Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik

Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 4

Professor Tom Schanz,
Bauhaus-Universität Weimar,
Obmann AK 1.6

4.1 Einleitung

Mit dem vorliegenden Abschnitt 4 der Empfehlungen schließt der Arbeitskreis 1.6 der DGGT inhaltlich unmittelbar an die bereits veröffentlichten Abschnitte der Empfehlungen des Arbeitskreises an (Abschnitt 1: Empfehlungen zur Durchführung numerischer Berechnungen (1991); Abschnitt 2: Tunnelbau unter Tage (1996); Abschnitt 3: Baugruben (2002)). Die Ausarbeitung geht auf aktuelle Entwicklungen vor allem auf den Gebieten der Standsicherheitsberechnungen und der Formulierung von Stoffmodellen ein. Bezüglich der Verformungsberechnungen, aber auch der Grundlagen der Erstellung des numerischen Modells (Wahl des Berechnungsausschnitts, Einfluss der Diskretisierung, Bedeutung einer 2D gegenüber einer 3D-Betrachtung und Modellierung von Bauteilen und Strukturelementen) wird im Wesentlichen auf die bisherigen Veröffentlichungen des Arbeitskreises verwiesen.

Seit dem Erscheinen der ersten Empfehlung im Jahr 1991 haben sich die numerischen Verfahren, und hier stand immer die Methode der Finiten Elemente (FEM) im Vordergrund, zu einem Standardwerkzeug des geotechnischen Ingenieurs entwickelt. Aufgrund der umfangreichen wissenschaftlichen Entwicklungen in dieser Zeit, zum Beispiel hinsichtlich beschreibbarer Prozesse und der Modellierung des Materialverhaltens sowie der Entwicklungen der EDV-Kapazitäten, erscheint es wichtig, zunächst den aktuellen Stand der numerischen Verfahren zu betrachten.

Selbstverständliche Bestandteile einer jeden Modellierung mit der FEM müssen die realistische Erfassung des Initialzustands (unter anderem Topographie, geologische Geschichte, vgl. Empfehlungen des AK 1.6, Abschnitt 1.4 (1991)) und die numerische Nachverfolgung der relevanten Bauzustände (einschließlich Änderungen des Grundwasserstands, der Materialien, der Strukturelemente und eventueller Konsolidationsphasen) sein. Der Einfluss des Initialspannungszustands auf die Berechnungsergebnisse ist grundsätzlich in Abhängigkeit von der gewählten Methode und/oder des verwendeten Materialmodells durch eine Sensitivitätsanalyse bezüglich der relevanten Kennwerte (zum Beispiel Seitendruckbeiwert, Überkonsolidationsverhältnis) zu überprüfen.

Zur Beschreibung des Materialverhaltens steht eine umfangreiche Sammlung von Stoffmodellen zur Verfügung. Bei deren Auswahl muss gelten: So „komplex“ wie nötig, aber so „einfach“ wie möglich. Dabei ist zu berücksichtigen, dass für unterschiedliche Fragestellungen (Standsicherheits- oder Verformungsberechnungen) durchaus unterschiedliche Ansprüche an die jeweiligen Ansätze gestellt werden müssen. Die Auswahl des Materialansatzes muss im Einklang mit den durchgeführten boden- beziehungsweise felsmechanischen Untersuchungen und den dadurch ermittelten geotechnischen Parametern erfolgen.

Die folgenden Empfehlungen beziehen sich auf Böden mit üblichen geotechnischen Eigenschaften. Böden mit außergewöhnlichen Eigenschaften (hohes Sackungs- oder Quellpotenzial, Zementierung, Alterungserscheinungen) sind gesondert zu betrachten.

Neben einer Überprüfung (Validierung) des gewählten numerischen Modells (unter anderem Art der Diskretisierung, Vergleich mit eventuell vorliegenden analytischen Näherungen) kommt der Frage nach der Übertragbarkeit der charakteristischen Materialparameter aus den Laborversuchen auf die praktische Ingenieuraufgabe eine entscheidende Bedeutung zu (Kalibrierung und Verifizierung des gewählten Modells). Besondere Bedeutung haben die letztgenannten Aspekte bei der Durchführung von Berechnungen unter Berücksichtigung zeitabhängiger Prozesse (Konsolidation, Kriechen). Bei derartigen Berechnungen besteht eine wichtige Interaktion zwischen der geometrischen Diskretisierung und der Größe der gewählten Zeitschritte.

Die vorliegende Empfehlung wurde von den Mitgliedern des AK 1.6 der DGGT „Numerik in der Geotechnik“ erarbeitet. Dem Arbeitskreis gehören aktuell an: Professor J. Engel, Dr. P. Gollub, Professor I. Herle, Dr. M. Hohberg, Professor W. Krajewski, Dr. P. Meyer, Dr. E. Perau, Dr. W. Schuck, Dr. R. Schwab, Professor H. Schweiger, Professor J. Stahlmann, Dr. H. Walter, Dr. J. Wehr, Dr. D. Winselmann, Dr. P. v. Wolffersdorff und Professor T. Schanz (Obmann).

1. **Empfehlungen zur Durchführung numerischer Berechnungen**
1.1 Geometrisches Modell
1.2 Berechnungsausschnitt, Anfangs- und Randbedingungen
1.3 Diskretisierung
1.4 Primärspannungszustand
1.5 Bauzustände
1.6 Stoffgesetze für Boden und Fels
1.6.1 Fels
1.6.2 Boden unter dränierten Bedingungen
1.6.3 Gesättigte kohäsive Böden unter undränierten Bedingungen
1.6.4 Materialien mit zeitabhängigem Verhalten
1.7 Iterationstechnik
1.8 Dokumentation der numerischen Berechnung

2. **Tunnelbau unter Tage**
2.1 Vorbemerkungen
2.2 Berechnungsausschnitt, Anfangs- und Randbedingungen, Diskretisierung
2.3 Simulation von Bauverfahren
2.3.1 Bauverfahren
2.3.2 Spritzbetonbauweise
2.3.3 Schildvortrieb und Rohrvorpressungen
2.3.4 Gefrierverfahren
2.4 Auswertung und Beurteilung der Berechnungsergebnisse
2.5 Rückkopplung zwischen Berechnung und Messung

3. **Baugruben**
3.1 Vorbemerkungen
3.2 Numerisches Modell, Berechnungsausschnitt, Anfangs- und Randbedingungen, Diskretisierung
3.3 Hinweise zur Wahl des Stoffmodells
3.3.1 Allgemeines
3.3.2 Dränierte/undränierte Analyse – Berücksichtigung von Konsolidierungsvorgängen
3.4 Einfluss des Grundwassers
3.4.1 Allgemeines
3.4.2 Simulation der Grundwasserabsenkung im numerischen Modell
3.4.3 Sonstiges
3.5 Numerische Simulation des Baugrubenverbaus
3.5.1 Spundwände, Bohrpfahl- und Schlitzwände sowie im Düsenstrahlverfahren hergestellte Verbauwände
3.5.2 Frostwände
3.5.3 Trägerverbau
3.5.4 Bodenvernagelung
3.5.5 Verpressanker und Steifen
3.6 Sicherung der Baugrubensohle
3.6.1 Allgemeines
3.6.2 Tiefliegende Dichtsohlen
3.6.3 Hochliegende Sohlen
3.7 Auswertung und Beurteilung der Berechnungsergebnisse
3.7.1 Plausibilitätskontrollen
3.7.2 Verformungsprognosen
3.8 Ausblick

4. **Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik**
4.1 Einleitung
4.2 Stoffmodelle und Materialkennwerte
4.2.1 Vorbemerkungen
4.2.2 Häufig verwendete Stoffmodelle
4.2.2.1 Linear-elastische Stoffmodelle
4.2.2.2 Stoffmodelle mit veränderlichen Elastizitätsmoduln
4.2.2.3 Elastisch-idealplastische Stoffmodelle
4.2.2.4 Elastoplastische Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung
4.2.2.5 Komplexe Stoffmodelle
4.2.3 Bestimmung der Materialparameter
4.2.3.1 Allgemeines
4.2.3.2 Festigkeitsparameter
4.2.3.3 Steifigkeitsparameter
4.2.4 Auswahl, Validierung und Kalibrierung der Stoffmodelle
4.3 Verformungsberechnungen (Gebrauchstauglichkeit)
4.3.1 Allgemeines
4.3.2 Modellbildung
4.3.3 Bauteile (Strukturelemente)
4.4 Standsicherheitsberechnungen
4.4.1 Einführung
4.4.2 Vorgehensweise zur Bestimmung der Standsicherheit
4.4.3 Modellbildung
4.4.3.1 Allgemeines
4.4.3.2 Stoffmodelle für Boden
4.4.3.3 Bauteile (Strukturelemente)
4.5 Berücksichtigung des Grundwassers
4.5.1 Allgemeines
4.5.2 Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts
4.5.3 Modellbildung
4.6 Anhang
Beiblatt 1: Berechnungsbeispiele Baugruben
Beiblatt 2: Berechnungsbeispiele Böschungen

Gesamtgliederung der Empfehlung des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“.
Die als Anhang angeführten Berechnungsbeispiele zum Abschnitt 4 werden voraussichtlich in den Ausgaben 2006/3 und 2006/4 dieser Zeitschrift veröffentlicht.

3D-Berechnungen bilden trotz verfügbarer Hardware auch aktuell noch die Ausnahme in der Praxis. Sie bleiben der Behandlung ausgewählter, in der Regel komplexer Aufgabenstellungen vorbehalten. Sie können jedoch, exemplarisch durchgeführt, 2D-Studien sinnvoll unterstützen beziehungsweise ergänzen und sind in einzelnen Fällen sogar unverzichtbar.

Entsprechend den Vorgaben der aktuellen nationalen und internationalen Normung werden in der vorliegenden Empfehlung sowohl Fragen der Gebrauchstauglichkeit als auch Fragen der Standsicherheit behandelt.

