

Nachweise zur Standsicherheit von Dammböschungen – Ein Vergleich zwischen klassischen Verfahren und der FEM

apl. Prof. Dr.-Ing. Eugen Perau

Dipl.-Ing. Ulrich Schneider

ELE Beratende Ingenieure GmbH, Erdbaulaboratorium Essen,
Susannastr. 31, D-45136 Essen

1. Einleitung

Dämme werden errichtet zur Aufnahme von Infrastrukturmaßnahmen wie zum Beispiel Straßen und Bahnlinien, zum Schutz gegen Lärmeinwirkungen oder auch zum Einstau von Wasser (Staudämme) oder zur Abwehr von Hochwasser (Deiche). Sie werden in aller Regel nach einem aufgabenspezifischen Entwurf mit ausgesuchten Bodenmaterialien hergestellt.

Da zwischen Fuß und Kopf eines Dammes in aller Regel ein nicht zu vernachlässigender Höhenunterschied vorhanden ist und ein Versagen mit erheblichen Konsequenzen verbunden sein kann, ist eine ausreichende Standsicherheit nachzuweisen. Darüber hinaus kann es notwendig sein, auch die Gebrauchstauglich explizit zu untersuchen.

Weil infolge der Längsausdehnung von Deichen und Dämmen deren Geländeverbrauch erheblich sein kann, gilt es beim Entwurf derartiger Konstruktionen, den Querschnitt und damit die Dammbreite zu minimieren und damit den Ausnutzungsgrad im Rahmen des Zulässigen zu maximieren.

Die Nachweise zur Standsicherheit von Erddämmen werden in der Regel auf Basis der klassischen Ansätze der Erdstatik geführt. Dazu sind mögliche Bruchmechanismen, bei denen starre Bruchkörper durch gerade, gebrochene oder gekrümmte Gleitflächen begrenzt werden, in Art und Abmessung zu variieren. Maßgeblich wird bei dieser Untersuchung der Bruchmechanismus, der zum größten Ausnutzungsgrad führt.

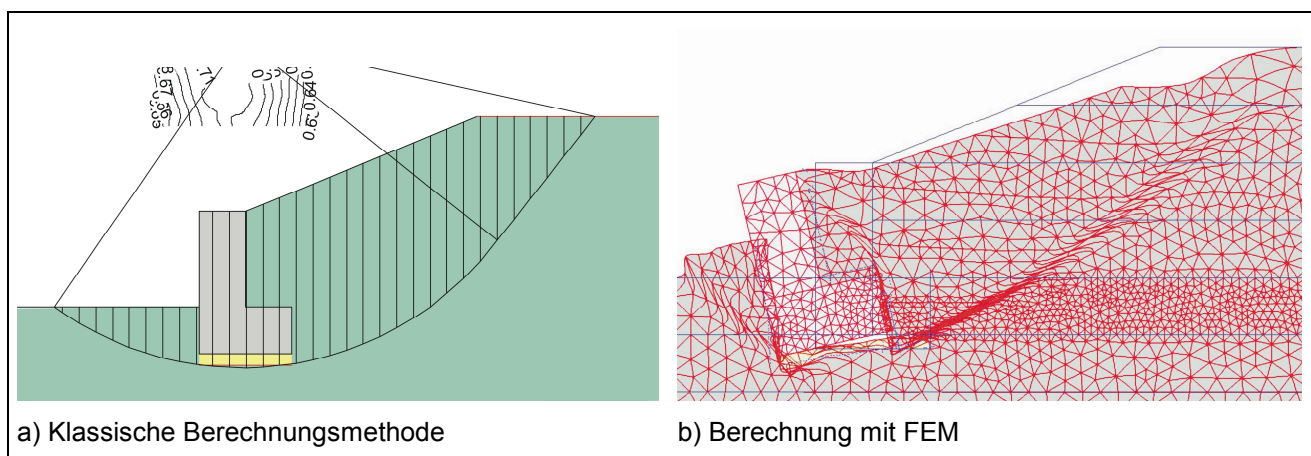


Abb. 1: Typische Versagensmechanismen beim Nachweis der Standsicherheit a) mit klassischen Verfahren nach DIN 4084, b) mit der FEM

Zur Bemessung von Dämmen lässt sich auch die Finite-Elemente-Methode (FEM) heranziehen, bei der der Boden als Kontinuum modelliert wird. Die FEM wird bei Dämmen aber bisher hauptsächlich zur Berechnung der *Grundwasserströmung* oder der *Verformungen* (z.B. zeitabhängige Setzungen, Beeinflussung von Nachbarbauwerken) herangezogen.

Die FEM lässt sich jedoch auch zur Berechnung der *Standsicherheit* von Böschungen heranziehen, kann somit also auch zur Bemessung von Dammquerschnitten verwendet werden. Dies kann dann besonders effektiv sein, wenn der Querschnitt bereits zur Berechnung von Grundwasserströmungen oder Setzungen mit der FEM modelliert werden muss. Die FEM bietet jedoch gegenüber den klassischen Verfahren auch hinsichtlich mechanischer und anderer berechnungstechnischer Aspekte einige Vorteile – auf der anderen Seite aber auch Nachteile.

Für die Berechnung der Standsicherheit von geotechnischen Konstruktionen mit der FEM oder der FDM (Finite-Differenzen-Methode) liegen seit geraumer Zeit Untersuchungen vor, die zeigen, dass auf diese Weise zuverlässige und verwertbare Aussagen für die Standsicherheit von Böschungen gefunden werden können, vgl. z.B.: MATSUI & SAN (1992), DAWSAN, ROTH & DRESCHER (1999), GRIFFITHS & LANE (1999), SWAN & SEO (1999), SCHWEIGER (2003, 2005), HEIBAUM & HERTEN (2007) und KUPKA, HERLE & ARNOLD (2008).

An dieser Stelle soll untersucht werden, worin bei der Bemessung von Dämmböschungen Vor- und Nachteile der Anwendung der Finite-Elemente-Methode (FEM) im Vergleich zu den klassischen Verfahren auf Basis vorgegebener und variiertes Bruchkörper liegen.

2. Stand der einschlägigen Normen und Empfehlungen

Die klassischen Berechnungsverfahren zum Nachweis der Standsicherheit von Böschungen sind bereits seit vielen Jahrzehnten etabliert und werden entsprechend seit langem ausgiebig in der einschlägigen Normung behandelt.

Die FEM als mathematische Methode zur Lösung von Differenzialgleichungen ist ebenfalls seit vielen Jahrzehnten bekannt, konnte jedoch aufgrund der vielen mit ihrer Anwendung verbundenen Rechenschritte erst mit schnelleren Computern bei der Behandlung baupraktischer Fragestellungen zum Einsatz kommen. Entsprechend langjährige Erfahrungen mit ihrer Anwendung liegen daher nur dort vor, wo sie praktisch konkurrenzlos ist: bei der Berechnung von Verformungen mit komplexen und realitätsnahen Materialgesetzen.

Obwohl heute die Rechenzeit keine nennenswerte Einschränkung zum Einsatz der FEM in der Geotechnik mehr darstellt und entsprechende Untersuchungen zu ihrer Anwendung vorliegen, wird sie nach wie vor bei der Berechnung von Standsicherheiten eher selten angewendet und hat zugleich auch kaum Eingang in die bisherige deutsche Normung gefunden.

Da sich die europäische und nationale Normung gerade im Umbruch befinden, soll zunächst ein Blick auf die in naher Zukunft zu erwartende Situation in der Normung gerichtet werden. Im Fokus steht dabei der Nachweis der ausreichenden Standsicherheit von Böschungen.

In Kürze wird der EUROCODE 7 für geotechnische Berechnungen maßgeblich (SCHUPPENER et al., 2008); dies gilt dann auch für die Berechnung von Dämmen und Deichen. Im EUROCODE 7 wird im Kapitel 12 für Erddämme unter anderem ein Nachweis des Grenzzustands gegen Geländebruch gemäß Kapitel 11 des EUROCODE 7 gefordert. Im

Kapitel 11 (Geländebruchsicherheit) wird verlangt, dass als Grenzzustand der Verlust der Geländebruchsicherheit des Bodens und damit verbundener Tragwerke untersucht wird.

Nach Abschnitt 11.5.1 (1)P ist dieser Grenzzustand der Tragfähigkeit (GEO und STR) mit Bemessungswerten für Einwirkungen und Festigkeiten nachzuweisen, wobei die im Anhang A.3 definierten Teilsicherheitsbeiwerte anzuwenden sind. Dieser Anhang zum EUROCODE 7 enthält in den Tabellen A.3, A.4 und A.14 konkrete Vorschläge für diese Teilsicherheitsbeiwerte. National verbindliche Zahlenwerte für diese Teilsicherheitsbeiwerte werden im jeweiligen zugehörigen Nationalen Anhang festgelegt; für Deutschland soll hier (DIN EN 1997-1/NA) ein Verweis auf die zukünftige DIN 1054 erfolgen, in der diese dann festgelegt werden (SCHUPPENER et al., 2008).

Nach EUROCODE 7, Abschnitt 11.5.1 (3) und (4) darf die Standsicherheit *wahlweise* durch eine Grenzzustandsberechnung oder mit Finiten Elementen nachgewiesen werden. Darauf folgen Hinweise, wann besser mit kreisförmigen und wann besser mit nichtkreisförmigen Gleitflächen gerechnet werden soll. Diese Hinweise können sich nur auf die Bruchmechanismen klassischer Art beziehen. Weitere Einzelheiten für die Berechnungsverfahren werden im deutschen Nationalen Anhang des EUROCODE 7, also letztendlich in der zukünftigen DIN 1054, zu erwarten sein.

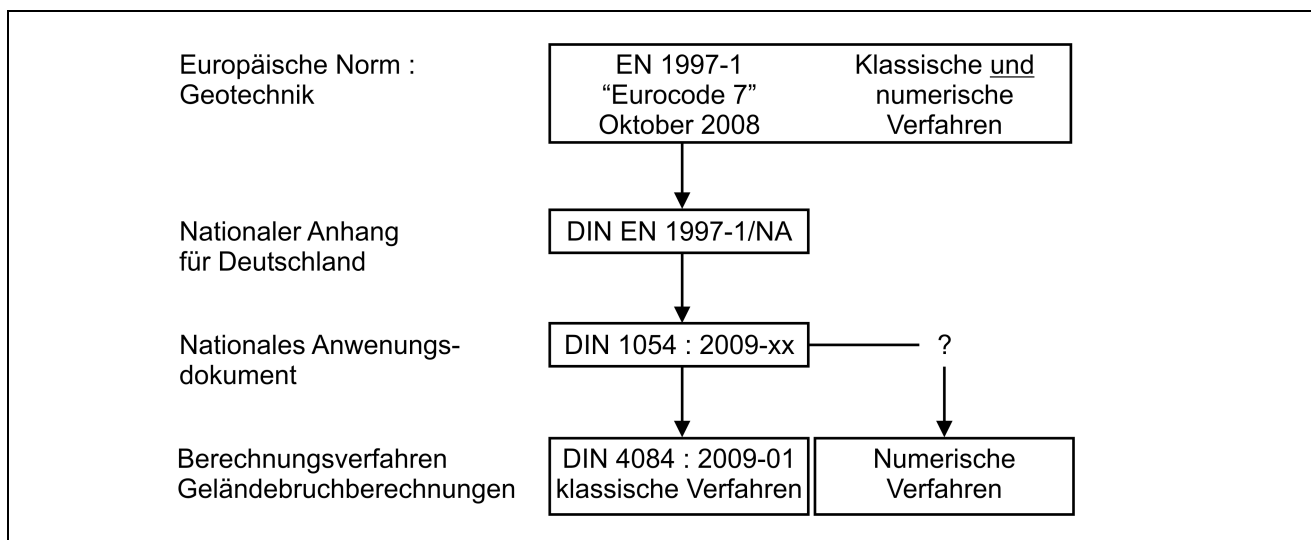


Abb. 2: Auszug aus der zukünftigen Normenhierarchie für den Nachweis der Standsicherheit von Böschungen (analog zu SCHUPPENER et al., 2008)

Der aktuelle Entwurf zur zukünftigen DIN 1054 (DIN 1054-101:2009-02) enthält unter dem entsprechenden Abschnitt A 11.5.1 A (1) den Hinweis, dass der Nachweis der Gesamtstandsicherheit nach DIN 4084 mit dem Nachweisverfahren 3 (GEO-3) nach EUROCODE 7 Abschnitt 2.4.7.3.4.4 durchzuführen ist. Gemäß dem in Abschnitt 2.4.7.3.4.4 geregelten Nachweisverfahren 3 sind in der bereits aus DIN 1054:2005-01 bekannten Weise die Einwirkungen mit Teilsicherheitsbeiwerten zu erhöhen und die charakteristischen Scherparameter abzumindern. Das was bei der aktuellen DIN 1054:2005-01 die Lastfälle sind, heißt hier „Bemessungssituationen“. Darüber hinaus können bei mehreren unabhängigen veränderlichen Einwirkungen nach dem Prinzip der DIN EN 1990 (Grundlagen der Tragwerksplanung) Kombinationsbeiwerte berücksichtigt werden.

