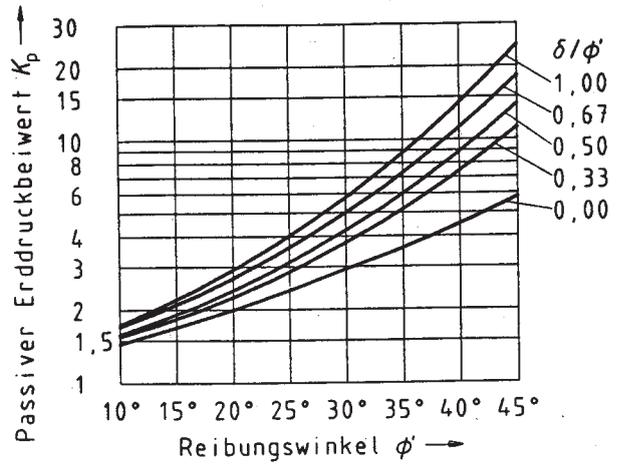
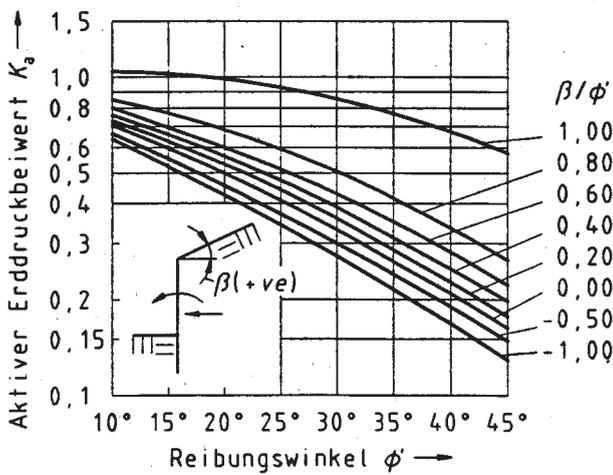
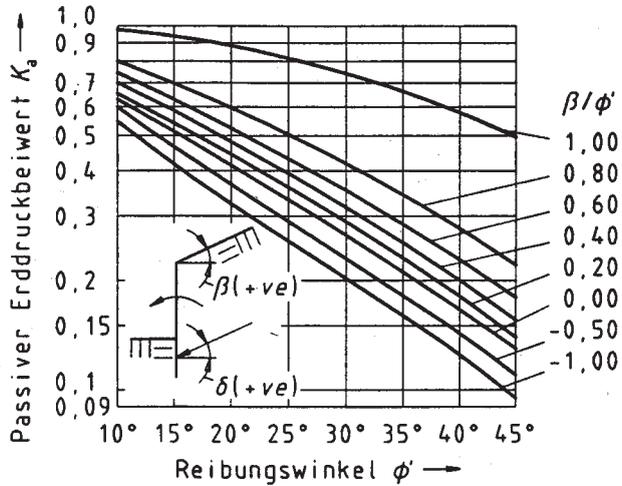


Bild G.2: Beiwerte des passiven Erddruckes (Horizontalkomponenten) für horizontales Gelände



(a) $\delta = 0$



(b) $\delta = \phi'$

Bild G.3 Beiwerte des aktiven Erddruckes (Horizontalkomponenten) für den allgemeinen Fall von geneigtem Gelände und Wandreibung