Der Abschnitt 4.2 dieser Empfehlungen enthält einige einführende Erläuterungen zu Stoffmodellen, die zum Verständnis der weiteren Kapitel notwendig sind. Im Abschnitt 4.3 wird auf Fragen der Verformungsberechnungen, vor allem bei Baugruben, eingegangen. Bei solchen Untersuchungen können unterschiedliche Stoffmodelle zu signifikanten Unterschieden bei den numerischen Ergebnissen führen. Die ausreichende Komplexität der Materialgleichungen, in Abhängigkeit von der jeweiligen Fragestellung, ist eine wesentliche Voraussetzung für eine realistische Modellierung.

Zentrales Anliegen dieser Empfehlung ist die Bewertung der Anwendbarkeit von numerischen Methoden (FEM) zur Behandlung von Standsicherheitsuntersuchungen bei Böschungen und Baugruben im Abschnitt 4.4. Neben der realistischen Beschreibung des Baugrunds (Schichtung, GW-Verhältnisse, Materialparameter) wird besonders der Einfluss der Beschreibung der verschiedenen konstruktiven Elemente (Wandsysteme, Verankerungen, Aussteifungen) im Rahmen einer Standsicherheitsuntersuchung behandelt. Zusätzlich zu den bodenmechanischen Aspekten haben bei der Behandlung von Standsicherheitsproblemen weitere konzeptionelle und numerische Aspekte einen entscheidenden Einfluss. Zum einen sind prinzipiell verschiedene Definitionen der Standsicherheit denkbar. Zum anderen ist die spezifische numerische Umsetzung der jeweiligen Sicherheitsermittlung zu bewerten.

Im Abschnitt 4.5 wird auf die numerische Modellierung von gekoppelten hydraulisch-mechanischen Problemen, das heißt die Berücksichtigung von strömendem Grundwasser, eingegangen.

Die Empfehlung wird durch eine Beispieldokumentation ergänzt. Anhand von typisierten Randwertproblemen wird detailliert dargestellt, bei welcher Art von Aufgabenstellungen die Anwendung der FEM sinnvoll möglich ist.

4.2 Stoffmodelle und Materialkennwerte

4.2.1 Vorbemerkungen

Numerische Berechnungen stellen mathematisch-physikalische Modellierungen praktischer Fragestellungen dar. Sie beinhalten eine vereinfachte Nachbildung des Baugrunds einschließlich der für die jeweils aktuelle Fragestellung relevanten Stoffeigenschaften. Hierzu stehen Stoffmodelle zur Verfügung, die das reale Verhalten des Bodens mathematisch abbilden. Um das mechanische Verhalten von Böden zu beschreiben, werden mit Stoffmodellen Zusammenhänge zwischen Spannungen und Dehnungen formuliert. Verschiedentlich werden darüber hinaus zum Beispiel auch zeitliche und/oder thermische Effekte berücksichtigt.

Es ist grundsätzlich festzustellen, dass es das „richtige Stoffmodell" nicht gibt. Vielmehr stellen alle entwickelten Formulierungen Näherungen dar, und häufig kann mit unterschiedlichen Ansätzen das reale Verhalten des Bodens in ähnlicher Qualität beschrieben werden.

4.2.2 Häufig verwendete Stoffmodelle

4.2.2.1 Linear-elastische Stoffmodelle

Bei diesen Stoffmodellen besteht bei beliebigen Belastungen ein und derselbe lineare Zusammenhang zwischen Spannungen σ und Dehnungen ε (elastisches Verhalten). Das isotrope linear-elastische Stoffmodell wird auch als Hookesches Gesetz bezeichnet. Dabei besagt die Isotropie, dass der lineare Zusammenhang in alle Richtungen gleichermaßen gilt und mit zwei Stoffparametern (zum Beispiel Elastizitätsmodul E und Querdehnungszahl ν oder Schubmodul G und Kompressionsmodul K) beschrieben werden kann.

Anisotropie bedeutet, dass der lineare Zusammenhang richtungsabhängig ist. Es werden mehr als zwei Stoffparameter benötigt.

Lineare Elastizität schließt beliebige Zug- und Druckspannungen ein, das heißt, es fehlt eine Grenzbedingung für zulässige Spannungen, zum Beispiel das Kriterium nach Mohr-Coulomb.

Linear-elastische Stoffmodelle sind in der Regel Bestandteil von linear-elastisch ideal-plastischen Stoffmodellen (siehe Abschnitt 4.2.2.3).

(E2-1) Linear-elastische Stoffmodelle sind, wegen des Fehlens einer Grenzbedingung bezüglich zulässiger Spannungszustände, zur Modellierung des Materialverhaltens von Böden in der Regel ungeeignet. Bauwerke und Bauteile können bei Verformungsberechnungen in der Geotechnik jedoch in der Regel ausreichend genau als linear elastisch angenommen werden.

4.2.2.2 Stoffmodelle mit veränderlichen Elastizitätsmoduln

Grundlage für Stoffmodelle mit veränderlichen Elastizitätsmoduln (zum Beispiel das Stoffmodell

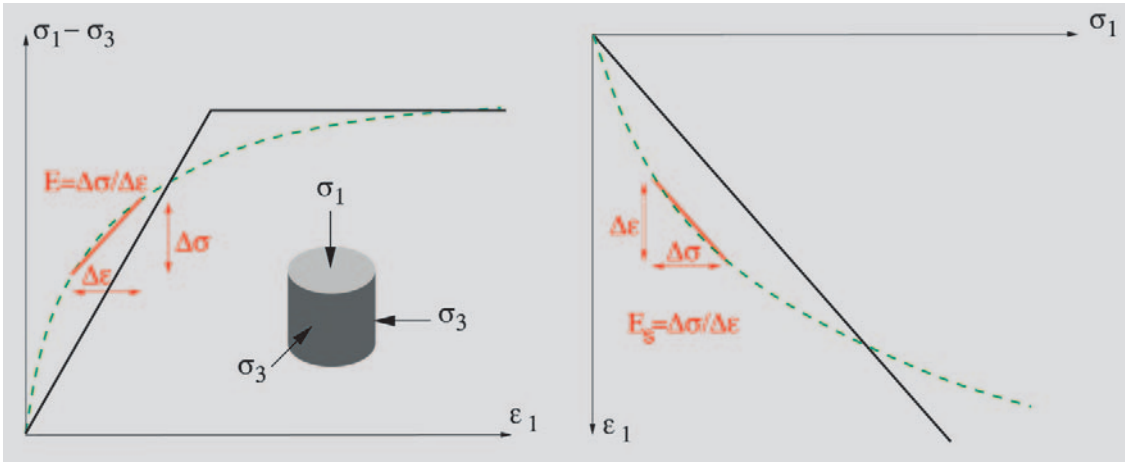


Bild 1. Nichtlineares Verhalten nach Stoffmodellen mit veränderlichen Elastizitätsmoduln (gestrichelte Linien) und lineares beziehungsweise bilineares Verhalten nach linearelastisch ideal-plastischen Stoffmodellen (durchgezogene Linien) im Triaxialversuch (links) und im Ödometerversuch (rechts).

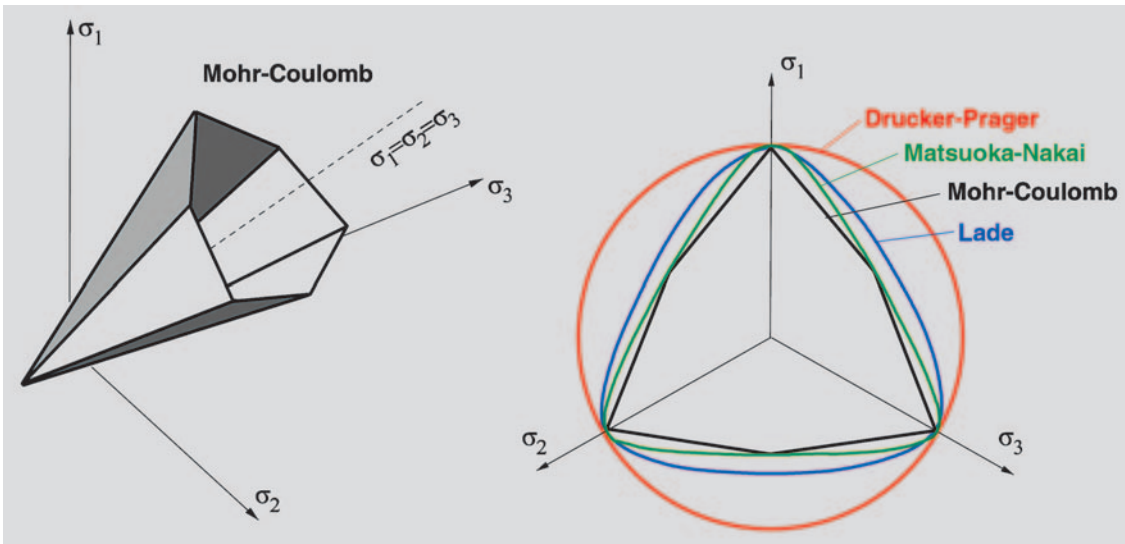


Bild 2. Grenzbedingungen; links im Hauptspannungsraum, rechts in der Ebene der deviatorischen Spannungen.

von Duncan/Chang) sind empirische Ansätze, welche die nichtlineare Beziehung zwischen Spannungen σ und Dehnungen ε beschreiben. Stoffmodelle mit veränderlichen Elastizitätsmoduln werden als Zusammenhang zwischen Zuwächsen von Spannung und Dehnung (Δσ und Δε) formuliert (Bild 1). Die darin enthaltenen Elastizitätsmoduln können sowohl von der Spannung σ als auch von der Dehnung ε abhängen. In beiden Fällen ergibt sich eine spannungsabhängige Steifigkeit.

Zusätzlich kann die sich aus veränderlichen Elastizitätsmoduln ergebende Steifigkeit von der Belastungsrichtung abhängen (Be-, Ent- oder Wiederbelastung). Dadurch können bleibende Dehnungen entstehen.