Der Entwurf zur zukünftigen DIN 1054 enthält in den Tabellen A 2.1 bis A 2.3 für die einzelnen Bemessungssituationen konkrete Teilsicherheitsbeiwerte. Laut Entwurf sagt die

zukünftige DIN 1054 zum Berechnungsverfahren für den Nachweis der Standsicherheit von Böschungen an sich nichts aus und verweist lediglich auf die DIN 4084.

Die DIN 4084:2009-01 „Baugrund – Geländebruchberechnungen“ enthält zu Berechnungen mit den klassischen Bruchmechanismen eine Vielzahl von Hinweisen – zu Berechnungen mit der Finite-Elemente-Methode finden sich *keine* Hinweise.

Wie also der Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit von Böschungen mit Hilfe der FEM geführt werden soll – was gemäß Eurocode 7 möglich sein muss, ohne, dass DIN 1054 als Nationales Anwendungsdokument widersprechen darf – ist in der deutschen Normung zumindest derzeit *nicht* mit der gewohnten Ausführlichkeit *geregelt*. Bis auf weiteres ist beim Nachweis der Standsicherheit mit Hilfe der FEM also eine pragmatische, an EUROCODE 7, zukünftiger DIN 1054 und DIN 4084:2009-01 *orientierte* Vorgehensweise angesagt.

Einige, zum Teil detailliertere Hinweise zu entsprechenden Standsicherheitsberechnungen mit der FEM sind der EAB (2006) und den Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ (SCHANZ, 2006a, 2006b) zu entnehmen. Letztere beziehen sich vornehmlich auf die FEM-spezifischen Fragestellungen, wie zum Beispiel die Größe des modellierten Gebiets, die erforderliche Netzfeinheit oder numerische Abbruchkriterien.

3. Berechnungsmethoden (klassische Verfahren – FEM)

Während die Vorgehensweise bei der klassischen Nachweisführung mit kinematischen Verfahren durch die Normung weitgehend bis ins Detail festgeschrieben ist, sind bei der Nachweisführung mit der FEM über die Auslegung der Normung hinausgehende Festlegungen erforderlich.

In jedem Fall werden aber für beide Methoden der Nachweisführung Bemessungswerte für die Widerstände (Scherparameter φ und c) und die Einwirkungen (Wichten der Böden, externe Belastungen und Grundwasserströmung) in die Berechnungen eingehen. Am Ende des Nachweises wird stets der maximale vorhandene Ausnutzungsgrad dem zulässigen Ausnutzungsgrad von 1,0 gegenübergestellt.

Der Ablauf der beiden unterschiedlichen Methoden kann wie folgt skizziert werden.

3.1. Klassische Vorgehensweise (varierte Bruchmechanismen)

Bei der klassischen Vorgehensweise werden nach DIN EN 1997-1/NA zunächst aus den repräsentativen bzw. charakteristischen Kennwerten für die Scherparameter und die externen Belastungen Bemessungswerte gebildet. Dazu werden je nach Bemessungssituation die Scherparameter durch Teilsicherheitsbeiwerte dividiert (und damit verringert), die externen Lasten werden mit Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert (und damit vergrößert). Veränderliche Lasten werden angesetzt, wenn sie ungünstig wirken und nicht angesetzt wenn sie günstig wirken. Die Wichten des Bodens und die zu berechnenden Porenwasserdrücke bzw. Strömungskräfte gehen mit ihren charakteristischen Werten in die weitere Berechnung ein.

Zur Untersuchung der Standsicherheit sind mit der Böschungsgeometrie und den so ermittelten Kennwerten nach DIN 4084 grundsätzlich verschiedenartige Bruchmechanismen zu untersuchen.

DIN 4084 unterteilt die möglicherweise zu untersuchenden Bruchmechanismen in vier verschiedene Arten:

- A) gerade Gleitlinie
- B) kreisförmige Gleitlinie (Kreise mit und ohne Lamellen)
- C) beliebige einsinnig gekrümmte Gleitlinie
- D) zusammengesetzter Bruchmechanismus (vor allem mit geraden Linien)

Diese verschiedenen Arten von Bruchmechanismen sind exemplarisch in Abb. 3 dargestellt. Je nach Geometrie der Böschung, Bodenaufbau und -art, Scherparameter und Belastung sollen gemäß DIN 4084 bestimmte Arten von Bruchmechanismen bevorzugt untersucht werden, weil sie sich in der Regel dort als maßgeblich erwiesen haben. Im allgemeinen legt die Norm sich hier jedoch nicht fest. Es müssen demnach *alle in Frage kommenden* Bruchmechanismen in Betracht gezogen und die als wesentlich anerkannten Bruchmechanismen rechnerisch untersucht werden. Die Norm überlässt dem Ingenieur also die Wahl des „richtigen“ Bruchmechanismus und die Verantwortung für die Richtigkeit seiner Wahl.

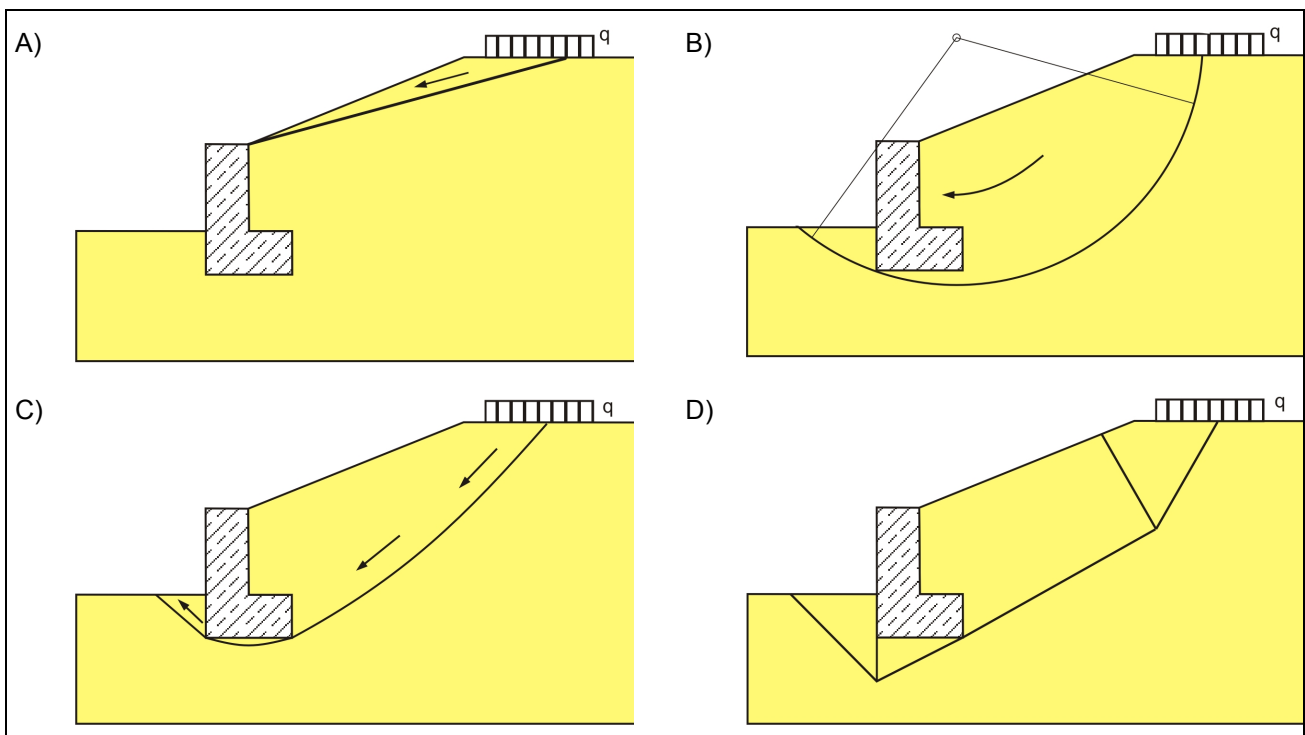


Abb. 3: Verschiedene Arten von Bruchmechanismen nach DIN 4084: A) gerade Gleitlinie, B) kreisförmige Gleitlinie, C) beliebige einsinnig gekrümmte Gleitlinie, D) zusammengesetzter Bruchmechanismus

Hinsichtlich der Wirkung von strömendem Grundwasser auf die Standsicherheit von Böschungen ist nach DIN 4084 die *ungünstigste* Grundwassersituation anzusetzen. Die Wirkung von strömendem Grundwasser kann demnach bei der Berechnung grundsätzlich (mit Einschränkungen für die Variante B auf Probleme mit überwiegend horizontaler Strömungsrichtung) auf drei verschiedene Arten angesetzt werden:

- A)
 1. Ableitung des Porenwasserdrucks u aus einem Potenzialliniennetz
 2. Ansatz dieses Porenwasserdrucks auf alle Grenzflächen der Gleitkörper
 3. Ansatz der Wichte des gesättigten Bodens unterhalb des Grundwasserspiegels

- B) 1. Berechnung des Porenwasserdrucks u aus der jeweiligen hydrostat. Druckhöhe h_u
 2. Ansatz dieses Porenwasserdrucks auf alle Grenzflächen der Gleitkörper
 3. Ansatz der Wichte des gesättigten Bodens unterhalb des Grundwasserspiegels
- C) 1. Berechnung der Strömungskraft (ggf. auf Basis eines Potenzialliniennetzes)
 2. Ansatz der Wichte des Bodens unter Auftrieb unterhalb des Grundwasserspiegels

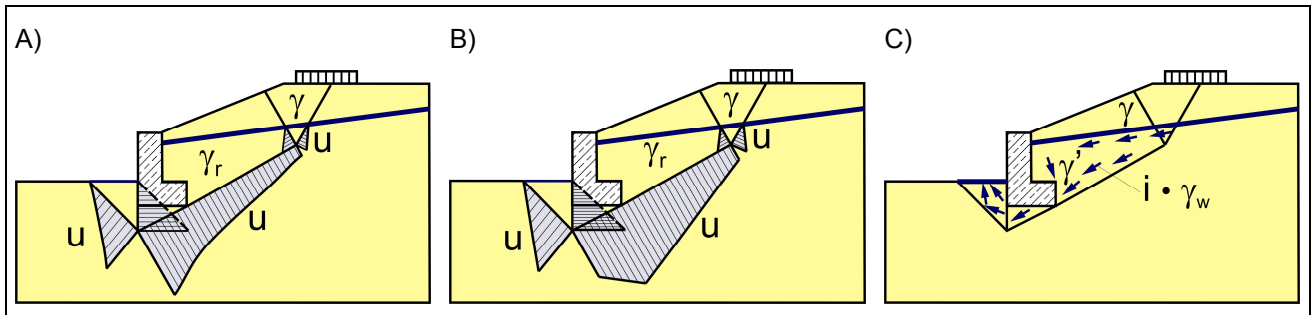


Abb. 4: Ansatz des Wasserdrucks nach DIN 4084 auf die Gleitfläche: A) Porenwasserdruck aus Potenzialliniennetz, B) Porenwasserdruck hydrostatisch angesetzt, C) Strömungskraft

Für alle möglicherweise relevanten Situationen aus der Kombination der Bemessungssituationen, externen Belastungen und Grundwassersituationen sind aus der Variation von Art und Geometrie des Bruchmechanismus (j) rechnerisch die Ausnutzungsgrade (μ_j) zu bestimmen. Dabei sind auch Bruchmechanismen zu untersuchen, die gegebenenfalls für eine ausreichende Standsicherheit erforderliche Zugglieder umschließen.

$$\mu_j = \frac{E_j}{R_j} \quad (1)$$

Der jeweilige Ausnutzungsgrad μ_j ergibt sich gemäß Gleichung (1) aus dem Quotienten der gesamten Einwirkung E_j und dem gesamten Widerstands R_j des jeweiligen Bruchmechanismus. Je nach Art des Bruchmechanismus sind die in DIN 4084 definierten Widerstände und Einwirkungen Momente oder Kräfte und ihre Berechnung gestaltet sich mehr oder weniger aufwändig.

$$\mu = \max(\mu_j) \leq 1 \quad (2)$$

Der maßgebliche Ausnutzungsgrad für eine Situation μ ergibt sich gemäß (2) als Maximalwert aller durch die Variation der Bruchmechanismen nach (1) ermittelten Ausnutzungsgrade. Der zugehörige Bruchmechanismus ist der für die Situation „maßgebliche Bruchmechanismus“. Der maßgebliche Ausnutzungsgrad darf für alle Situationen gemäß Ungleichung (2) den Wert „1“ nicht übersteigen. Wenn das erfüllt ist, gilt die Böschung als ausreichend standsicher.

3.2. Vorgehensweise bei Nachweis auf Basis der FEM

Wie vorangehend geschildert, bedarf es bei einem Nachweis der ausreichenden Standsicherheit von Böschungen auf Basis der FEM über die Normung hinaus weiterer

Festlegungen. Es sollte angestrebt werden, dass die Nachweisführung soweit wie möglich analog zur DIN 1054 und DIN 4084 erfolgt – ohne jedoch die Vorzüge der FEM-basierten Berechnung dabei auszuschalten.