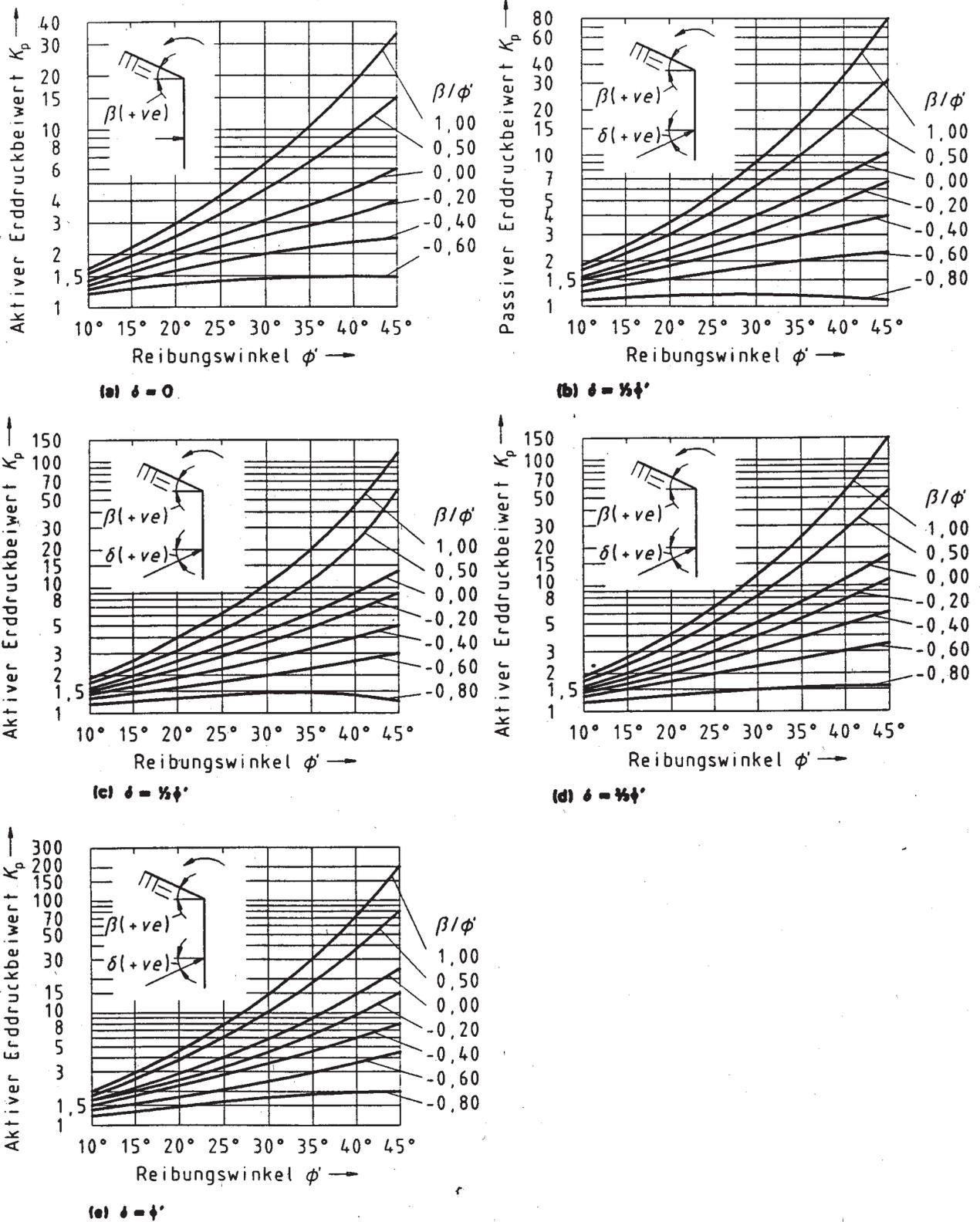


Bild G.4 Beiwerte des passiven Erddruckes (Erdwiderstand, Horizontalkomponenten) für den allgemeinen Fall von geneigtem Gelände und Wandreibung

Numerisches Verfahren

Das folgende Verfahren, das bestimmte Näherungen auf der sicheren Seite beinhaltet, kann für alle Fälle angewandt werden.

Das Verfahren ist für den Erdwiderstand angegeben, wobei die Festigkeitsparameter (im folgenden dargestellt als ϕ , c , δ , a) positiv eingesetzt werden.

In Ergänzung zu 1.6 und 1.7 werden folgende Symbole verwendet (s. Bild G.5):

- m_t Winkel zwischen Geländeoberfläche und Austrittsneigung der Gleitfläche (von der Wand und der Oberfläche weggerichtet),
- m_w Winkel zwischen der Wandnormalen und der Gleitfläche (positiv für nach oben gerichtete Tangente an die Gleitflächen),
- β Winkel zwischen der Horizontalen und der Geländeoberfläche (positiv für hinter der Wand ansteigendes Gelände),
- θ Winkel zwischen der Vertikalen und der Wandneigung (positiv für überhängende Wand),
- v Tangentenverdrehung entlang der Gleitfläche (positiv für konvex begrenzten Gleitkörper),
- q allgemeine gleichförmige Auflast pro Flächeneinheit der Oberflächen,
- p vertikale gleichmäßige Auflast pro Flächeneinheit der Horizontalprojektion.

Die Kontaktflächenparameter δ und a müssen so gewählt werden, daß

$$\frac{a}{c} = \frac{\tan \delta}{\tan \phi}$$

Die Grenzbedingung an der Bodenoberfläche beinhaltet β_0 (Einfallwinkel einer äquivalenten Oberflächenlast). Dabei ist der Winkel aus der Vektorsumme zweier Größen zu bilden (Bild G.5):

- der verteilten Oberflächenlast q pro Flächeneinheit der Geländeoberfläche, gleichmäßig verteilt aber nicht notwendigerweise vertikal und
- $c \cot \phi$ als Last normal zur Oberfläche.

Der Winkel β_0 ist positiv, wenn die Tangentialkomponente von q zur Wand hin weist, während die Normalkomponente zum Boden hin gerichtet ist. Für $c = 0$ und vertikaler und keiner Oberflächenlast und grundsätzlich für den aktiven Fall ist $\beta_0 = \beta$.