(E2-2) Stoffmodelle mit veränderlichen Elastizitätsmoduln sind wegen ihrer spannungsabhängigen Steifigkeit grundsätzlich für Verformungsberechnungen ohne Richtungsumkehr (monotone Belastung) geeignet, zum Beispiel Setzungsberechnungen unter Dammschüttungen. Die Anwendbarkeit dieser Stoffmodelle für andere Arten von Verformungsberechnungen sollte wegen ihrer unterschiedlichen Gültigkeitsbereiche sowie der Vielfalt der Formulierungen und Abhängigkeiten von der Belastungsrichtung im Einzelfall anhand der Plausibilität der Berechnungsergebnisse und gegebenenfalls anhand geeigneter experimenteller Daten überprüft werden.

(E2-3) Stoffmodelle mit veränderlichen Elastizitätsmoduln sind für Standsicherheitsberechnungen nur dann sinnvoll, wenn zusätzlich eine geeignete Grenzbedingung enthalten ist (siehe Abschnitt 4.2.2.3).

4.2.2.3 Elastisch-idealplastische Stoffmodelle

Bei dieser Klasse von Stoffmodellen gibt es einen Bereich zulässiger Spannungen, der durch eine Grenzbedingung (zum Beispiel das Kriterium nach Mohr-Coulomb, nach Drucker-Prager, nach Matsuoka-Nakai oder nach Lade) eingeschlossen ist. Die Grenzbedingung (Bild 2) wird in der Regel durch den Reibungswinkel φ und die Kohäsion c definiert.

Erfüllt die Spannung σ die Grenzbedingung, entsteht außer einer elastischen Dehnung ε^{el} auch eine plastische Dehnung ε^{pl}. Das plastische Verhalten wird durch die Grenzbedingung und eine Fließregel definiert. Durch die Fließregel werden die Richtung und der Betrag des Zuwachses der

plastischen Dehnung $\Delta\varepsilon^{pl}$ festgelegt. Sie wird aus einem plastischen Potenzial abgeleitet und ermöglicht die Berücksichtigung sowohl von Volumenvergrößerungen (Dilatanz) als auch von Volumenverkleinerungen (Kontraktanz) infolge von Scherbeanspruchungen. Die Art der Volumenänderung wird meistens durch den Dilatanzwinkel ψ beschrieben (Bild 3).

Innerhalb des Bereichs zulässiger Spannungen ist das Materialverhalten linear-elastisch gemäß Abschnitt 4.2.2.1 (unabhängig von der Belastungsrichtung), das heißt es liegt zum Beispiel für ödometrische Belastung und Entlastung die gleiche konstante Steifigkeit zu Grunde, und es kommt zu keinen bleibenden Verformungen (Bild 4). Bei dieser Kategorie von Stoffmodellen sind der Reibungswinkel φ und der Dilatanzwinkel ψ ebenfalls spannungs- und dichteunabhängig.

Elastisch-idealplastische Stoffmodelle werden für Zuwächse der Spannung und der Dehnung ($\Delta\sigma$ und $\Delta\varepsilon$) formuliert. Ein definierter Zusammenhang zwischen Spannung σ und Dehnung ε besteht jedoch nicht.

(E2-4) Das Kriterium nach Mohr-Coulomb ist für Standsicherheitsberechnungen prinzipiell geeignet. In diesem Kriterium wird die Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der mittleren Hauptspannung (höhere Scherfestigkeit zum Beispiel im Biaxialversuch als im Triaxialversuch) jedoch nicht berücksichtigt, was bei ebenen und dreidimensionalen Standsicherheitsberechnungen zu Reserven führt. In den Kriterien nach Matsuoka/Nakai und Lade hängt die Scherfestigkeit von der mittleren Hauptspannung ab, und die Reserven bei Standsicherheitsberechnungen werden genutzt. Das bekannte Kriterium nach Drucker-Prager ist für Standsicherheitsberechnungen ungeeignet, da die Scherfestigkeit je nach Belastungspfad stark überschätzt werden kann.

(E2-5) Der Dilatanzwinkel ψ sollte immer kleiner als der Reibungswinkel φ angenommen werden (nicht assoziierte Fließregel). Falls keine experimentell bestimmten ψ-Werte vorliegen, wird folgende Näherung empfohlen: $\psi = \varphi - 30°$ für Reibungswinkel $\varphi \geq 30°$ beziehungsweise $\psi = 0$ für Reibungswinkel $\varphi < 30°$. Während fortgesetzter Scherung sollte ab einer kritischen Volumenvergrößerung beziehungsweise Porenzahl auch für Reibungswinkel $\varphi \geq 30°$ keine Dilatanz mehr auftreten, das heißt es sollte $\psi = 0$ gelten (vgl. Bild 3).

(E2-6) Elastisch-idealplastische Stoffmodelle sind für Standsicherheitsberechnungen grundsätzlich geeignet.

(E2-7) Elastisch-idealplastische Stoffmodelle sind bedingt geeignet für Verformungsberechnungen ohne Richtungsumkehr, zum Beispiel Setzungsberechnungen unter Dammschüttungen. Es wird empfohlen, eine mit der Tiefe zunehmende Steifigkeit durch Modellierung mehrerer Schichten mit jeweils konstanter Steifigkeit anzunähern.

4.2.2.4 Elastoplastische Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung

Bei elastoplastischen Stoffmodellen mit Verfestigung (zum Beispiel Cam-Clay-Modell, Hardening-Soil-Modell) entstehen plastische Dehnungen ε^{pl} bereits vor Erreichen der Grenzbedingung. Diese plastischen Dehnungen sind an eine Fließbedin-

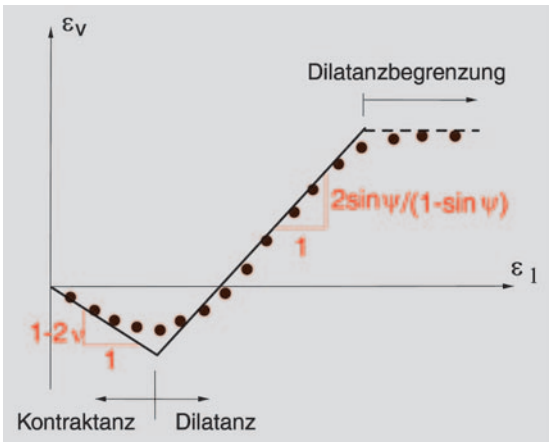


Bild 3. Kontraktanz und Dilatanz im Triaxialversuch (Versuchsergebnis mit Punkten dargestellt).

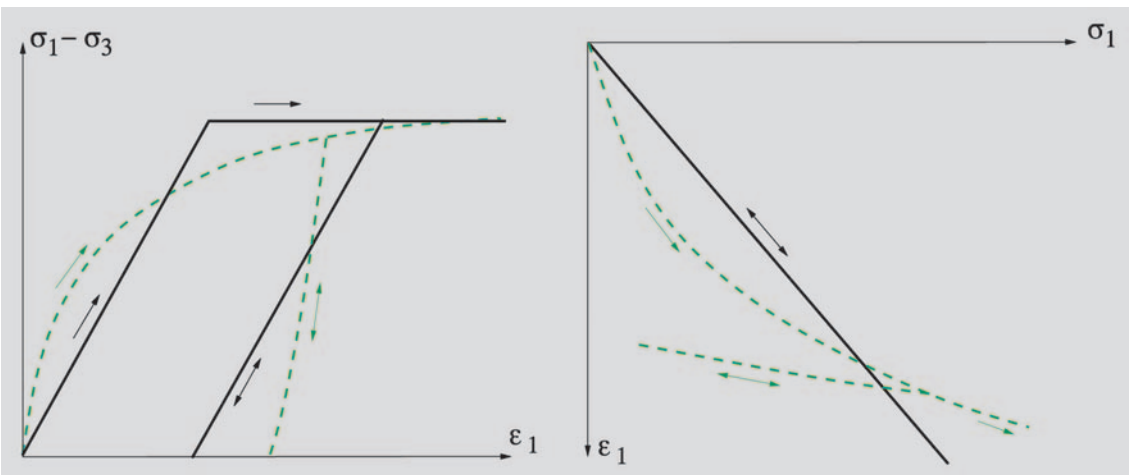


Bild 4. Be- und Entlastungszyklen nach linear-elastisch idealplastischen Stoffmodellen (durchgezogene Linien) und nach elastoplastischen Stoffmodellen mit Verfestigung (gestrichelte Linien) im Triaxialversuch (links) und im Ödometerversuch (rechts).

gung und die im Abschnitt 4.2.2.3 angesprochene Fließregel gekoppelt. Es wird eine spannungsabhängige elastoplastische Steifigkeit formuliert (vgl. Bild 4). Bei Erfüllen der Fließbedingung befindet sich der Spannungszustand σ auf einer Fließfläche, deren Größe sich mit fortschreitender plastischer Dehnung ε^{pl} ändert (Aufweiten der Fließfläche). Dieses Verhalten wird als Verfestigung bezeichnet. Die Größenänderung der Fließfläche geschieht nach allen Richtungen gleichmäßig (isotrop).

In der Regel hat die Fließfläche eine Gestalt, durch die der elastische Bereich allseitig umschlossen ist, zum Beispiel eine zusammengesetzte Form aus „Kegel" und „Kappe" oder die Form eines Ellipsoiden. Dadurch können auch plastische Dehnungen bei Kompressionsbeanspruchungen abgebildet werden.

Bei elastoplastischen Stoffmodellen mit isotroper Verfestigung ist die Gestaltänderung der Fließfläche symmetrisch.

Das Cam-Clay-Modell ist geeignet zur Beschreibung von weichen, normalkonsolidierten beziehungsweise leicht überkonsolidierten Böden, bei denen die Steifigkeit proportional zum mittleren Druck zunimmt. In der Regel wird im Cam-Clay-Modell die Grenzbedingung nach Drucker-Prager eingeführt. Dies kann zur Überschätzung des Scherwiderstands führen (vgl. E2-4).