Es empfiehlt sich, auf das Nachweisverfahren 3 (GEO-3) und die Teilsicherheitsbeiwerte zurückzugreifen, die auch für die Berechnungen nach DIN 4084 maßgeblich sind. Dieses Nachweisverfahren ist relativ leicht allgemeingültig zu formulieren und kommt der FEM zudem sehr entgegen.

Für die Abminderung der Scherparameter durch Teilsicherheitsbeiwerte bestehen zwei Möglichkeiten, die jede für sich Vorteile bieten:

- (I) Eingabe der Bemessungswerte φ_d und c_d in das FEM-Modell unter Berücksichtigung der jeweiligen Bemessungssituation, d.h. $\tan \varphi_d = \tan \varphi_k / \gamma_\varphi$ und $c_d = c_k / \gamma_c$.
- (II) Eingabe der charakteristischen Kennwerte φ_k und c_k in das FEM-Modell und Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte (und damit der Bemessungssituation) *nach* der FEM-Berechnung.

Für die nach DIN 1054 verlangte Erhöhung des charakteristischen Werts für die ungünstig wirkenden externen Belastungen durch die Teilsicherheitsbeiwerte γ_Q bietet sich an, analog zur Möglichkeit (I) bereits die Bemessungswerte in das FEM-Modell einzugeben.

Ständige Einwirkungen, wie z.B. die Wichten des Bodens werden mit ihren charakteristischen Werten eingegeben. Das gleiche gilt für die Einwirkungen, die in Zusammenhang mit dem Grundwasser auftreten (Wasserdrücke, Strömungskräfte).

Zur Untersuchung der Standsicherheit sind mit der Böschungsgeometrie jetzt Berechnungen mit dem FEM-Modell durchzuführen. Anders als bei den klassischen Verfahren sind Annahmen zum Bruchmechanismus nicht erforderlich.

Bei der Modellierung des System sind die Empfehlungen des AK 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ (SCHANZ, 2006a, 2006b) zu beachten. Diese geben Hinweise zur Größe des Untersuchungsgebiets, Art der Elemente, Art und Feinheit des FEM-Netzes. Es muss für den Boden ein Stoffgesetz verwendet werden, das über eine Begrenzung des zulässigen Spannungsbereichs verfügt. Dies ist idealerweise das Mohr-Coulombsche Bruchgesetz. Für etwaige Konstruktionsteile in der Böschung müssen unter Berücksichtigung der Beanspruchbarkeit des Materials sowie des Herausziehwidestands aus dem Boden ebenfalls plastische Grenzwerte in das Modell einbezogen werden.

Hinsichtlich der Wirkung von strömendem Grundwasser ist für die ungünstigste Grundwassersituation gemäß dem oben beschriebenen Ansatz C) nach DIN 4084 zu verfahren. Dieser kommt zudem der physikalischen Realität im Rahmen einer makroskopischen Betrachtungsweise am nächsten (vgl. z.B. PERAU, 2001). Es wird mit dem FEM-Modell eine Strömungsberechnung durchgeführt; diese hat als Ergebnis eine freie Oberfläche sowie Felder für den Porenwasserdruck $u(\mathbf{x})$ und die volumenbezogene Strömungskraft $\gamma_w \cdot \mathbf{i}(\mathbf{x})$. Bei instationären Strömungsverhältnissen sind die Lage der freien Oberfläche und die Felder zeitabhängig; dies gilt dann auch für den Ausnutzungsgrad.

Für alle möglicherweise relevanten Situationen aus der Kombination der Bemessungssituationen, externen Belastungen und Grundwassersituationen sind nun an dem FEM-Modell statische Berechnungen durchzuführen. Dabei werden die Informationen aus der Strömungsberechnung idealerweise automatisch auf das statische FEM-Modell übertragen (BRINKGREVE et al., 2002).

Bei der statischen Berechnung wird ein Spannungs- und Verschiebungszustand berechnet, der – als hier relevantes Ergebnis – die Information liefern soll, dass für die

gegebene Situation ein statisches Gleichgewicht in der Böschung existiert und dabei Boden und Konstruktionsteile *nicht* versagen.

Danach werden die bei der FEM-Modellierung angesetzten Scherparameter $\tan \varphi$ und c vom FEM-Programm rechnerisch soweit reduziert, bis gerade eben kein Gleichgewichtszustand mehr erreicht werden kann und das System versagt (vgl. SCHANZ, 2006b). Aus den dabei ermittelten rechnerischen Scherparametern $\tan \varphi_{\text{bruch}}$ und c_{bruch} , bei denen also das Versagen des Systems eintreten würde, lässt sich nach Gleichung (3) ein Wert für die Sicherheit ableiten (BRINKGREVE & BAKKER, 1991).

$$\eta_{\text{FEM}}^* = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_{\text{bruch}}} = \frac{c}{c_{\text{bruch}}} \quad (3)$$

Anhand des aus allen Situationen erzielten kleinsten Wertes für η_{FEM}^* nach (3) lässt sich der maximale Ausnutzungsgrad bestimmen. Der zugehörige Versagensmechanismus, der über die Felder der Verschiebungen und der inkrementellen Dehnungen auch graphisch dargestellt werden kann, kann als maßgeblich identifiziert werden. Dabei werden *automatisch* auch Bruchmechanismen erfasst, welche die für eine ausreichende Standsicherheit erforderlichen Zugglieder umschließen. Dies ist mit dem Nachweis der ausreichenden Ankerlänge mit der FEM (PERAU, 2008) zu vergleichen.

Je nachdem ob bei der Modellierung Bemessungswerte (I) oder charakteristische Kennwerte (II) für die Scherparameter eingesetzt wurden, kann der Ausnutzungsgrad wie folgt bestimmt werden:

$$\text{bei (I):} \quad \mu = \frac{1}{\eta_{\text{FEM}}^*} \quad (4a)$$

$$\text{bei (II):} \quad \mu = \frac{\gamma_{\varphi}}{\eta_{\text{FEM}}^*} = \frac{\gamma_c}{\eta_{\text{FEM}}^*} \quad (4b)$$

Der Schlusspunkt beim Nachweis gestaltet sich analog zum klassischen Verfahren. Es ist auch hier zu zeigen, dass auch für den maßgeblichen Ausnutzungsgrad μ gilt:

$$\mu \leq 1 \quad (5)$$

3.3. Vergleich der beiden Nachweismethoden

Der für den Anwender entscheidende Unterschied der beiden Nachweismethoden – den klassischen Verfahren auf der einen Seite und der FEM auf der anderen Seite – liegt darin, dass bei den klassischen Verfahren verschiedene Arten von Bruchkörpern untersucht werden müssen und diese auch zu variieren sind, während bei dem FEM-basierten Verfahren der maßgebliche Bruchkörper automatisch gefunden wird.

Auf der anderen Seite liegt ein Vorteil der klassischen Verfahren in der Einfachheit ihrer mechanischen und mathematischen Ansätze, die somit leichter programmtechnisch umzusetzen sind und „von Hand“ nachzurechnen sind.

Die klassischen Verfahren sollten dann verwendet werden, wenn die Art des Bruchmechanismus leicht vorauszusehen ist und nicht viel an dessen Geometrie variiert werden muss.

Die FEM sollte dann verwendet werden, wenn die Art des Bruchmechanismus *nicht* von vornherein bekannt ist. Es entfällt dann der Aufwand für vielfältige Variationen und auch das Risiko, den maßgeblichen Bruchmechanismus zu übersehen. Ein weiteres bevorzugtes Einsatzgebiet stellen Systeme dar, in denen komplexere Grundwassersituationen (instationäre Strömung, Konsolidierung, Teilsättigung) vorliegen oder das mechanische Verhalten von Konstruktionselementen genauer berücksichtigt werden muss (Geotextilien, biegeeweiche Wände, Verdrehungen von Konstruktionselementen). Hier können Blockgleitverfahren zum Beispiel ungeeignet sein.

Da mit Hilfe der FEM das mechanische Verhalten des Boden vielfältig und relativ gut abgebildet werden kann, ist es grundsätzlich auch möglich, komplexeres Stoffverhalten zu simulieren, dies gilt nicht nur in Hinblick auf die Beschreibung von Verformungen (z.B. Kriechen, Konsolidierung) sondern auch in Hinblick auf die Standsicherheit (Entwicklung des Porenwasserüberdrucks, automatische Berücksichtigung zulässiger Zugspannungen, Dilatationsverhalten von Böden).

Einen Vorteil bietet der Einsatz der FEM zur Berechnung der Standsicherheit auch dann, wenn zugleich Verformungsberechnungen oder Strömungsberechnungen mit der FEM durchzuführen sind. In diesem Fall kann das gleiche FEM-Modell mitgenutzt werden.

4. Vergleichende exemplarische Berechnungen

Anhand von einigen vereinfachten Beispielen soll gezeigt werden, wo Möglichkeiten und Schwierigkeiten beim Einsatz der FEM zur Berechnung der Standsicherheit von Böschungen bestehen und wann deren Einsatz dem der klassischen Verfahren vorzuziehen ist und in welchen Fällen ihr Einsatz keine nennenswerten Vorteile verspricht. Dabei wurden nur Beispiele gewählt, in denen auch der Einsatz klassischer Verfahren grundsätzlich möglich ist.

Bei allen Berechnungen wurden zwei verschiedene Bodenarten verwendet:

S Sand, $\varphi_k = 35^\circ$, $c_k = 0 \text{ kN/m}^2$, $k_f = 1,0 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$

U Schluff, $\varphi_k = 15^\circ$, $c_k = 20 \text{ kN/m}^2$, $k_f = 1,0 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$

Einheitlich wurden als Wichten aller Böden: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ und $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ und des Betons $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$ zugrunde gelegt.

Für alle Situationen wurde die Bemessungssituation BS-P zugrunde gelegt. Die Teilsicherheitsbeiwerte betragen dabei: $\gamma_G = 1,00$; $\gamma_Q = 1,30$; $\gamma_\varphi = \gamma_c = 1,25$.

Die Berechnungen mit klassischen Verfahren wurden allesamt mit dem Programm STABILITY von GGU in der Version 8.05 (GGU, 2006) durchgeführt. Die Berechnungen mit Gleitkreisen basieren auf dem Verfahren von Bishop mit der Option „DIN 4084 neu“, die mit gebrochenen Gleitflächen auf Starrkörperbruchmechanismen mit einer Variation der Scherparameter bis zum Zustand des Grenzgleichgewichts.

Die Berechnungen nach FEM wurden mit dem Programm PLAXIS V8.4 (BRINGREVE et al., 2002) durchgeführt. Es wurde dabei ein linear elastisch-idealplastisches Materialmodell für den Boden unterstellt, so dass aus den Berechnungen keine realistischen Verformungen erwartet werden dürfen (SCHANZ 2006a). Über die oben angegebenen Materialparameter hinaus sind weitere erforderlich, welche für die gezeigten Beispiele nicht von zentraler Bedeutung sind und daher für beide modellierten Böden

vereinfacht mit $E_s = 40 \text{ MN/m}^2$ (Steifemodul), $\nu = 0,3$ (Querkontraktionszahl), $\sigma_{zul}=0$ (zulässige Zugspannungen und $\psi=0^\circ$ (Dilatationswinkel) vorgegeben wurden. Um numerischen Schwierigkeiten vorzubeugen, wurde anstatt mit $c = 0 \text{ kN/m}^2$ mit $c = 0,1 \text{ kN/m}^2$ gerechnet. Der Beton der Stützmauer wurde linear elastisch mit $E = 40.000 \text{ MN/m}^2$ und $\nu = 0,2$ modelliert. Die Wandreibung zwischen Boden und Beton wurde einheitlich mit $R = \tan\delta/\tan\varphi = 0,5$ angesetzt. Bei allen FEM-Berechnungen wurde der Damm in Schichten von $d = 2 \text{ m}$ aufgebracht.

Hinsichtlich des Ansatzes der Scherparameter im FEM-Modell wurde – wenn keine Abweichung dokumentiert ist – die Möglichkeit (II) gewählt, d.h. die Berechnung wurde mit charakteristischen Parametern durchgeführt und danach der Ausnutzungsgrad unter Verrechnung des Teilsicherheitsbeiwerts gemäß Gleichung (4b) errechnet. Dies hat sich im allgemeinen als numerisch stabiler erwiesen und erlaubt auch dann eine Quantifizierung des Ausnutzungsgrads, wenn der zulässige Wert von 1,0 überschritten wird.

4.1. Beispiel A – Variation der Baugrundsichtung

Das erste Beispiel ist einer Abbildung aus DIN 4084 entlehnt. In diesem Beispiel A, dessen Geometrie in Abb. 5 dargestellt ist, wird exemplarisch untersucht, welche Ausnutzungsgrade und zugehörige Bruchmechanismen sich aus der Anwendung klassischer Verfahren mit (1) Gleitkreisen, (2) aus drei Bruchkörpern zusammengesetzten Bruchmechanismen und (3) der FEM ergeben. Der Untersuchung werden die drei verschiedenen, in Abb. 5 rechts dargestellten Baugrundsichtungen und stets eine konstruktiv gewählte, 0,50 m dicke Sandschicht in der Sohle der Stützmauer zugrundegelegt. Grundwasser soll hier erst in so großer Tiefe anstehen, dass kein Einfluss daraus entsteht. An der Oberkante der Böschung steht eine Verkehrslast von $q_k = 20 \text{ kN/m}^2$ an.