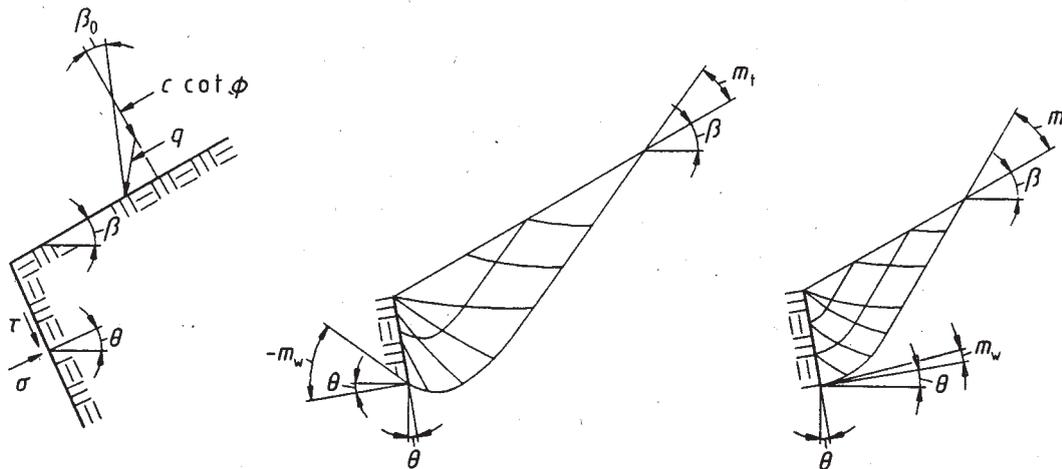


Bild G.5: Definitionen hinsichtlich Oberflächenlast, Gleitflächengeometrie etc.

Der Winkel m_t wird aus der Grenzbedingung an der Bodenoberfläche bestimmt:

$$\cos (2m_t + \phi + \beta_0) = \frac{-\sin \beta_0}{\sin \phi} \tag{G.8}$$

Aus der Grenzbedingung an der Wand ergibt sich m_w zu:

$$\cos (2m_w + \phi + \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \phi} \tag{G.9}$$

Der Winkel m_w ist negativ für passive Drücke ($\phi > 0$), wenn das Verhältnis $\sin \delta / \sin \phi$ ausreichend groß ist, wie es für Bild G.5 angenommen wird.

Die totale Tangentenverdrehung entlang der Gleitfläche des Gleitkörpers (s. Bild G.5) wird aus dem Winkel v bestimmt und wie folgt berechnet:

$$v = m_t + \beta - m_w - \theta \quad (\text{G.10})$$

Der Beiwert K_n für senkrechte Lasten auf der Oberfläche (d. h. die Normalkraft des Erddrucks auf die Wand infolge einer Einheitslast normal zur Geländeoberfläche) wird dann aus der folgenden Formel berechnet, wobei v im Bogenmaß einzusetzen ist:

$$K_n = \frac{1 + \sin \phi \sin (2m_w + \phi)}{1 - \sin \phi \sin (2m_t + \phi)} \quad (\text{G.11})$$

Der Beiwert für eine Vertikallast auf der Oberfläche, projiziert auf die Horizontale lautet:

$$K_q = K_n \cos^2 \beta \quad (\text{G.12})$$

und der Beiwert für den Kohäsionsanteil lautet:

$$K_c = (K_n - 1) \cot \phi \quad (\text{G.13})$$

Für das Bodeneigengewicht gilt näherungsweise:

$$K_v = K_n \cos \beta \cos (\beta - \phi) \quad (\text{G.14})$$

Dieser Ausdruck liegt auf der sicheren Seite. Während die Abweichungen für den aktiven Erddruck vernachlässigbar sind, können sie für den passiven Erddruck mit positiven β -Werten beachtlich werden:

Für $\phi = 0$ gelten folgende Grenzwerte:

$$\cos 2m_t = -\frac{d}{c} \sin \beta \cos \beta; \quad \cos 2m_w = \frac{a}{c}$$

$$K_q = \cos^2 \beta; \quad K_c = 2v + \sin 2m_t + \sin 2m_w$$

(mit v in Bogenmaß). Für K_r ist bei $\phi = 0$ die bessere Näherung:

$$\phi = 0 \text{ ist:}$$

$$K_v = \cos \phi + \frac{\sin \beta \cos m_w}{\sin m_t} \quad (\text{G.15})$$

Für den aktiven Erddruck werden dieselben Formeln verwendet mit folgenden Änderungen:

Die Festigkeitsparameter ϕ , c , δ und a werden negativ eingeführt. Der Einfallwinkel der äquivalenten Oberflächenlast $\beta_o = \beta$, hauptsächlich wegen der Näherungen für K_v . Sowohl für passiven als auch aktiven Erddruck wird angenommen, daß der Winkel der Konvexität positiv ist:

$$v \geq 0$$

Wenn diese Bedingung nicht mindestens näherungsweise erfüllt ist, z. B. für eine glatte Wand und eine entsprechend geneigte Bodenoberfläche, wobei β und ϕ entgegengesetzte Vorzeichen haben, kann es nötig werden, andere Verfahren in Betracht zu ziehen. Dies gilt ebenso für nicht gleichmäßige Oberflächenlasten.