Das Hardening-Soil-Modell ist für eine Vielzahl von Böden geeignet. Die Fließfläche besteht aus einem „Kegel" und einer „Kappe". Dementsprechend setzt sich die plastische Dehnung ε^{pl} aus zwei Anteilen zusammen (plastische „Kegel-Dehnung" und plastische „Kappen-Dehnung"). Es ist die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb enthalten.

(E2-8) Elastoplastische Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung sind grundsätzlich für Verformungsberechnungen einschließlich weniger Richtungsumkehrungen geeignet.

(E2-9) Elastoplastische Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung sind für Standsicherheitsberechnungen in gleicher Weise wie elastisch ideal-plastische Stoffmodelle geeignet. Bei identischen Grenzbedingungen bieten sie gegenüber den elastisch ideal-plastischen Stoffmodellen für Standsicherheitsberechnungen keine Vorteile.

(E2-10) Bei ödometrischer Erstbelastung ergibt sich nichtlineares elastoplastisches Verhalten, bei Ent- und Wiederbelastung steiferes elastisches Verhalten (vgl. Bild 4). Deswegen sind Stoffmodelle mit isotroper Verfestigung für Verformungsberechnungen bei Aushubvorgängen besonders geeignet.

4.2.2.5 Komplexe Stoffmodelle

Komplexe Stoffmodelle enthalten in der Regel außer der Spannung σ und gegebenenfalls der Porenzahl e noch weitere, meistens nicht messbare Zustandsgrößen. Ihr Vorteil besteht darin, dass das Materialverhalten auch bei komplizierten Belastungspfaden (zum Beispiel bei zyklischen Beanspruchungen beziehungsweise das Verhalten bei sehr kleinen Dehnungen – small strains) realistisch beschrieben werden kann. Nachteilig ist, dass die verschiedenen Zustandsgrößen für den Anfangszustand bekannt sein müssen und für eine praktische Anwendung sehr vertiefte Kenntnisse und Erfahrungen auf dem Gebiet der Stoffgesetze vorliegen müssen.

Elastoplastische Stoffmodelle mit anisotroper Verfestigung

Die Gestalt, Größe und Lage der Fließfläche kann sich in Abhängigkeit von der Verformungsgeschichte in komplexer Art verändern. Diese Art von Stoffmodellen besitzt eine mathematisch komplizierte Struktur und enthält oft eine höhere Anzahl von Stoffparametern.

Hypoplastische Stoffmodelle

Bei hypoplastischen Stoffmodellen wird nicht zwischen elastischer und plastischer Dehnung unterschieden. Dadurch entfallen Fließfläche, Fließregel und Verfestigungsgesetz. Dennoch ergeben sich bei verschiedenen Belastungsrichtungen unterschiedliche nichtlineare, spannungs- und dichteabhängige Materialsteifigkeiten. Zur Erfassung von komplizierten Belastungspfaden (zum Beispiel zyklische Beanspruchungen) wird neben der Spannung σ und der Porenzahl e zusätzlich die „intergranulare Dehnung" als Zustandsgröße einbezogen.

(E2-11) Komplexe Stoffmodelle sind grundsätzlich für verschiedenartige Verformungsberechnungen geeignet. Nur mit diesen Stoffmodellen kann zyklisches Verhalten von Böden modelliert werden. Ihre Anwendung erfordert Erfahrung und intensive Plausibilitätskontrollen.

4.2.3 Bestimmung der Materialparameter

4.2.3.1 Allgemeines

Materialparameter sind immanente Bestandteile von Stoffmodellen. In vielen Stoffmodellen wird auf Materialparameter der konventionellen Bodenmechanik (zum Beispiel Reibungswinkel φ, Kohäsion c oder Steifemodul E_s) zurückgegriffen. Zum Teil haben Materialparameter keinen Bezug zur konventionellen Bodenmechanik und sind allein durch das jeweilige Stoffmodell definiert. Die Parameterbestimmung für innere Zustandsgrößen von komplexen Stoffmodellen wird hier nicht behandelt.

(E2-12) Der Anwender muss wissen, welche Zustandsgrößen in dem verwendeten Stoffmodell enthalten sind, um die Prinzipien der Parameterbestimmung verstehen und handhaben zu können und somit auch Auswirkung der Parameter auf die Genauigkeit der Ergebnisse bewerten zu können.

(E2-13) Die Parameter von Stoffmodellen sollten als repräsentative Werte angegeben werden. Es sind keine Sicherheitszuschläge und Sicherheitsabschläge anzusetzen.

(E2-14) Es wird empfohlen, die Parameter von Stoffmodellen nicht nur anhand einer Methode zu bestimmen, sondern sie anhand weiterer Verfahren zu überprüfen. In der Regel sollten die verwendeten Ansätze durch Nachrechnung von Messergebnissen überprüft werden.

4.2.3.2 Festigkeitsparameter

In der Regel wird die Grenzbedingung durch die beiden konventionellen effektiven Scherparameter Reibungswinkel φ' und Kohäsion c' oder durch Hilfsgrößen, die sich auf diese beiden Parameter zurückführen lassen, definiert. Gegebenenfalls sind zusätzliche Parameter, zum Beispiel der Reibungswinkel triaxialer Extensionsversuche φ_{ext}, erforderlich.

(E2-15) Die Bestimmungsmethoden für die effektiven Scherparameter φ' und c' sind weitgehend durch Normen geregelt. In begründeten Fällen sind Sonderversuche notwendig, zum Beispiel Biaxialversuch, triaxialer Extensionsversuch.

(E2-16) Falls keine Ergebnisse von Laborversuchen verfügbar sind, können die Scherparameter als repräsentative Werte anhand von Erfahrungen beziehungsweise aus Korrelationen zu Klassifikationskennwerten oder Ergebnissen von Felduntersuchungen abgeschätzt werden.

(E2-17) Andere Parameter, zum Beispiel der Dilatanzwinkel ψ, werden in der Regel anhand der Ergebnisse von Triaxialversuchen und Sonderversuchen bestimmt. Bei der Bestimmung des Dilatanzwinkels ψ ist die Empfehlung (E2-5) zu beachten.

4.2.3.3 Steifigkeitsparameter

Gebräuchliche Steifigkeitsparameter sind der Elastizitätsmodul E und der Steifemodul E_s. Oft wird auf die Parameter von konventionellen Kompressionsgesetzen, zum Beispiel logarithmischer Ansatz nach Terzaghi (Parameter: Kompressionsbeiwert C_c und Schwellbeiwert C_s), Exponential-Ansatz nach Ohde (Parameter: Referenzsteifigkeit v_e und Exponent w_e) oder auf Parameter von Ansätzen für die Scherphasen von Triaxialversuchen, zum Beispiel hyperbolischer Ansatz Duncan/Chang (zwei Parameter), zurückgegriffen.

Bei manchen Stoffmodellen werden komplexe Ansatzfunktionen verwendet, deren Parameter keine bodenmechanische Bedeutung besitzen und durch „Curve Fitting" bestimmt werden müssen.

(E2-18) Der Elastizitätsmodul E kann bei Böden aus Ergebnissen von triaxialen Kompressionsversuchen oder Ödometerversuchen

als Sekanten- oder Tangentenmodul innerhalb von Spannungsbereichen, die für das jeweilige FE-Modell zutreffend sind, abgeleitet werden. Dabei sind Ent- und Wiederbelastungspfade auszuwerten.

(E2-19) Der Steifemodul E_s wird in der Regel aus Ergebnissen von Ödometerversuchen als Sekanten- oder Tangentenmodul innerhalb von Spannungsbereichen, die für das jeweilige FE-Modell zutreffend sind, bestimmt.

(E2-20) Die Querdehnzahl ν kann aus den Ergebnissen von konventionellen Laborversuchen nicht zuverlässig bestimmt werden. Es wird empfohlen, ihre Größe anhand von Erfahrungen in Abhängigkeit vom Stoffmodell abzuschätzen.

(E2-21) Parameter für Stoffmodelle mit veränderlicher Steifigkeit werden in der Regel anhand der Ergebnisse von Ödometerversuchen und Triaxialversuchen mit gegebenenfalls unterschiedlichen Spannungspfaden bestimmt. In Ausnahmefällen sind zu ihrer Bestimmung Sonderversuche notwendig.

(E2-22) Falls keine Ergebnisse von Laborversuchen verfügbar sind, kann der Elastizitätsmodul E beziehungsweise der Steifemodul E_s als repräsentativer Wert anhand von Erfahrungen beziehungsweise aus Korrelationen zu Klassifikationskennwerten oder Ergebnissen von Felduntersuchungen abgeschätzt werden.

4.2.4 Auswahl, Validierung und Kalibrierung der Stoffmodelle

(E2-23) Die Auswahl eines Stoffmodells zur Durchführung numerischer Berechnungen muss sich am praktischen Problem orientieren. Insbesondere muss es möglich sein, die für die Anwendung des Stoffmodells notwendigen Materialparameter zuverlässig und mit vertretbarem Aufwand zu ermitteln. So ist beispielsweise der Einsatz eines hochwertigen Ansatzes wenig sinnvoll, wenn zur Ableitung der Kennwerte ein dem praktischen Problem nicht entsprechender hoher Versuchsaufwand nötig wird.

(E2-24) Bei der Auswahl eines Stoffmodells sind folgende Grundregeln zu berücksichtigen:

- Das verwendete Stoffmodell soll so einfach wie möglich, aber dennoch so anspruchsvoll wie nötig sein.
- Das verwendete Stoffmodell muss die für die berechnete Problemstellung wesentlichen Effekte beinhalten. Marginale oder gar überflüssige Effekte sollten nicht berücksichtigt werden.
- Die Auswahl des Stoffmodells richtet sich auch nach dem Stand der Bearbeitung (Machbarkeitsstudie, Vorentwurf, Ausführungsentwurf) und folgt dabei der Richtung „vom Einfachen zum Anspruchsvollen“.
- Der Aufwand für Parameterbestimmung, Plausibilitätsprüfung und Sensitivitätsanalyse sowie die Fehleranfälligkeit steigen bei anspruchsvollen Stoffmodellen rapide an, sodass Vergleichsberechnungen – auch mit Einschränkungen – unter Verwendung einfacher Stoffmodelle sinnvoll sind.