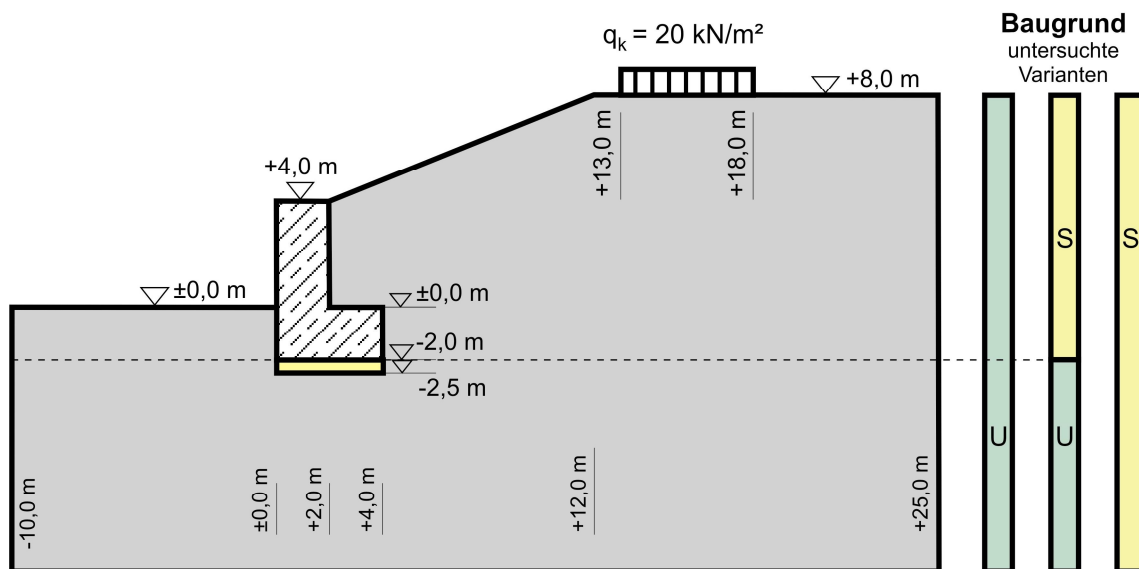


Abb. 5: Beispiel A – Geometrie und untersuchte Varianten der Baugrundsichtungung

In Abb. 6 sind die jeweils maßgeblichen Bruchmechanismen und Ausnutzungsgrade μ für die unterschiedlichen Berechnungsverfahren und Baugrundsichtungen dargestellt. Dabei ergaben sich für die klassischen Verfahren (1) und (2) der jeweils maßgebliche Bruchmechanismus und der zugehörige Ausnutzungsgrad aus Variationen. In allen Fällen liegt der Ausnutzungsgrad dabei im zulässigen Bereich ($\mu \leq 1,0$).

Bei allen drei Baugrundsichtungen zeigt sich, dass die Ausnutzungsgrade bei den Gleitkreisen (1) nennenswert unterhalb der zusammengesetzten Bruchkörpermechanismen (2) liegt. Letztere werden nach DIN 4084 offenbar im vorliegenden Fall maßgeblich. Auffällig ist bei den Gleitkreisen der große Bereich vor dem Wandfuß, der bei beiden anderen Methoden nicht entsteht und offenkundig nicht realistisch ist.

Ebenfalls fällt bei den Bruchmechanismen der FEM (3) auf, dass von der Hinterkante des Sporns der Stützwand stets eine Bruchfuge Richtung Wand verläuft; diese ist aus der Erddruckberechnung für derartige Stützwände hinlänglich bekannt. Bei geneigten inneren Bruchfugen könnte sich diese Bruchfläche auch bei den zusammengesetzten Bruchflächen (2) ergeben. Bei den Gleitkreisen kann diese Bruchfuge grundsätzlich nicht berücksichtigt werden. Hier und in dem übergroßen Bereich vor dem Wandfuß dokumentieren sich Schwächen der Gleitkreisverfahren für das vorliegende Beispiel, welche zu einer Unterschätzung des Ausnutzungsgrads und somit zu Ergebnissen auf der unsicheren Seite führen. In der weiteren Diskussion zum Beispiel A bleiben die Gleitkreise daher unberücksichtigt.

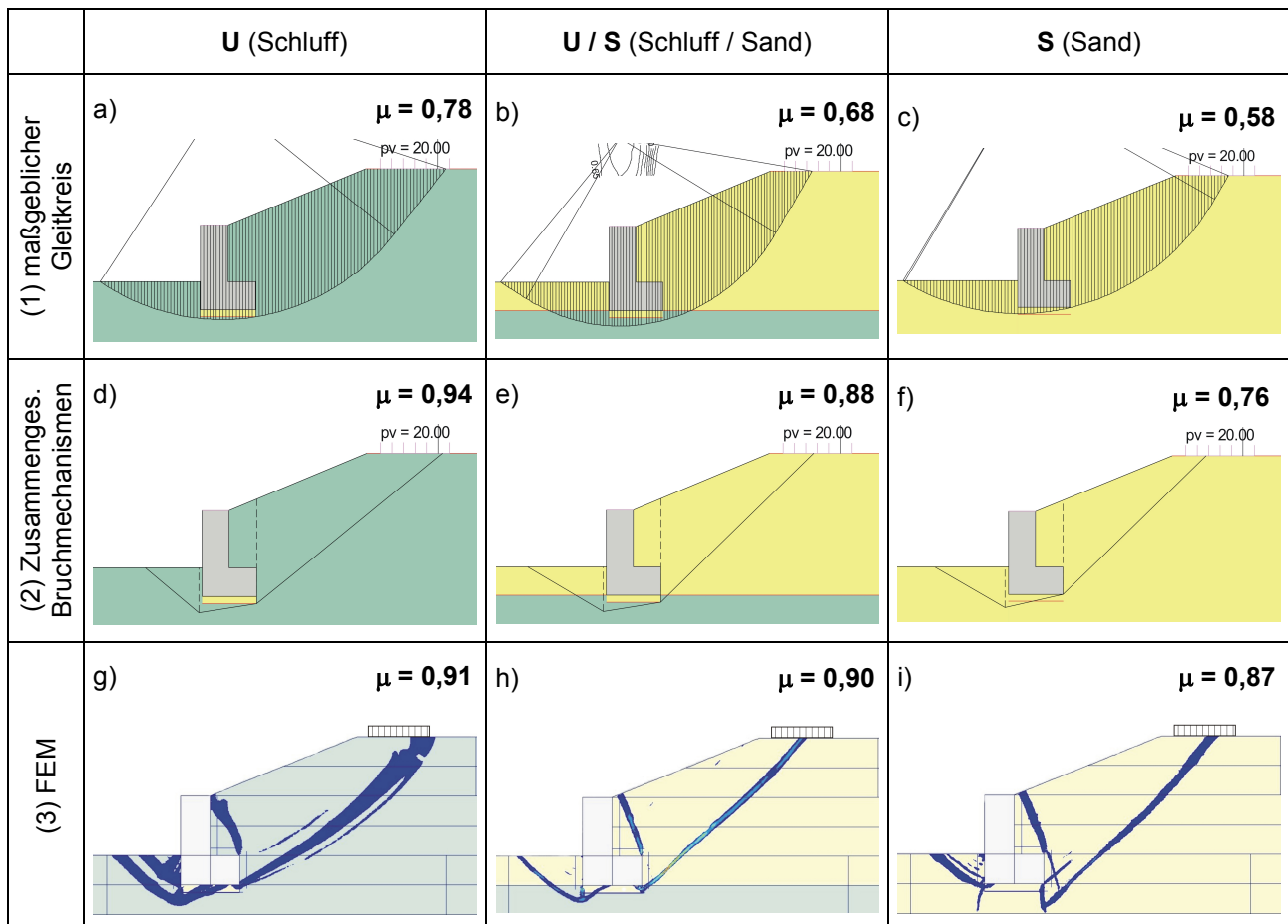


Abb. 6: Beispiel A – Maßgebliche Bruchmechanismen und Ausnutzungsgrade μ je nach Berechnungsverfahren und Baugrundsichtung

Ein Vergleich der Ergebnisse zeigt beim Baugrund U (Schluff) neben den bereits zuvor festgehaltenen Resultaten, dass sich bei der FEM (3) eine gekrümmte Gleitfläche ausbildet, die sich jedoch durch die Gerade des zusammengesetzten Bruchmechanismus (2) gut annähern lässt. Auffällig ist die bei der FEM-Berechnung entstandene Grundbruchfigur unter der Vorderseite der Stützmauersohle, die mit deren geneigten und

ausmittigen Belastung korrespondiert. Hier rotiert offenbar die Stützmauer (siehe auch Abb. 11b) – im Gegensatz zur FEM ist dies bei den zusammengesetzten Bruchmechanismen (2) nicht möglich. Die FEM erweist sich hinsichtlich dieser Rotationen gegenüber den durch Geraden begrenzten Bruchkörpern als flexibler. Dennoch errechnet sich der Ausnutzungsgrad bei der FEM geringfügig geringer.

Beim Baugrund **U / S** ergeben sich etwa gleichgroße Ausnutzungsgrade nach klassischer Berechnung sowie FEM, auch die Bruchfigur stimmt in ihrer Ausdehnung gut überein, die Versagensfigur von der OK der Böschung bis zur Hinterkante der Stützmauer ist auch bei der FEM praktisch eine Gerade. Wie beim Baugrund **U** deutet sich unter der Vorderseite der Stützmauer eine Grundbruchfigur an.

Beim Baugrund **S** ist die äußere Gestalt der beiden Bruchmechanismen relativ ähnlich. Jedoch liegt der Ausnutzungsgrad bei der Berechnung mit der FEM nennenswert höher als bei dem zusammengesetzten Bruchmechanismus. Hier wirken sich offenbar die bei der FEM angesetzte geringe Sohlreibung aus, die zum Gleiten des Fundaments führt. Bei dem zusammengesetzten Bruchmechanismus wurde keine entsprechende Abminderung der Sohlreibung angesetzt. Dies hätte hier bei dem Nachweis der Standsicherheit gegen Gleiten noch zu erfolgen.

Wenn bei den zusammengesetzten Bruchkörpern (2) die Sohlreibung entsprechend berücksichtigt würde, eine feinere Unterteilung des Bruchkörpers erfolgte und auch Neigungen der inneren Bruchfugen zugelassen würden, ergäben sich größere Ausnutzungsgrade, so dass sich dieses Verfahren an die FEM-Lösung annähern würde.

Der Einsatz der FEM bietet in dem vorliegenden Beispiel keine großen Vorteile weil der Aufwand zunächst höher ist als bei den beiden klassischen Verfahren. Bei einer ausschließlichen Untersuchung von Gleitkreisen wäre der Ausnutzungsgrad jedoch deutlich unterschätzt worden – was bei der FEM grundsätzlich nicht passieren kann. Zusammengesetzte Bruchmechanismen erlauben für das vorliegende Beispiel deutlich bessere Resultate als Gleitkreise, bedingen im Einzelfall jedoch auch eine feine Modellierung und ausgiebige Variationen und können dann ebenso aufwändig wie die FEM werden.

Ergänzend wurde die Berechnung einer Variante für die Baugrundsichtung **U** durchgeführt. In Abweichung von der Darstellung in Abb. 6g wurde bei der FEM-Berechnung für den Schluff eine Zugfestigkeit gemäß Mohr-Coloumbscher Bruchbedingung zugelassen. Die daraus resultierende Abnahme des Ausnutzungsgrads war jedoch vernachlässigbar. Offenbar spielt die Zugfestigkeit nur bei großen aufwärts gerichteten Strömungskräften eine Rolle bei der Bestimmung des Ausnutzungsgrads (vgl. PERAU et al. 2009).

Grundsätzlich kann die gezielte Berücksichtigung oder Ausschaltung von Zugspannungen in kohäsiven Böden ein bevorzugtes Anwendungsgebiet der FEM beim Nachweis ausreichender Standsicherheit bieten. Hier dürften die klassischen Berechnungsverfahren Schwächen haben, da sie bereichsweise starre Bruchkörper unterstellen ohne explizit zu überprüfen, ob in deren Inneren Zugspannungen angesetzt werden.

Ein weiteres Anwendungsgebiet für die FEM könnte dann vorliegen, wenn das Dilatationsverhalten von Böden berücksichtigt werden soll. Bei dem vorliegenden Beispiel mit dem Boden **S** wurde der Einfluss des Dilatationswinkels untersucht. Gegenüber der Berechnung mit $\psi=0^\circ$ und $\mu=0,87$ als Ergebnis (Abb. 6i) nimmt bei wachsendem ψ der Ausnutzungsgrad jedoch nur geringfügig ab; so ergeben sich für $\psi=5^\circ$ $\mu=0,84$ und für den Extremfall (assoziierte Fließregel, d.h. $\psi=\varphi$) $\psi=35^\circ$ ergibt sich $\mu=0,81$.

4.2. Beispiel B – Variation der Grundwasserströmung

Das Beispiel B besteht in einer Modifikation des vorangehenden Beispiels A. Gegenüber diesem ist als Baugrund hier der Schluff **U** vorgegeben. Eine Verkehrslast soll nicht berücksichtigt werden. Hinzu kommt stattdessen strömendes Grundwasser, das gemäß Abb. 7 am Böschungsfuß in Geländehöhe (+0 m) ansteht und am rechten Rand des Untersuchungsgebiets mit +6 m vorgegeben wird. Es sollen drei verschiedene Ausführungsvarianten betrachtet werden, die ebenfalls in Abb. 7 skizziert sind:

- 1) ohne weitere Maßnahmen (homogener Baugrundaufbau)
- 2) Fußdrainage (Bereich mit Sand **S** vor dem Wandfuß)
- 3) Entspannungsbohrungen (Materialparameter von Sand **S**)

Für diese drei Varianten der Böschung soll der Ausnutzungsgrad untersucht werden. Grundlage für diese Berechnung mit der FEM soll eine ebenfalls mit der FEM ermittelte Potenzialverteilung sein. Dabei werden zugleich die freie Oberfläche (Sickerlinie), Porenwasserdrücke, hydraulische Gradienten und volumenbezogene Strömungskräfte ermittelt. Diese gehen gemäß Ansatz nach Abb. 4C (vgl. Anmerkung zu Kapitel 6d in DIN 4084) in die Berechnung des Ausnutzungsgrads ein.

Durch die Anwendung der FEM für beide Teile der Berechnung ist eine relativ effiziente und zuverlässige Berechnung möglich, welche hier allerdings auf den ebenen Formänderungs- und Strömungszustand zu beschränken war.

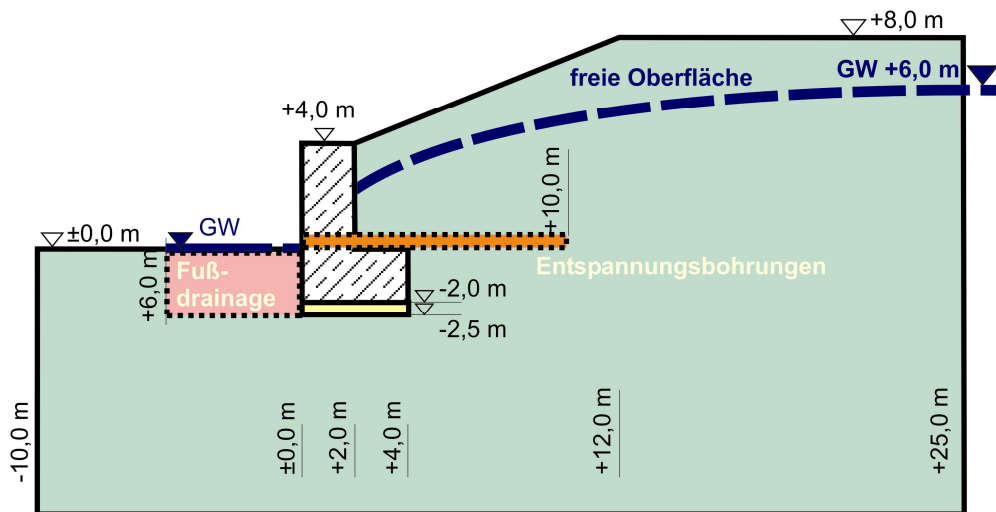


Abb. 7: Beispiel B – Variation der Grundwasserströmung

Die wesentlichen Ergebnisse der Berechnungen sind in Abb. 8 in jeweils einer Spalte pro Ausführungsvariante dargestellt. Die Abb. 8a-8c zeigen zunächst die unterschiedlichen Ausführungsvarianten; grün steht dabei für den Schluff **U**, gelb für den Sand **S** (hier also für die Fußdrainage und die Entspannungsbohrungen).

Die Abb. 8d-8f zeigen den Verlauf des Potentials $\phi(\mathbf{x})$ (Standrohrspiegelhöhe) und dessen Abbau vom rechten Rand (rot steht für $\phi=+6$ m) bis zur Geländeoberkante unten (blau steht für $\phi=+0$ m). Ebenso lässt sich diesen Abbildungen der Verlauf der freien Oberfläche entnehmen (obere Begrenzung des sich farblich abhebenden Bereichs).

Abb. 8e ist zu entnehmen, dass die Fußdrainage den Potenzialverlauf im Fußbereich im Vergleich zu Abb. 8d günstig beeinflusst. Deutlich geringere hydraulische Gradienten $i(\mathbf{x})$

führen hier zu einer erheblichen Reduzierung der aufwärts gerichteten Strömungskräfte und damit zu einer Verstärkung des Erdwiderlagers; dies wirkt sich positiv auf den Ausnutzungsgrad aus. Der steilere Verlauf der freien Oberfläche hinter der Wand sowie die zugehörigen dichteren Abstände der Äquipotenziallinien dort lässt jedoch darauf schließen, dass dieser Vorteil möglicherweise durch größere Strömungskräfte hinter der Wand erkauft wird, welche den Ausnutzungsgrad ungünstig beeinflussen.

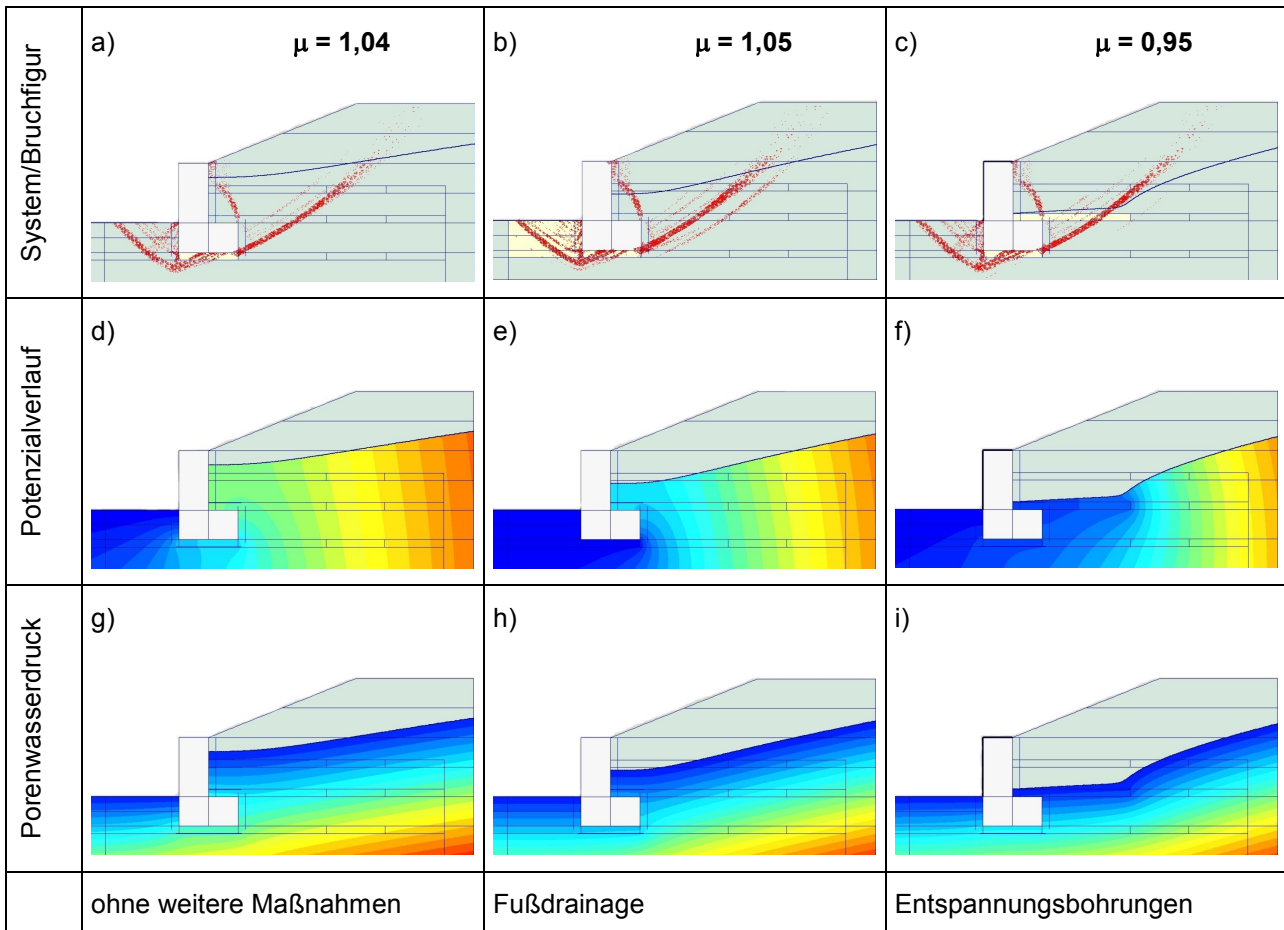


Abb. 8: Beispiel B – Ergebnisse der Variation der Grundwasserströmung

Abb. 8f zeigt, dass die simulierten Entspannungsbohrungen zu einer deutlicheren Absenkung der freien Oberfläche hinter der Wand führen als die Fußdrainage. Genauso wie die Fußdrainage führen sie hinsichtlich der aufwärts gerichteten Strömungskräfte im Erdwiderlagerbereich zu einer günstigen Situation. Darüber hinaus erweisen sie sich aber auch hinter der Wand als günstig für die Verteilung der Strömungskräfte. Durch ihre drainierende Wirkung werden größere Strömungskräfte weitgehend aus dem Bereich gedrängt, in denen die maßgebliche Bruchfigur zu erwarten ist. Die deshalb in der Böschung durch die Maßnahme vergrößerten Strömungskräfte liegen tief und weit hinten und haben daher nur eine sehr begrenzte Auswirkung auf den berechneten Ausnutzungsgrad. Die Entspannungsbohrungen wirken hier genauso wie die Entspannungsbohrungen gegen hydraulischen Grundbruch in der Sohle von Baugruben (PERAU et al., 2009).

Die Abb. 8g-8i zeigen den Verlauf des Porenwasserdrucks $u(\mathbf{x})$. Blaue Farbe an der freien Oberfläche steht für einen Porenwasserdruck $u=0$; rote Farbe steht für hohe Porenwasserdrücke. Werden im weiteren Verlauf der Ausnutzungsgrad oder etwaige Verformungen *nicht* mit der FEM berechnet, können die Porenwasserdrücke auf

Konstruktionsteile oder Bruchflächen entsprechend ausgelesen und weiterverwendet werden. Für die durchgeführte FEM-Berechnung geschieht dies automatisch.

In Abb. 8a-8c sind die jeweils aus der φ -c-Reduktion nach dem simulierten Grundwasseranstieg ermittelten Versagensmechanismen (in rot) und die zugehörigen Ausnutzungsgrade μ dargestellt. Während die Gestalt der maßgeblichen Versagensmechanismen kaum von der Ausführungsvariante abhängt, ist deren Einfluss auf den Ausnutzungsgrad signifikant. Die Fußdrainage wirkt sich in diesem Fall kaum aus – die Entspannungsbohrungen führen jedoch anders als die beiden anderen Varianten zu einem Ausnutzungsgrad im zulässigen Bereich ($\mu \leq 1,0$).

Wie mit dem Beispiel B verdeutlicht wurde, lässt sich die FEM dann effektiv einsetzen, wenn bereits die Grundwasserströmung mit ihr berechnet wird. Dabei lassen sich auch entsprechend schwierigere Verhältnisse – z. B. anisotrope Durchlässigkeit oder starke Inhomogenitäten – modellieren. Bei einem durchdachten Aufbau des FEM-Modells können auch Varianten in Baugrundaufbau und Ausführung relativ effizient untersucht werden.

Ein besonderer Vorzug der FEM besteht darin, dass potenzielle Versagensmechanismen nicht mal in ihrer Art bekannt sein müssen. Mit dem Einsatz der FEM ist es daher sogar möglich, eine geotechnische Konstruktion inklusive der zu ihrem Aufbau erforderlichen Zwischenschritte im Bauablauf und zugehörigen Grundwassersituationen im Vorfeld zu simulieren und dabei automatisch auf entsprechende Probleme zu stoßen, die bei der weiteren Planung auszuräumen sind. Dies ist bei den klassischen Verfahren nur sehr eingeschränkt möglich, da hier das Wissen über die zu untersuchenden Mechanismen vorausgesetzt wird.

Beispielsweise ergibt die Simulation einer relativ steilen Böschung mit einer auswärts gerichteten Grundwasserströmung bei homogenem Baugrund mit der FEM automatisch Probleme bei der Standsicherheit, die aufgrund ihres lokal begrenzten Auftretens mit den klassischen Methoden der Standsicherheitsberechnung schnell übersehen werden. Die Simulation eines entsprechenden Fußfilters mit der FEM führt hier lokal zu einer Verbesserung der Strömungssituation und automatisch auch zu einem günstigeren Verhalten bei der Bewertung der Standsicherheit.