(E2-25) Numerische Berechnungen müssen eine Eignungsüberprüfung des gewählten Stoffmodells und der aus Versuchen abgeleiteten Kennwerte enthalten. Für diese so genannte Validierung werden im Allgemeinen Vorberechnungen an einfachen und übersichtlichen Systemen durchgeführt, in denen die für die aktuelle Fragestellung maßgebenden Randwertbedingungen und Spannungspfade simuliert werden.

(E2-26) Numerische Berechnungen können auch bei sorgfältiger Auswahl und Validierung von Stoffmodell und Kennwerten unzutreffende Ergebnisse liefern. Aus diesem Grund muss das verwendete Modell stets anhand von Erfahrungen und insbesondere von Messwerten aus vergleichbaren Aufgabenstellungen überprüft und kalibriert werden. Die Kalibrierung erfolgt anhand charakteristischer Auswertegrößen (zum Beispiel Setzungen, horizontale Wandverschiebungen, Steifen-/Ankerkräfte). Die Kalibrierung ist bei Ausführung der Baumaßnahme im Sinn der Beobachtungsmethode kontinuierlich fortzuführen.

4.3 Verformungsberechnungen (Gebrauchstauglichkeit)

4.3.1 Allgemeines

Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit beziehen sich im Regefall auf einzuhaltende Kriterien von Verformungen beziehungsweise Verschiebungen. Beim Nachweis sind Größe, Dauer und Häufigkeit der Einwirkungen zu berücksichtigen. Die Verformungsberechnungen sind mit repräsentativen Werten für die Einwirkungen durchzuführen.

4.3.2 Modellbildung

(E3-1) Zur Festlegung des Berechnungsausschnitts und der Diskretisierung sowie zur Simulation von Bauzuständen wird an dieser Stelle auf die bereits veröffentlichten Empfehlungen des AK 1.6 (Abschnitt 1 (1991) und Abschnitt 3 (2002)) verwiesen. Weiter wird darauf hingewie-

sen, dass die erforderliche Größe des Berechnungsausschnitts von der Wahl des Stoffmodells abhängig ist.

(E3-2) Für Vorentwürfe und zur Beurteilung von Verformungstendenzen reicht meist die Festlegung der benötigten Parameter aufgrund von Erfahrungswerten beziehungsweise der Ansatz von Materialparametern aus einschlägiger Fachliteratur. Im Regelfall sind im Baugrundgutachten nur Kennwerte für die erdstatischen Nachweise vorhanden. Zur Berechnung von realistischen Verformungen sind repräsentative Kennwerte ohne zusätzliche Sicherheitszu- oder -abschläge zu verwenden. Zu deren Ermittlung sollte daher ein geotechnisches Untersuchungsprogramm in Abhängigkeit vom gewählten Stoffmodell zur Ermittlung der erforderlichen Parameter durchgeführt werden. Zur Berücksichtigung der Streuung der bodenmechanischen Parameter in der Natur sowie zur Elimination von Unsicherheiten bei der Bestimmung der Parameter sollten stets Berechnungen mit unteren und oberen Grenzwerten durchgeführt werden.

(E3-3) Als Initial- oder Anfangszustand wird in der Regel der vor Beginn einer Baumaßnahme im Baugrund herrschende Spannungszustand bezeichnet. Er sollte in einer Vorberechnung ermittelt werden. Aufgrund der Vielzahl von möglichen Einflüssen sowie geologischen oder tektonisch bedingten Vorbelastungen ist es in den meisten Fällen schwierig, den Initialzustand mit ausreichender Genauigkeit abzubilden. In diesen Fällen empfiehlt es sich, Vergleichsberechnungen mit unterschiedlichen Ansätzen durchzuführen. Weitergehende Betrachtungen sind im Abschnitt 1 der Empfehlungen des AK 1.6 (1991) enthalten.

(E3-4) Linear-elastisch ideal-plastische Stoffmodelle sind für Standsicherheitsberechnungen meist geeignet, für Verformungsprognosen dagegen im Allgemeinen ungeeignet (siehe Abschnitt 4.2).

(E3-5) Rechnerisch können sich in manchen Fällen, zum Beispiel an der Geländeoberfläche und im Bereich von Baugruben, unrealistische Zugspannungen ausbilden. Diese können bei der Formulierung des Stoffmodells durch das so genannte tension-cut-off vermieden werden. In diesen Fällen sind Mohrsche Spannungskreise mit negativen Hauptspannungen nicht zulässig.

(E3-6) Für die Ergebnisse von numerischen Berechnungen sind stets Plausibilitätskontrollen durchzuführen. Weitergehende Informationen sind im Abschnitt 3.7.1 der Empfehlungen des AK 1.6 (2002) enthalten. Ferner sind stets Sensibilitätsstudien zu empfehlen. Durch die Variation maßgeblicher Parameter ist deren Einfluss auf die Berechnungsergebnisse zu untersuchen. Grundsätzlich können Verformungsgrößen einzelner Bauteile zur Kontrolle auch mithilfe von klassischen Berechnungsverfahren abgeschätzt und der numerischen Berechnung gegenübergestellt werden. Aufgrund der stärkeren Vereinfachungen in den analytischen Berechnungen bezüglich des Material- und Systemverhaltens kann in der Regel keine vollständige Übereinstimmung bei den Ergebnissen erzielt werden. Zur qualitativen Bewertung sind solche Vergleichsbetrachtungen jedoch hilfreich.

(E3-7) Die Qualität von Verformungsprognosen lässt sich erheblich durch ein Beobachtungskonzept mit baubegleitenden Messungen steigern, wobei das Berechnungsmodell laufend anzupassen und dadurch zu verbessern ist. Die Überprüfung des Berechnungsmodells durch Vergleichsberechnungen sollte bereits während der ersten Bauphasen erfolgen. Können keine übereinstimmenden Ergebnisse ermittelt werden, sind die Berechnungsparameter und das Baugrundmodell innerhalb geotechnisch sinnvoller Grenzen zu modifizieren.

(E3-8) Hinsichtlich der Simulation von Bauzuständen wird auf den Abschnitt 3 der Empfehlungen des AK 1.6 (2002) verwiesen.

4.3.3 Bauteile (Strukturelemente)

(E3-9) Für Spundwände, Bohrpfahlwände- und Schlitzwände werden im Abschnitt 3.5.1 der Empfehlungen des AK 1.6 (2002) detaillierte Beschreibungen und Empfehlungen für Verformungsberechnungen gegeben.

(E3-10) Bei Verankerungen ist zu beachten, dass Verformungen des gesamten von der Verankerung erfassten Bodenblocks auftreten können (Fangedammeffekt). Das Berechnungssystem muss dementsprechend groß gewählt werden. Im Abschnitt 3.5.3 der Empfehlungen des AK 1.6 (2002) werden detaillierte Beschreibungen und Empfehlungen für Verformungsberechnungen für Verpressanker gegeben.

(E3-11) Zur Bestimmung der Verformung von Pfählen ist es erforderlich, neben den Verformungen des Bauteils selbst auch die Verformungen am Übergang Bauteil und Boden und die Bodenverformungen zu erfassen. Die Verformungen des Bodens im Nahbereich des Pfahls hängen stark vom

räumlichen Spannungszustand um den Pfahl und vom Verbund zwischen Pfahl und Boden ab. Der Übergang vom Pfahl zum Boden muss mit Interface Elementen modelliert werden, mit denen das Verhalten der Kontaktfläche beschrieben werden kann. Die Wahl der Reibungsparameter der Kontaktelemente beeinflusst die Größe der Verformungen in starkem Maß. Zur Wahl der Kennwerte wird empfohlen, Parameterstudien und Plausibilitätskontrollen durchzuführen. Ferner sollte im Berechnungsmodell der Einfluss der Pfahlherstellung auf die Spannungen im Boden erfasst werden, wobei auch die Dilatanz des Bodens zu berücksichtigen ist. Die vorgenannten Einflüsse können meist nur in dreidimensionalen oder für einzelne Pfähle auch in rotationssymmetrischen Berechnungen erfasst werden.

4.4 Standsicherheitsberechnungen

4.4.1 Einführung

Dieser Abschnitt der Empfehlungen gibt Hinweise zu Standsicherheitsberechnungen mit numerischen Methoden und zeigt, welche Aspekte bei der Modellbildung besonders beachtet werden müssen.

Anhand von Musterbeispielen wird gezeigt, dass bei Einhalten dieser Empfehlungen die errechneten Ergebnisse für die Standsicherheit mit den Ergebnissen von konventionellen Berechnungen, die das Tragverhalten der Struktur zutreffend abbilden und für die umfangreiche Erfahrungen vorliegen, gut übereinstimmen. Die Möglichkeiten der Modellbildung bei numerischen Methoden erlauben es darüber hinaus, Systeme zu untersuchen, die aufgrund ihrer Komplexität mit konventionellen Methoden nicht mehr realitätsnah behandelt werden können.

Die Standsicherheit ist im Rahmen der numerischen Analyse durch das Verhältnis des vorhandenen Systemwiderstands zu dem Systemwiderstand, bei dem rechnerisch der Bruch eintritt, definiert:

$$\gamma = \frac{\text{vorhandener Widerstand}}{\text{erforderlicher Widerstand}}$$

Bei Nachweisen, bei denen der Systemwiderstand allein durch den Scherwiderstand des Bodens bestimmt wird, ist dies das Verhältnis des Tangens des charakteristischen Werts des Reibungswinkels zu dem Wert des Tangens des Reibungswinkels, für den das System rechnerisch gerade versagt. Diese Definition gilt analog für die Kohäsion.