4.3. Beispiel C – Variation der Ankerlänge

Das Beispiel C wird aus dem vorangegangenen Beispiel abgeleitet. Wie in Abb. 9 dargestellt, wird die Variante ohne zusätzliche Maßnahmen zur Drainage um eine Verkehrslast ($0 \leq q_k \leq 50 \text{ kN/m}^2$) an der Oberkante der Böschung erweitert. Da der Ausnutzungsgrad bereits ohne Verkehrslast nicht im zulässigen Bereich lag (Abb. 8a), werden weitere Maßnahmen erforderlich.

Obwohl zur Abminderung des Ausnutzungsgrads auch einfachere Maßnahmen, wie eine Veränderung der Stützwandgeometrie, erfolgversprechend wären, soll im Beispiel C exemplarisch die Auswirkung einer Rückverankerung der Wand mit Verpressankern untersucht werden. Die Verpressanker werden mit einer Geometrie gemäß Abb. 9 und in einem Abstand von 4 m in Längsrichtung angeordnet.

Die Berechnungen erfolgen hier für FEM und klassische Verfahren im ebenen Formänderungszustand, vernachlässigen also bewusst die räumliche Wirkung, die aus dem großen Ankerabstand möglicherweise entsteht (PERAU, 2008 und HEIBAUM & HERTEN, 2008).

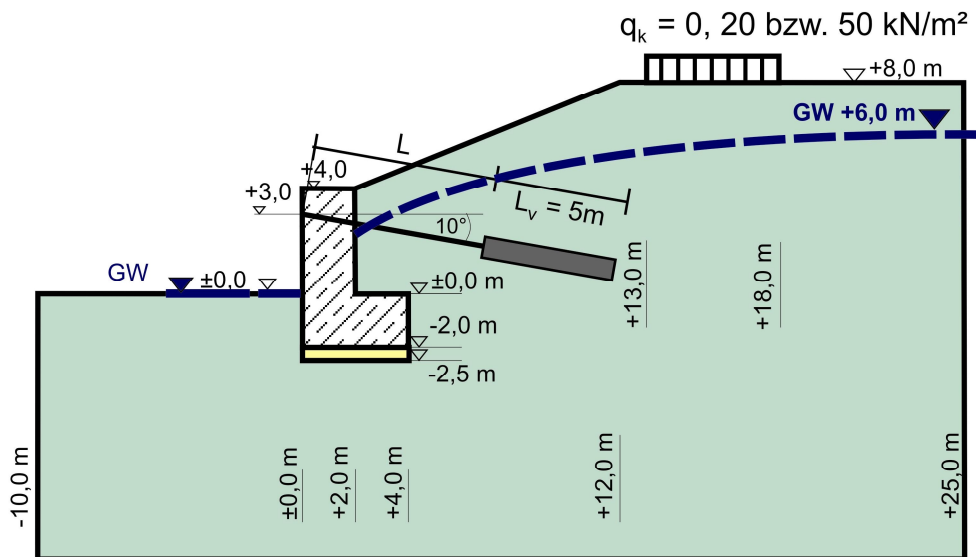


Abb. 9: Beispiel C – Variation der Ankerlänge und Verkehrslast

Zunächst wurden einige Berechnungen mit der FEM durchgeführt. Dabei wurde die freie Ankerstrecke als elasto-plastisch modelliert, dabei wurde die Dehnsteifigkeit mit $EA = 37.500 \text{ kN/m}$ konstant gehalten, die plastische Grenzlast N_{pl} jedoch variiert. Für den Verpresskörper, der als Geotextil ohne Interfaces modelliert wurde, wurden folgende Kennwerte angesetzt: $EA = 10^5 \text{ kN/m}$, $N_{pl} = 1000 \text{ kN/m}$.

Variiert wurde bei den FEM-Berechnungen die Größe der Verkehrslast q_k , die Länge der freien Ankerstrecke L sowie die plastische Grenzlast der freien Ankerstrecke N_{pl} . Die Vorgehensweise entspricht dem zum Nachweis der ausreichenden Ankerlänge in PERAU (2008) vorgeschlagenen Verfahren.

Aus einigen Vorstudien hatte sich ergeben, dass der Ansatz der charakteristischen Werte für die Scherparameter gemäß Möglichkeit (II) hier zu vergleichbaren Ergebnissen wie der Ansatz der Bemessungswerte gemäß Möglichkeit (I) führt. Im folgenden werden daher nur Berechnungsergebnisse nach Möglichkeit (II) vorgestellt.

Ebenfalls aus Vorstudien hatte sich ergeben, dass die Vorspannkraft der Anker weder bei der ggu- noch bei der FEM-Berechnung einen nennenswerten Einfluss auf die Standsicherheit hat. Lediglich bei Ankern mit großer freier Ankerstrecke und geringer Dehnsteifigkeit wirkt sich bei der FEM die Vorspannkraft aus.

Das Ergebnis einer Variation von Verkehrslast q_k und Länge der freien Ankerstrecke L bei einer vorgegebenen plastischen Grenzlast der Ankerlage von $N_{pl} = 100 \text{ kN/m}$ (d.h. $N_{pl} = 400 \text{ kN}$ pro Anker) ist in Abb. 10 wiedergegeben. Darin ist zu erkennen, dass ohne Anker der Ausnutzungsgrad unzulässig hoch ist, dieser jedoch bei der Anordnung von Ankern geringer ausfällt und mit zunehmender Ankerlänge deutlich abnimmt und ab einer gewissen Ankerlänge stagniert.

Die Verkehrslast wirkt sich durchweg ungünstig auf den Ausnutzungsgrad aus, ist also anzusetzen. Mit zunehmender Größe der Verkehrslast steigt auch der Ausnutzungsgrad. Je nach Größe der Verkehrslast lässt sich durch eine Verlängerung des Ankers auf ein bestimmtes Maß der Ausnutzungsgrad in den zulässigen Bereich ($\mu < 1$) schieben. Da die Werte für den Ausnutzungsgrad ab einer gewissen Ankerlänge stagnieren, führt ab einer gewissen Größe der Verkehrslast auch eine extreme Verlängerung des Ankers nicht zu einem deutlich geringeren und damit zulässigen Ausnutzungsgrad.

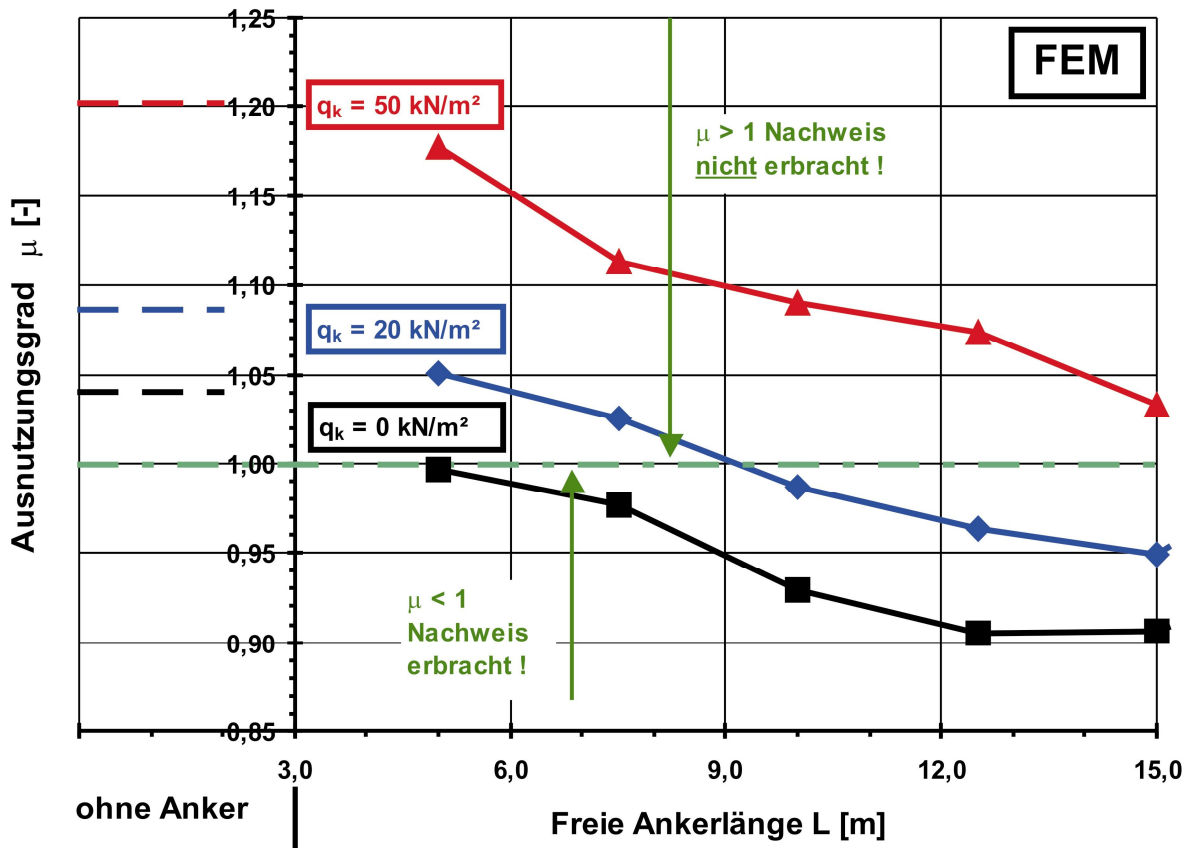


Abb. 10: Beispiel C – Ergebnisse: Ausnutzungsgrad aus der FEM-Berechnung für $N_{pl} = 100 \text{ kN/m}$ in Abhängigkeit der freien Ankerlänge und Größe der Auflast

In Abb. 11 sind exemplarisch die bei den FEM-Berechnungen für $N_{pl} = 100 \text{ kN/m}$ und $q_k = 0 \text{ kN/m}^2$ sich ergebenden Bruchmechanismen für verschiedene Ankerlängen dargestellt. Dabei zeigt sich, dass die maßgeblichen Bruchmechanismen je nach Ankerlänge stark unterschiedlich aussehen können. Ohne Anker (Abb. 11a,b) dreht sich die Stützmauer um die Vorderkante und es entsteht ein Grundbruch durch die ausmittige geneigte Belastung. Bereits durch einen sehr kurzen Anker (Abb. 11c,d) wird dieser Grundbruch verhindert und obwohl sich die Umhüllende des maßgeblichen Bruchmechanismus kaum ändert und sogar den Anker gänzlich enthält, ähnelt er jetzt einem Versagen durch Böschungsbruch. Wird der Anker weiter verlängert (Abb. 11e,f) und liegt bereits deutlich außerhalb des ursprünglich maßgeblichen Bruchmechanismus, wird er dennoch vom maßgeblichen Bruchmechanismus eingefangen – ohne dass es einer zusätzlichen Berechnung bedarf. Wird der Anker weiter verlängert (Abb. 11g,h) sieht der maßgebliche Bruchmechanismus aus wie der bei kurzen Ankern, hier liegt der Verpresskörper jedoch außerhalb. Durch eine weitere Verlängerung des Ankers ändern sich ebenso wenig der Ausnutzungsgrad nach Abb. 10 sowie der Bruchmechanismus.

Das Beispiel zeigt die Möglichkeiten bei einem Einsatz der FEM bei der Berechnung von Standsicherheiten, wenn der maßgebliche Bruchmechanismus nicht bekannt ist. Dabei sind auch die Kurvenverläufe für den Ausnutzungsgrad unter qualitativem sowie quantitativem Gesichtspunkt plausibel. Anders als bei den klassischen Methoden zur Berechnung des Ausnutzungsgrades können dabei auch Verdrehungen, Verformungen oder plastische Grenzlasten von konstruktiven Bauteilen berücksichtigt werden.

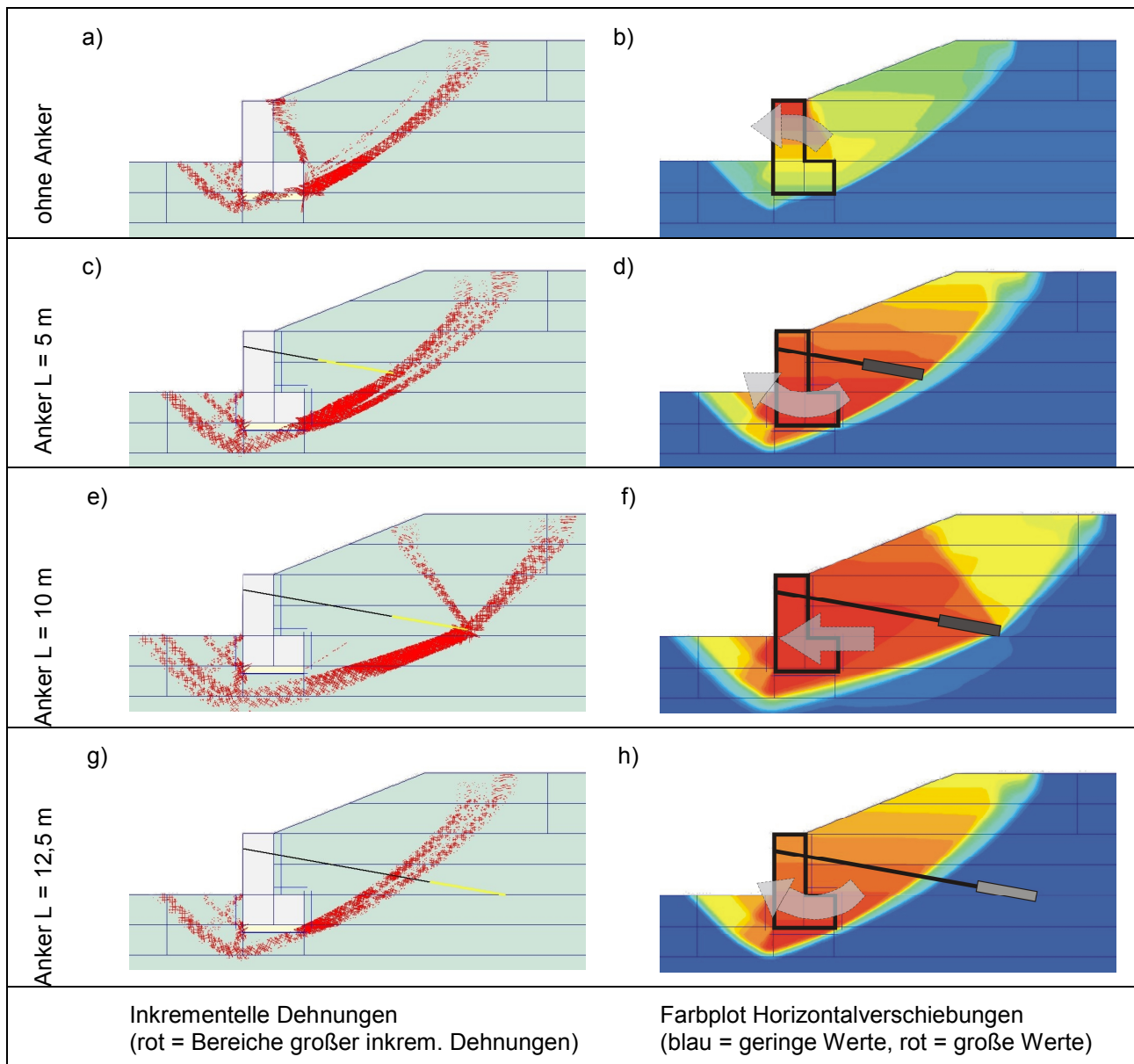


Abb. 11: Beispiel C – Ergebnisse: Bruchmechanismen aus FEM-Berechnungen für $N_{pl} = 100 \text{ kN/m}$, $q_k = 0 \text{ kN/m}^2$ bei Variation der Ankerlänge

In einer weiteren Variation des Beispiels sollen Ergebnisse auf Basis von FEM-Berechnungen mit solchen nach klassischen Berechnungsverfahren verglichen werden. Variiert werden sollen in beiden Fällen die Länge der freien Ankerstrecke L sowie die Tragfähigkeit des Ankers. Letztere geht nach DIN 4084:2009-01 für den Nachweis der ausreichenden Standsicherheit der Böschung als Bemessungswert A_d ein. Darin sind berücksichtigt die Zugfestigkeit des Ankerstahls sowie die Widerstandskraft gegen Herausziehen des Ankers.

Es empfiehlt sich, zur besseren Vergleichbarkeit bei der FEM als N_{pl} ebenfalls den Bemessungswert der Tragfähigkeit des Ankers und nicht den charakteristischen Widerstand, also den Grenzwert einzugeben. Theoretisch lässt sich diese Vorgehensweise nicht begründen, sie ist in der DIN 4084 für die klassischen Berechnungsverfahren so festgeschrieben und stellt für die FEM daher eine pragmatische Herangehensweise dar.

Für die vergleichende Untersuchung wurde das in Abb. 9 dargestellte System ohne Verkehrslast $q_k = 0 \text{ kN/m}^2$ zugrunde gelegt. Das Grundwasser wurde bei den klassischen Berechnungen gemäß Ansatz B) aus Abb. 4, also als Porenwasserdruck aus der jeweiligen hydrostatischen Druckhöhe berechnet, angesetzt. Dabei wurde die freie Oberfläche aus der FEM-Berechnung (Abb. 8g) entnommen und im Bereich der Wand (Rechtskoten +0,0 m bis +2,0 m) ergänzend linear interpoliert.

Die in Abb. 12 wiedergegebenen Ergebnisse dieser Untersuchung stammen bei den klassischen Berechnungsverfahren (GGU) aus Starrkörperbruchmechanismen. Ein Vergleich für den zunächst untersuchten Fall „ohne Anker“ hatte ergeben, dass der aus den Starrkörperbruchmechanismen resultierende Ausnutzungsgrad mit 1,07 im Vergleich zu dem aus Gleitkreisuntersuchungen mit 0,86 eindeutig maßgeblich wird.

Bei den Starrkörperbruchmechanismen muss die Gestalt der Bruchfigur ausgiebig variiert werden. Dies bedingt zum einen flexible Vorgabemöglichkeiten, die GGU-STABILITY bietet, zum anderen sind auch zutreffende Vorüberlegungen zum möglichen Aussehen der maßgeblichen Bruchmechanismen erforderlich. Hierbei ist der Vorgabe aus DIN 4084:2009-01 zu folgen, auch Bruchmechanismen zu untersuchen, deren Bruchkörper die Anker beinhalten. Die Rechenzeit ist deutlich länger als bei Gleitkreisen, jedoch im Vergleich zu Vorüberlegungen und der Eingabe von Randbedingungen nicht erheblich. Für das vorliegende Beispiel wurde auf die aufwändige Strömungsberechnung mit GGU allerdings verzichtet und stattdessen auf die FEM-Ergebnisse von PLAXIS zurückgegriffen und diese in GGU vereinfacht angesetzt.

Die Ausnutzungsgrade der GGU-Berechnungen sind zusammen mit denen der FEM in Abb. 12 wiedergegeben. Dazu korrespondieren die in Abb. 13 dargestellten Bruchmechanismen für die GGU-Berechnung (mit $A_d = 70 \text{ kN/m}$) bzw. die in Abb. 11 für die FEM (mit $N_{pl} = 100 \text{ kN/m}$).

Ausnutzungsgrade und maßgebliche Bruchmechanismen der GGU-Berechnung zeigen, dass sehr kurze Anker, die innerhalb des maßgeblichen Bruchmechanismus liegen (Abb. 13b), erwartungsgemäß den Ausnutzungsgrad (Abb. 13a) nicht verändern. Eine Verlängerung des Ankers führt zunächst zu der gewünschten Verringerung des Ausnutzungsgrads, welche mit einer Aufweitung des maßgeblichen Bruchmechanismus (Abb. 13c,d) verbunden ist, so dass zumindest ein Teil des Verpresskörpers einbezogen wird. Ab einer gewissen Ankerlänge führt eine Verlängerung des Ankers nicht mehr zu einem geringeren Ausnutzungsgrad, hier liegt der Anker dann außerhalb des Bruchmechanismus (Abb. 13e,f).

Trotz der grundsätzlichen Unterschiede der beiden Verfahren – GGU und FEM – stimmen ihre Bruchmechanismen zumindest qualitativ sehr gut überein. Angesichts der unterschiedlichen Herangehensweise (Berücksichtigung des Grundwassers) und Parameter (Tragfähigkeit des Ankers) der beiden Berechnungen, ist nicht zu erwarten, dass die Bruchmechanismen deckungsgleich sind.

Zum Vergleich der berechneten Ausnutzungsgrade beider Verfahren sind die Ergebnisse für GGU und FEM in Abb. 12 wiedergegeben. Jeweils für die variierte Ankerlänge und für verschiedene Ankertragfähigkeiten sind hier entsprechende Kurvenverläufe aufgetragen. Dabei zeigen sich zumindest qualitativ gleiche Verläufe. Der Ausnutzungsgrad nimmt stets mit zunehmender Länge des Ankers sowie mit zunehmender Tragfähigkeit des Ankers ab. Bei kürzeren Ankern verlaufen die Kurven für verschiedene Ankertragfähigkeiten jeweils dichter zusammen, bei längeren Ankern gehen diese auseinander. Bei kürzeren Ankern führt eine Erhöhung der Ankertragfähigkeit nicht zu einem starken Absinken des Ausnutzungsgrads, bei längeren Ankern ist das bis zu einer gewissen Grenze der Fall. Für die FEM ist diese Grenzkurve ($FEM / N_{pl} = \infty$) in Abb. 12 unten eingezeichnet. Quantitativ

ergeben sich Abweichungen (FEM/GGU) für den Ausnutzungsgrad, die sich im Rahmen von maximal etwa 7% bewegen, wobei die Ausnutzungsgrade der Starrkörperbruchmechanismen durchweg höher liegen.

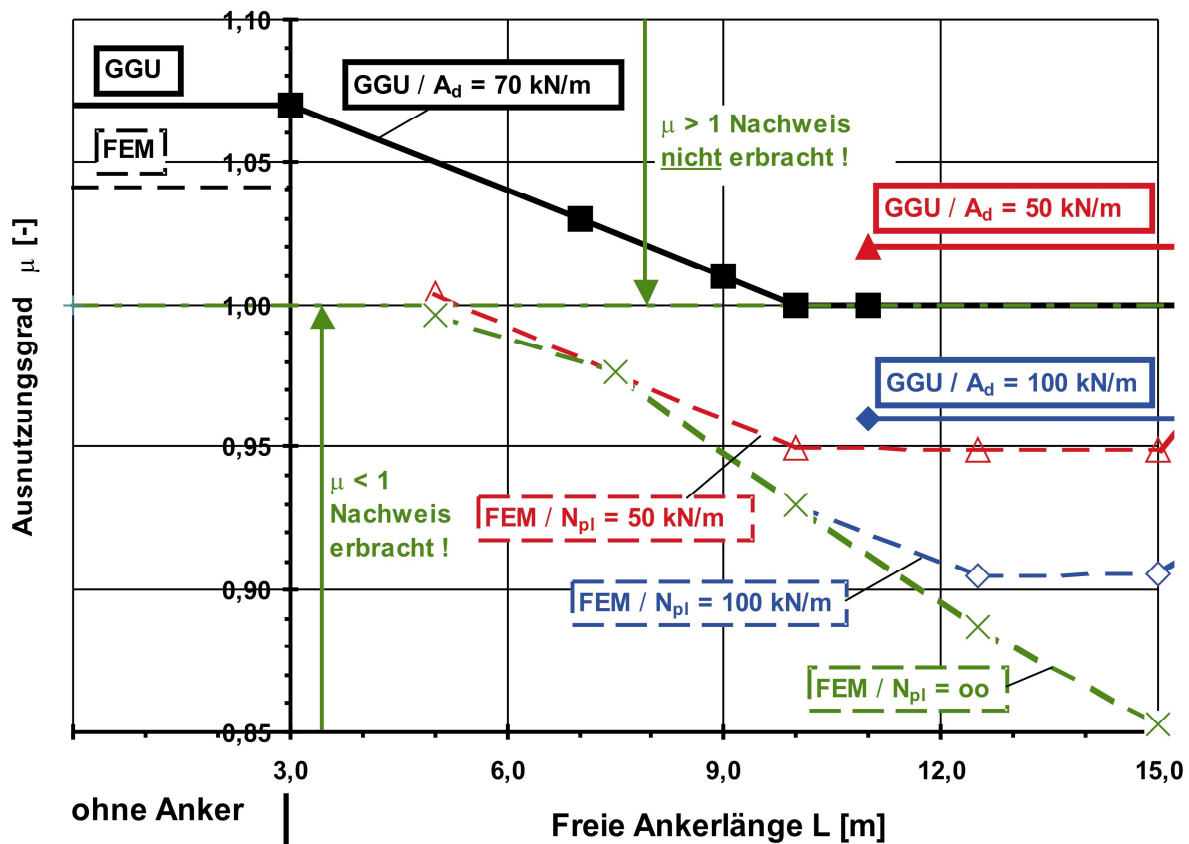


Abb. 12: Beispiel C – Ergebnisse: Ausnutzungsgrad aus klassischer Berechnung (GGU) und FEM in Abhängigkeit der freien Ankerlänge und der vorgegebenen Ankerkraft A_d für die GGU-Berechnung bzw. der plastischen Grenzlast N_{pl} für die FEM-Berechnung

Wird unterstellt, dass die FEM-Berechnung die Realität grundsätzlich besser abbilden kann als die Starrkörperbruchmechanismen dies vermögen, enthalten letztere zumindest bei dem vorliegenden Beispiel noch Reserven, die mit Hilfe der FEM besser genutzt werden können. Vor allem aber dann dürfte eine FEM-Berechnung vorteilhaft sein, wenn Konstruktionen vorliegen, bei denen die maßgeblichen Bruchmechanismen in ihrer Art nur schwierig vorherzusagen sind und klassische Verfahren möglicherweise den maßgeblichen Bruchmechanismus verkennen.