Die derartig ermittelte Sicherheit

$$\gamma = \frac{\tan \varphi_k}{\tan \varphi_{ult}} = \frac{c_k}{c_{ult}}$$

lehnt sich für reine Bodenstrukturen an die Definition von Fellenius an und entspricht der Definition der Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit (GZ 1C) nach DIN 1054:2005-01.

Tragen neben dem Widerstand des Bodens andere, konstruktive Elemente, zum Beispiel Nägel oder Verbauwände, zum Systemwiderstand bei, wird ihr Anteil analog zum Widerstand des Bodens berücksichtigt (siehe E4-5).

4.4.2 Vorgehensweise zur Bestimmung der Standsicherheit

(E4-1) Die Bestimmung des Zahlenwerts der Standsicherheit kann grundsätzlich auf zwei Arten erfolgen:

a) Durch mehrfache Wiederholung der Berechnung mit jeweils reduzierten Rechenwerten für den Systemwiderstand:
Für allgemeine Strukturen sind die Rechenwerte für die Kohäsion und für den Tangens des Reibungswinkels sowie die Bauteilwiderstände schrittweise abzumindern. Ist die wahre Größe der Sicherheit gesucht, müssen sie so lange reduziert werden, bis Systemversagen eintritt. Ist es nicht möglich, die Reduktion im Rahmen des Rechenprogramms automatisch vorzunehmen, kann dieses Vorgehen sehr aufwändig sein, da das System in der Nähe des Versagens empfindlich reagiert und bei der Iteration kleine Schrittweiten eingehalten werden müssen.
In der Praxis wird in der Regel nicht der genaue Abstand zum Versagenszustand gesucht, sondern es genügt der Nachweis, dass eine vorgegebene Sicherheit mindestens eingehalten wird. In diesen Fällen ist es ausreichend, die Berechnung sofort mit den um den geforderten Sicherheitsfaktor reduzierten Bodenkennwerten und Bauteilwiderständen durchzuführen und nachzuweisen, dass für diese Parameter kein Versagen eintritt. Hierdurch wird der Rechenaufwand deutlich vermindert.

b) Durch eine so genannte φ-c-Reduktion:
Dieses Berechnungsverfahren eignet sich ohne Modifikation nur für Bodenstrukturen ohne konstruktive Elemente. Es ist in einigen Rechenprogrammen bereits implementiert. Zunächst wird dabei eine Berechnung mit den charakteristischen Werten für die Bodenkennwerte durchgeführt. Anschließend werden programmintern die Bodenkennwerte in kleinen Schritten so lange reduziert (und somit in der Regel die Umhüllende des Grenzkriteriums verkleinert), bis Systemversagen eintritt.

(E4-2) Zur Bestimmung der Sicherheit sind die Verfahren der Neuberechnung mit jeweils

reduzierten Kennwerten und der φ-c-Reduktion nach bisher durchgeführten Vergleichsberechnungen gleichwertig. Die Berechnungen zeigen, dass der Spannungspfad im Rahmen der Ermittlung des Systemversagens eine untergeordnete Bedeutung hat. Die Vergleichsberechnungen wurden für Böschungen und einfach ausgesteifte Baugruben durchgeführt. Als Stoffmodelle wurden linear elastisch ideal-plastische sowie linear-elastisch plastische Stoffmodelle mit deviatorischer und volumetrischer Verfestigung benutzt. Komplexere Ansätze, zum Beispiel hypoplastische Stoffmodelle oder Stoffmodelle mit Entfestigung, wurden in diesem Zusammenhang noch nicht detailliert untersucht.

(E4-3) Sind mehrere Bodenschichten mit unterschiedlichen Eigenschaften vorhanden, sind die Parameter für φ und c in allen Schichten gleichmäßig zu reduzieren, da nur so ein einheitlicher Gesamtsicherheitsbeiwert ermittelt werden kann.

(E4-4) Bei Stoffmodellen mit anderen Kennwerten für das Grenzkriterium als φ und c ist eine entsprechende Reduktion durchzuführen. Dazu ist es erforderlich, die funktionale Abhängigkeit der Bruchfläche beziehungsweise des Sicherheitsniveaus von den jeweiligen Parametern zu kennen, wie dies zum Beispiel beim Reibungswinkel mit tan φ der Fall ist. Eine Kalibrierung sollte für signifikante Spannungspfade durch Vergleich mit dem Mohr-Coulombschen Grenzkriterium erfolgen.

(E4-5) Sind in dem zu untersuchenden Rechenmodell konstruktive Elemente vorhanden, die zusätzlich zum Boden zur Standsicherheit des Systems beitragen (zum Beispiel Nägel, Spritzbetonschalen, Verbauwände, Anker oder Steifen), so sind ihre Versagensmöglichkeiten und damit ihr Anteil am Gesamtwiderstand zu überprüfen. In der Regel sind die Elemente analog zu den charakteristischen Bodenkennwerten mit ihren Grenztragfähigkeiten (Bauteilwiderständen) zu berücksichtigen. In der nichtlinearen Berechnung werden die Versagensmöglichkeiten der konstruktiven Elemente (zum Beispiel plastische Gelenke) dadurch simuliert, dass die zugehörigen Bauteilwiderstände, zum Beispiel maximal aufnehmbare Zugkräfte von Ankern, maximal aufnehmbare Biegemomente von Verbauwänden, maximale Druck- oder Zugkräfte von Steifen, analog zu den Bodenparametern reduziert werden. Bei der prozentualen Reduktion der Tragfähigkeit der einzelnen Elemente oder der Bodenparameter muss in diesen Fällen das in den jeweiligen Vorschriften geforderte Sicherheitsniveau, das in der Regel für einzelne konstruktive Elemente und den Boden unterschiedlich sein kann, beachtet werden.

(E4-6) Werden die Iterationen von Hand durchgeführt, ist die gleichzeitige Reduktion von Bodenparametern und Bauteilwiderständen einfach möglich. Ist die φ-c-Reduktion im Rechenprogramm implementiert, werden in der Regel die Bauteilwiderstände nicht automatisch reduziert. In diesen Fällen müssten die Bauteilwiderstände iterativ so abgemindert werden, dass das Sicherheitsniveau dem für den Boden entspricht. Hier ist es – wie bereits unter (E4-1) a) erwähnt – in der Regel einfacher, wenn nur eine Mindestsicherheit nachzuweisen ist. In diesen Fällen können die Bauteilwiderstände sofort um ihren Sicherheitsbeiwert reduziert werden. Eine ausreichende Sicherheit ist dann vorhanden, wenn in der folgenden φ-c-Reduktion ein größerer als der für den Boden geforderte Sicherheitsbeiwert ausgewiesen wird. Hierbei ist zu beachten, dass die „wahre" rechnerische Sicherheit des Gesamtsystems in solchen Fällen zwischen dem Wert für den Boden und dem Wert für den Bauteilwiderstand liegt und als Ergebnis nur gezeigt werden kann, dass die kleinere Sicherheit mindestens vorhanden ist.

4.4.3 Modellbildung

4.4.3.1 Allgemeines

Die errechneten Sicherheitsfaktoren sind stark von der Wahl der Netzteilung (Diskretisierung) und der Wertigkeit der Verschiebungsansätze im Element abhängig. Im Vergleich zu Berechnungen im Gebrauchszustand, ist die Empfindlichkeit bei Berechnungen zur Bestimmung der Standsicherheit deutlich höher, sodass eine entsprechend feinere Netzteilung notwendig ist.

(E4-7) Für Berechnungen zur Bestimmung der Sicherheit sind jeweils mindestens zwei Berechnungen mit unterschiedlich feinen Netzen und mit Verschiebungsansätzen unterschiedlicher Ordnung erforderlich. Falls diese zwei Berechnungen signifikante Unterschiede in den errechneten Sicherheiten ergeben, sind weitere Verfeinerungen nötig. Nur so kann sichergestellt werden, dass bei einer weiteren Detaillierung keine kleineren Sicherheiten ermittelt werden. Zu grobe Netze oder zu „steife" Ansatzfunktionen ergeben in der Regel zu hohe rechnerische Sicherheiten.

(E4-8) Es sind nach Möglichkeit Elemente mit mindestens quadratischem Verschiebungsansatz zu wählen.

(E4-9) Die Wahl der Toleranzgrenzen für den Abbruch der Iteration (global und lokal) kann die Ergebnisse im Grenzbereich des Versagens deutlich beeinflussen. Vom Benutzer oder Programmhersteller muss daher ein Satz von Musterbeispielen verifiziert werden, um die beim jeweiligen Programm und der untersuchten Aufgabenstellung zulässigen Toleranzgrenzen abschätzen zu können. Die Zahlenwerte sind in der Regel nicht von einem Programm auf ein anderes übertragbar, da die Definitionen der Toleranzgrenzen unterschiedlich sind. Als Musterbeispiele können die Beispielberechnungen im Anhang dienen.

(E4-10) Zusätzlich zur Validierung der Programme wird eine Variation der Toleranzgrenzen im Rahmen der Untersuchung der erforderlichen Feinheit der Diskretisierung zur Absicherung der Berechnungsergebnisse empfohlen.

4.4.3.2 Stoffmodelle für Boden

(E4-11) Die Berechnungsergebnisse (Verformungen, errechnete Sicherheit) sind bei der rechnerischen Untersuchung von Böschungen nur wenig von der Wahl des Stoffmodells abhängig. Der klassische elastisch- ideal plastische Ansatz mit der Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb ist daher für solche Berechnungen ausreichend.

(E4-12) Die geringe Abhängigkeit der errechneten Standsicherheit von der Wahl des Stoffmodells hat sich auch für die im Anhang dokumentierten Berechnungen von Baugruben bestätigt, sodass auch hier für die Bestimmung der Standsicherheit das klassische Mohr-Coulomb-Modell ausreichend ist. Die vor dem Start der φ-c-Reduktion beziehungsweise der Reduktion der Bauteilwiderstände errechneten Verformungen und Schnittgrößen sind von der Wahl des Bodenmodells abhängig; die mittels Reduktion der Scherparameter errechnete Standssicherheit wird davon jedoch nicht signifikant beeinflusst.