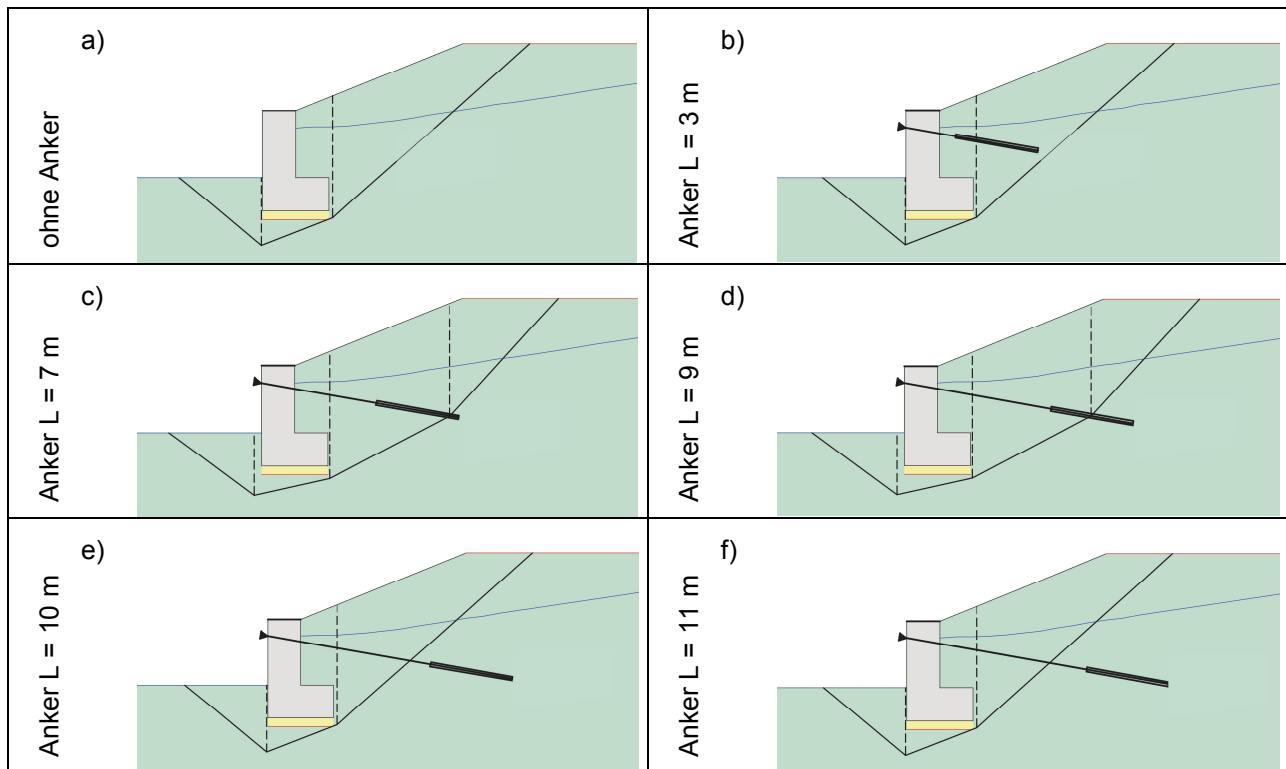


Abb. 13: Beispiel C – Ergebnisse Bruchmechanismen aus zusammengesetzten ebenen Bruchmechanismen für $A_d = 70 \text{ kN/m}$, $q_k = 0 \text{ kN/m}^2$ bei Variation der Ankerlänge

5. Zusammenfassung und Fazit

Für Dämme und Deiche muss die ausreichende Standsicherheit der Böschungen nachgewiesen werden; dieser Nachweis ist in Zukunft auf Basis von Eurocode 7 zu führen. Über den deutschen Nationalen Anhang des Eurocodes 7 wird auf die DIN 1054 und von dieser auf DIN 4084 verwiesen. Obwohl nach Eurocode 7 die Standsicherheit von Böschungen auch mit Hilfe numerischer Verfahren bzw. der Finite-Elemente-Methode geführt werden kann, sieht der derzeitige Entwurf der DIN 1054 dies nicht explizit vor.

Basierend auf vorangehenden Untersuchungen sowie entsprechende Empfehlungen wird ein Vorschlag unterbreitet, wie der Nachweis der ausreichenden Standsicherheit von Böschungen analog zur vorliegenden Normung mit der FEM aussehen könnte. Aus den Beispielen ist zu entnehmen, wie Grundwasserströmungen, Bauteile oder Verankerungen in den Nachweis eingehen.

Die Beispiele zeigen, dass der qualitative Verlauf berechneter Ausnutzungsgrade bei den klassischen Berechnungsverfahren mit denen der FEM-Berechnungen sehr gut übereinstimmt und auch die Ergebnisse quantitativ gut übereinstimmen.

Der Einsatz der Finite-Elemente-Methode zum Nachweis der ausreichenden Standsicherheit von Böschungen ist im Vergleich zu den klassischen Verfahren sowohl mit Vor- als auch mit Nachteilen verbunden.

Vorteile des Einsatzes der FEM sind:

- die standardisierbare Vorgehensweise, d.h. für unterschiedliche Fragestellungen (über die Standsicherheit von Böschungen weit hinaus) sind keine spezifischen Vorschriften erforderlich
- die Möglichkeit, mit dem gleichen Modell Verformungsberechnungen durchzuführen
- die Möglichkeit, ohne zusätzlichen Aufwand für die Modellierung komplexe Grundwassersituationen zutreffend zu berücksichtigen
- die Möglichkeit, den schrittweisen Bauablauf einer geotechnischen Konstruktion zu simulieren und dabei mögliche Schwachstellen automatisch zu entdecken und zu beseitigen
- die automatische Bestimmung des maßgeblichen Versagensmechanismus, d.h. es ist keine Vorahnung über den maßgeblichen Bruchmechanismus erforderlich
- Berücksichtigung möglicher Verformungen, Rotationen, Wandreibungen oder Tragfähigkeitsgrenzen von Baukörpern wie z.B. Stützmauern, Ankern, Geotextilien
- die Möglichkeit komplexeres Stoffverhalten gezielt zu berücksichtigen, z.B. Dilatation, Zugfestigkeit, Kriechen, Konsolidierung

Den Vorteilen stehen folgende Nachteile eines Einsatzes der FEM gegenüber:

- höherer Modellierungs- und Berechnungsaufwand
- weitergehende Fachkenntnisse beim Ingenieur erforderlich, um Fehler weitestgehend auszuschließen
- Prüfung der Berechnungen i.d.R. aufwändiger, da einzelne Berechnungsschritte schwer zu dokumentieren sind
- derzeit keine genauen Festlegungen in der deutschen Normung

Einige weitere Nachteile werden dann ersichtlich, wenn konkrete Berechnungen durchgeführt werden. So mag es zwar hilfreich sein, vom FEM-Programm auf potenzielle Versagensmechanismen hingewiesen zu werden – sollen diese jedoch bei der Untersuchung zunächst ausgeklammert werden, so ist das nur auf Umwegen möglich und kostet bei fehlender Berechnungserfahrung außerordentlich viel Zeit.

Als Fazit wird die FEM dann als Berechnungsmethode vorzuziehen sein, wenn Versagensmechanismen unklar sind, Grundwasserströmungen vorliegen, zugleich Verformungen berechnet werden müssen, Wechselwirkungen mit Baukörpern eine Rolle spielen oder ein komplexeres Stoffverhalten zu berücksichtigen ist. Für einfache Fälle sollte auch weiterhin auf die klassischen Berechnungsverfahren zurückgegriffen werden – auch wenn die FEM hier bei entsprechender Erfahrung des Anwenders durchaus eine Alternative darstellt.

6. Schrifttum

- BRINKGREVE, R. B. J. et al. (2002): PLAXIS, Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. 2D-Version 8. Delft/The Netherlands: Balkema Publishers
- BRINKGREVE, R. B. J. & BAKKER, H. L. (1991): Non-linear finite element analysis of safety-factors, in: Proc. 7th Int. Conf. Int. Assoc. f. Comp. Meth. a. Adv. in Geomechanics, G. Beer et al., eds., Balkema, Rotterdam, pp 1117-1122
- DIN 1054 (2009): DIN 1054-101:2009-02, Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbauch – Teil 101: Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN 4084 (2009): DIN 4084:2009-01 Baugrund – Geländebruchberechnungen, Deutsches Institut für Normung e.V.
- DIN EN 1990:2002-10 (2002): Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Deutsche Fassung EN 1990:2002, Deutsches Institut für Normung e.V.
- EAB (2006): Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, EAB, 4. Aufl., Ernst & Sohn, Berlin
- EUROCODE 7 (2008): DIN EN 1997-1, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004, Deutsches Institut für Normung e.V., Oktober 2008
- DAWSAN, E. M., ROTH, W. H. & DRESCHER, A. (1999): Slope stability analysis by strength reduction, *Géotechnique* 49, no. 6, pp 835-840
- GGU (2006): GGU-STABILITY, Version 8, Böschungsbruchberechnungen und Berechnungen von Bodenvernagelungen und Bewehrte-Erde-Wänden nach DIN 4084 und DIN 4084 (neu), GGU Braunschweig (Handbuch)
- GRIFFITHS, D. V. & LANE, P. A. (1999): Slope stability analysis by finite elements, *Géotechnique* 49, no. 3, pp 387-403
- HEIBAUM, M. & HERTEN, M. (2007): Nachweise nach EC7 / DIN 1054 mit numerischen Methoden, in: Workshop Bemessen mit Finite-Elemente-Methoden am 4.10.2007. Hrsg: J. Grabe, TU Hamburg-Harburg, Institut für Geotechnik und Baubetrieb. Heft 14, S. 27-45
- HEIBAUM, M. & HERTEN, M. (2008): Zuschrift zum Beitrag "Perau, E: Konzept und FE-Modellierung zum Nachweis der erforderlichen Ankerlänge ...", *Die Bautechnik* 85, Heft 9, S. 653-656
- KUPKA, M., HERLE, I. & ARNOLD, M. (2008): Advanced calculations of safety factors for slope stability, in: D. N. Singh (ed.): Proc. 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India, 1-6 October 2008, pp 4470-4477
- MATSUI, T. & SAN, K.-Ch. (1992): Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique, *Soils and Foundation* 32, no 1, pp 59-70
- PERAU, E. (2001): Die Phasen des Bodens und ihre mechanischen Wechselwirkungen – Ein Konzept zur Mechanik teilgesättigter Böden, Universität Essen, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Hrsg.: W. Richwien, Heft 28, Essen

- PERAU, E. (2008): Konzept und FE-Modellierung zum Nachweis der erforderlichen Ankerlänge, Bautechnik 85, Heft 4, S. 247-257
- PERAU, E. (2009): Gegenseitige Beeinflussung von Baukonstruktionen über Wechselwirkungen mit dem Baugrund, 3. Workshop des DGGT Arbeitskreises 1.6, Numerik in der Geotechnik, 5.-6.03.2009 an der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe (im Druck)
- PERAU, E., GUTJAHR, St. & HAMMACHER, M. (2009): Design of relief drills for relaxation of pore-water pressure at the bottom of excavations, Proc. 17th Int. Conf. Soil Mech. a. Geot. Eng., ICSMGE, Alexandria, Egypt, October 2009, 4 pages (in print)
- SCHANZ, T. (2006a): Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik, Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 4, Geotechnik 29, Heft 1, S. 13-27
- SCHANZ, T. (2006b): Standsicherheitsberechnungen von Baugruben – Berechnungsbeispiele und Böschungsbruchberechnung – Berechnungsbeispiele, Beiblatt zu Empfehlung Nr. 4 des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Geotechnik 29, Heft 4, S. 359-372
- SCHUPPENER, B., VOGT, N. & WEIßENBACH, A. (2008): Das Normenhandbuch zu DIN EN 1997-1 und DIN 1054, in: Vorträge der Baugrundtagung 2008 in Dortmund, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) ed., S. 71-80
- SCHWEIGER, H. (2003): Standsicherheitsnachweise für Böschungen und Baugruben mittels FE-Methode durch Abminderung der Scherfestigkeit. in: Workshop „Nachweise für Böschungen und Baugruben mit numerischen Methoden“, Bauhaus-Universität Weimar, Schriftenreihe Geotechnik Heft 11, Weimar, S. 19-36.
- SCHWEIGER, H. (2005): Application of FEM to ULS design (Eurocodes) in surface and near surface geotechnical structures. in: Proc. 11th Int. Conf. Computer Methods and Advances in Geomechanics. G. Barla & M. Barla (eds.). Vol. 4, Bologna: Patron Editore, 2005, p. 419-430
- SWAN, C. C. & SEO, Y.-K. (1999): Limit state analysis of earthen slopes using dual continuum/FEM approaches, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. 23, pp 1359-1371