(E4-13) Der Dilatanzwinkel kann grundsätzlich zusammen mit dem Reibungswinkel reduziert werden. Für die hier behandelten Aufgabenstellungen zeigt sich aufgrund der relativ geringen Behinderung der Verformungen nur ein vernachlässigbarer Einfluss des Dilatanzwinkels auf die Standsicherheit, sodass es unwesentlich ist, ob er bei der Reduktion der Scherparameter abgemindert wird oder nicht. Diese Aussage ist jedoch nicht unmittelbar auf andere Aufgabenstellungen wie etwa Pfahlgründungen übertragbar.

4.4.3.3 Bauteile (Strukturelemente)

(E4-14) Ob eine Baugrubenwand mit Stabelementen oder mit Kontinuumselementen simuliert wird, ist in den Details der Modellierung zu berücksichtigen. Bei der Verwendung von Kontinuumselementen wird die Dicke der Wand, und damit das Tragverhalten am Fuß, realistisch erfasst. Um bei einer Diskretisierung mit Balkenelementen im Fußpunkt rechnerisch keine unrealistisch hohen Spannungsspitzen auszuweisen, sind – wie auch bei Untersuchungen im Gebrauchszustand – zusätzlich horizontale Stabelemente, welche die Breite der Aufstandsfläche simulieren, anzuordnen. Fehlen sie, kann sich rechnerisch infolge der hohen Spitzendrücke ein lokales Versagen einstellen und somit der Sicherheitsfaktor unterschätzt werden.

(E4-15) Wie bereits unter (E4-5) ausgeführt, sind die Bauteilwiderstände analog zu den Bodenparametern zu reduzieren und auch ihre Maximalbeanspruchungen zu begrenzen. In Sonderfällen, wenn zum Beispiel in Steifen unzulässige Zugkräfte auftreten, ist dies bei der Modellierung der Elemente zu erfassen oder das System ist in geeigneter Form anzupassen. Dies kann durch Entfernen der jeweiligen Steife oder auch durch deutliche Reduktion der Dehnsteifigkeit erfolgen. Letzteres hat den Vorteil, dass anhand des Vorzeichens der dann sehr kleinen Kräfte gegebenenfalls schnell erkannt wird, wann die Steife in späteren Bauzuständen wieder Druck bekommt.

(E4-16) Die Interaktion zwischen Boden und Bauteilen (speziell zwischen Boden und Baugrubenwand) ist mit geeigneten Kontaktelementen zu simulieren. Zur Absicherung der Rechenergebnisse sollten die Eigenschaften der Übergangselemente variiert werden.

4.5 Berücksichtigung des Grundwassers

4.5.1 Allgemeines

Die vollständige Beschreibung des Spannungszustands im Boden erfordert die Berücksichtigung der Strömungskräfte, des Auftriebs und bei Teilsättigung der Kapillarspannungen. Daher ist die Berücksichtigung der Grundwassersituation von grundlegender Bedeutung für jegliche numerische Berechnung.

Bei Baugruben beispielsweise wirkt sich das Grundwasser auf das Verformungsverhalten des Baugrunds (zum Beispiel Auftrieb der Baugrubensohle, horizontale Verformungen der Stützelemente, Setzungen der Geländeoberfläche) und auf die Standsicherheit des Baugrubenverbaus (zum

Beispiel horizontale Belastung durch Wasserdruck, Beeinflussung der äußeren Tragfähigkeit der Verankerungselemente) aus. Bei Böschungen haben die Grundwasserstände und deren Veränderungen durch Änderung der effektiven Spannungen wesentlichen Einfluss auf die Auslösung und Entwicklung von Rutschungen.

In bestimmten Fällen ist es wichtig, die zeitliche Entwicklung der wirksamen Spannungen und der Verformungen realistisch zu erfassen. Dieses ist beispielsweise der Fall bei:

- Hebungen der Baugrubensohle und Langzeitsetzungen der Bauteile bei Bauwerken in bindigem Boden,
- Progressivem Böschungsbruch,
- Berücksichtigung der zeitbegrenzten undränierten Zustände und Abschätzung der Stabilität von Baugruben und temporären Böschungen,
- Verformungen von weichem Baugrund.

In diesen Fällen ist es notwendig, eine nichtstationäre gekoppelte Analyse durchzuführen, in der die durch Änderung des Spannungszustands im Boden auftretenden zusätzlichen Porenwasserüberdrücke ermittelt werden. Durch eine nichtstationäre Berechnung kann die zeitliche Porenwasserdruckentwicklung realistisch simuliert werden. Die Nachteile dieser Analyse bestehen darin, dass eine Kenntnis oder zumindest Abschätzung für die sich zeitlich verändernden Randbedingungen nötig ist.

Die mathematische Modellierung der Grundwasserströmung basiert auf dem Gesetz von Darcy.

Zur Berücksichtung des Grundwassereinflusses bei der Berechnung von Spannungen sind zwei Möglichkeiten zu unterscheiden:

- Typ A – ungekoppelte Analyse: Die Porenwasserdruckverteilung wird vor jedem Berechnungsschritt ermittelt und als Anfangsbedingung für die Spannungsberechnung eingesetzt.
- Typ B – gekoppelte Analyse: In jedem Berechnungsschritt werden der totale Spannungszustand und die Porenwasserdruckverteilung gleichzeitig mittels einer voll gekoppelten Analyse bestimmt.

Eine Berechnung gemäß Typ B ist in Bezug auf die Modellflexibilität und die theoretische Kohärenz vorteilhaft, ist aber nur mit wenigen derzeit kommerziell verfügbaren Programmen durchführbar.

Wenn durch Strömungs- oder Infiltrationsvorgänge eine Änderung der Sättigung des Bodens zu erwarten ist (Beispiele: Böschungen, die allmählich aufgesättigt werden, zum Beispiel bei Hochwasserdeichen), sind wirklichkeitsnahe Berechnungsergebnisse nur dann zu erwarten, wenn die Eigenschaften des Bodens bei Teilsättigung zutreffend beschrieben werden.

Im Folgenden werden nur Grundwasserberechnungen betrachtet, die der Ermittlung der Porenwasserdruckverteilungen im Boden dienen und damit der wirksamen Spannungen. Grundwasserhydraulische Modelle, die der Analyse von Wasserzuflussmengen und zur Bemessung von Absenkungsmaßnahmen dienen, sind nicht Gegenstand dieser Empfehlungen.

4.5.2 Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts

Der Durchlässigkeitsbeiwert k ist keine Bodenkonstante, sondern er wird von der relativen Weite der Hohlräume im Boden sowie von der Bodenstruktur und -textur beeinflusst.

Eine genaue Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts erfolgt durch Felduntersuchungen (Probeabsenkung, Pumpversuch, WD-Test oder Drucksondierung mit Messung des Porenwasserdrucks (CPTU - Dissipationstest)). Laborversuche (Durchflussversuche) zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts müssen so gut wie möglich den natürlichen Bodenzustand und die Grundwasserströmungsbedingungen reproduzieren. Dennoch können die im Labor ermittelten k-Werte von den tatsächlichen Werten signifikant abweichen.

(E5-1) Falls keine Ergebnisse von Laborversuchen oder Felduntersuchungen verfügbar sind, kann der Durchlässigkeitsbeiwert als repräsentativer Wert anhand von Erfahrungen beziehungsweise aus Korrelationen zur Kornverteilung (zum Beispiel Formel von Hazen für Sand) abgeschätzt werden. Ist mithilfe dieser Verfahren ein genauer k-Wert nicht zu ermitteln, wird empfohlen, die Grundwasserberechnung innerhalb geotechnisch sinnvoller Grenzen mit minimalen und maximalen k-Werten des Bodens durchzuführen.

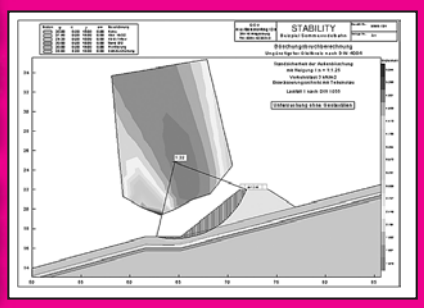
Praxisseminare und über 100 Software-Lösungen zu 12 Anwendungsgebieten. Von **A** wie Auftrieb, über **G** wie Geotechnik und Bodenmechanik bis **W** wie Wasser- und Kanalbau.

EDV für das Bauwesen

Unser Paket-Angebot zum Thema Hochwasserschutz

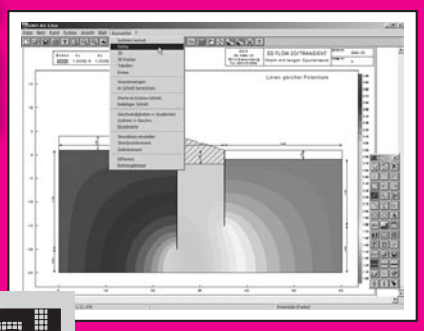
STABILITY

Böschungsbruchberechnung für Dämme und Deiche



SS FLOW2D/TRANSIENT

Berechnung von stationären und instationären Grundwasserströmungen



Civilserve ist u. a. Exklusivvertriebspartner für GGU-Software

www.ggu-software.com

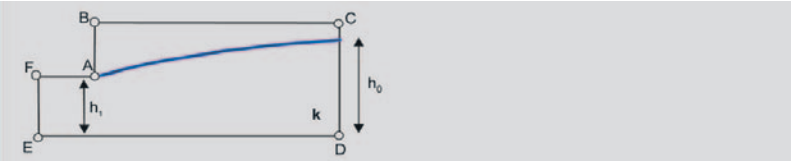
civil serve

EDV für das Bauwesen

Civilserve GmbH
Weuert 5 · D-49439 Steinfeld

Telefon: +49 (0) 18 02 - 2 48 45 73
Freefax: +08 00 - 2 48 45 73
Fax (int.): +49 (0) 54 92 - 9 62 92 - 5
eMail: info@civilserve.com
Internet: www.civilserve.com

EDV Fachhandel & Seminare



Modellrand	Randbedingung
A-B	durchlässig (Böschung) oder undurchlässig (Baugrubenverbau)
B-C	durchlässig
C-D	Potenzial (ungestörter GW-Zustand)
D-E	undurchlässig oder Potenzial (geologische Bedingungen)
E-F	undurchlässig (Symmetrieachse) oder Potenzial
F-A	Potenzial (Absenkungshöhe)

Bild 5. Randbedingungen bei der Grundwasserberechnung.

(E5-2) Natürlich gelagerte bindige Böden besitzen aufgrund ihrer Struktur und den manchmal vorhandenen durchlässigeren, rolligen Zwischenschichten, in der Regel horizontal eine bis etwa zehnfach höhere Durchlässigkeit als vertikal. Das Maß der Anisotropie ist bei der Bodenansprache näherungsweise zu ermitteln und möglichst durch Nachberechnung von Pumpversuchen zu kalibrieren.

(E5-3) Die Durchlässigkeit klüftiger Grundwasserleiter muss durch Sonderuntersuchungen ermittelt werden.

4.5.3 Modellbildung

Vorgabe des freien Grundwasserspiegels

Die einfachste Variante zur Berechnung des Porenwasserdrucks ist die Vorgabe der Oberfläche des freien Grundwasserspiegels (Sickerlinie) für den zu untersuchenden Bodenkörper (Phase „Grundwasserberechnung" in einer Analyse vom Typ A). Für den Porenwasserdruck u wird im gesättigten Bereich unter dem Grundwasserspiegel eine hydrostatische Verteilung vorausgesetzt:

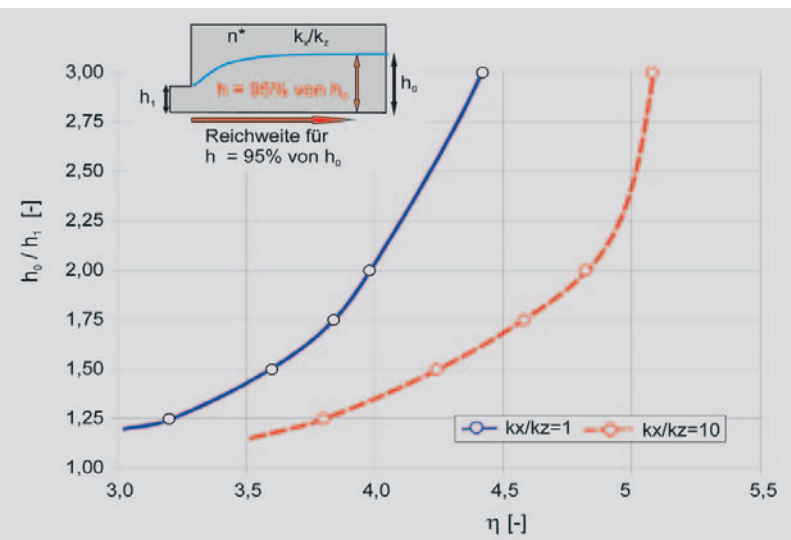
$$u = \gamma_w \cdot h,$$

mit:

γ_w Wichte des Wassers= 10 kN/m³ und

h Tiefe der betrachteten Stelle unter dem freien Grundwasserspiegel.

Bild 6. Beiwert für die Ermittlung der Reichweite im nichtstationären Fall.



Die Lage der Sickerlinie lässt sich auf Grundlage von Erfahrungswerten, durch Messungen oder durch zusätzliche geohydraulische Berechnungen bestimmen.

(E5-4) Die Berücksichtigung des Porenwasserdrucks durch Vorgabe des Grundwasserspiegels darf angewendet werden, wenn:
- a) ein stationärer Grundwasserspiegel vorliegt,
- b) der Strömungsdruck auf das Korngerüst vernachlässigt werden kann und
- c) kein gespannter Grundwasserzustand in tieferen Bodenschichten vorhanden ist.

Stationäre Grundwasserberechnungen

(E5-5) Mit der Berechnung der stationären Grundwasserströmung können sowohl der Strömungsdruck auf das Korngerüst als auch gespannte Grundwasserzustände berücksichtigt werden (vgl. EAU 2004 E113). Voraussetzung für den Einsatz der Berechnungsmethode ist, dass Änderungen der Grundwasserstände in dem betrachteten Zeitraum vernachlässigbar sind und dass realistische Modellrandbedingungen gewählt werden.

Diskretisierung und Randbedingungen

(E5-6) Um realistische Ergebnisse zu erhalten, muss bei Grundwasserberechnungen die Diskretisierung des Berechnungsmodells in Bereichen mit großen Porenwasserdruckänderungen vergleichsweise fein sein (zum Beispiel um den Punkt A in Bild 5).

(E5-7) Bei der Aufstellung des Berechnungsmodells ist zu prüfen, ob die Randbedingungen und die in der Natur vorhandene Porenwasserdruckverteilung näherungsweise eine zweidimensionale Modellierung erlauben. Bei der Bearbeitung baupraktischer Aufgabenstellungen ist dies vielfach möglich. Für die Bearbeitung komplexer Randwertprobleme ist eine dreidimensionale Grundwasserberechnung notwendig.

(E5-8) Bei Grundwasserberechnungen können die gewählten Randbedingungen die Berechnungsergebnisse maßgebend beeinflussen. Sie müssen unter Berücksichtigung geotechnischer und geometrischer Aspekte festgelegt werden. Die Randbedingungsarten für übliche Baugruben- oder Böschungsberechnungen sind in Bild 5 dargestellt.

Bei der Festlegung der Randbedingungen ist die Größe des zu modellierenden Gebietes mit Abschätzung der Reichweite R von großer Wichtigkeit. Diese Fragestellung entspricht der Lage des Modellrands C-D in Bild 5 beziehungsweise des Abstands B-C. Am Modellrand C-D ist der ungestörte Grundwasserzustand vorhanden.

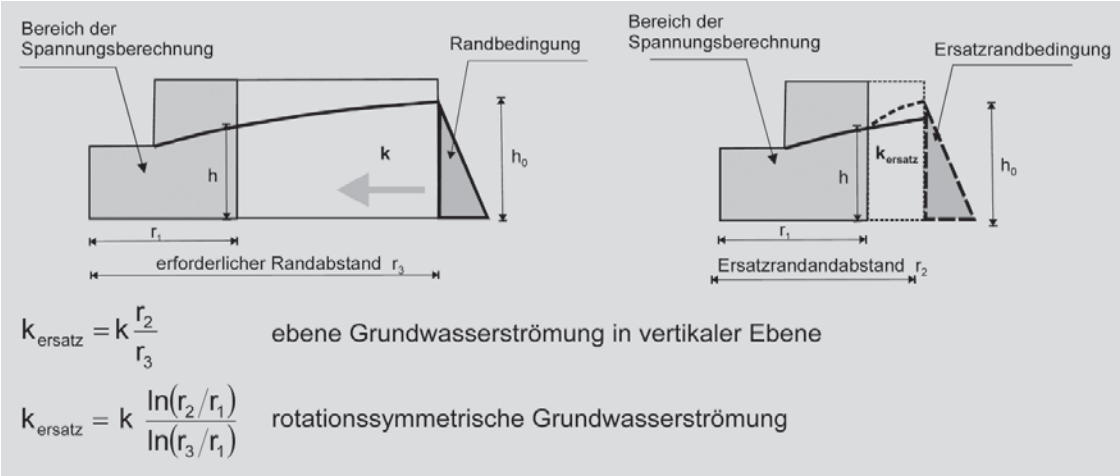


Bild 7. Ersatzrandbedingungen für stationäre Grundwasserberechnungen.

(E5-9) Für die Berechnung einer stationären Grundwasserströmung bei rotationssymmetrischen Problemstellungen kann als erste Annäherung für die Abschätzung der Reichweite R die empirische Formel von Sichardt angewendet werden:

$$R = 3000 \cdot s \cdot \sqrt{k}$$

mit der Absenktiefe $s = h_0 - h$ [m] und dem Durchlässigkeitsbeiwert k [m/s]. Die Reichweite ergibt sich dabei in der Dimension [m].

(E5-10) Für eine vertikal-ebene Anströmung darf die Reichweite nach Feldversuchen des U.S. Army Corps of Engineers eingesetzt werden:

$$R = 1500 \cdot s \cdot \sqrt{k} \text{ bis } R = 2000 \cdot s \cdot \sqrt{k}$$

Es sind die gleichen Dimensionen wie bei der Formel nach Sichardt zu verwenden.

(E5-11) Da Grundwasserabsenkungen im Allgemeinen nichtstationäre Vorgänge sind, kann die Reichweite auch zeitabhängig in die Berechnung eingeführt werden:

$$R = \eta \sqrt{\frac{k \cdot h \cdot t}{n^*}}$$

mit der Tiefe der Absenkung h [m], der Absenkungszeit t [s], der effektiven Porosität n^* und dem dimensionslosen Beiwert h, mit dem die Geometrie des Problems und die Anisotropie des Bodens berücksichtigt wird. Diese Gleichung gilt für ungespannte Grundwasserleiter. Der Beiwert η kann Bild 6 entnommen werden. Die effektive Porosität n^* kann näherungsweise für Sand zu 0,15, für Schluff zu 0,10 und für Ton zu 0,05 angesetzt werden.

(E5-12) Der bei Grundwasserberechnungen zu wählende Berechnungsausschnitt kann wesentlich größer sein als der für Spannungsberechnungen erforderliche Baugrundausschnitt. Zur Reduzierung des Randabstands können näherungsweise Ersatzrandbedingungen nach Bild 7 angewendet werden.