

Numerische Berechnungen zum Nachweis der Standsicherheit tiefer Baugruben

Priv.-Doz. Dr.-Ing. E. Perau, Dr.-Ing. K. Haubrichs
ELE, Erdbaulaboratorium Essen, Essen

Perau, Eugen; Haubrichs, Klaus (2006): Numerische Berechnungen zum Nachweis der Standsicherheit tiefer Baugruben,
in: Vorträge der **Baugrundtagung 2006 in Bremen**, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), S. 111-118
download über www.uni-due.de/geotechnik/ email: eugen.perau@uni-due.de

Es werden Ansätze zum Nachweis der Standsicherheit von Konstruktionen tiefer Baugruben auf Basis der Finite-Elemente-Methode (FEM) vorgestellt. Dabei werden unter Einbeziehung von Sicherheitsüberlegungen zunächst die Möglichkeiten und Schwierigkeiten bei der Nachweisführung mit Hilfe der FEM aufgezeigt. Es wird anhand von Beispielen erläutert, wie Nachweise unter Ansatz der statischen und hydraulischen Wechselwirkungen sowie der Scherfestigkeit des Baugrunds mit der FEM effizient und normkonform geführt werden können. Diesen Nachweisen werden soweit möglich Nachweise auf Basis der klassischen Erdstatik gegenübergestellt, welche je nach Baugrundaufbau, hydraulischen Verhältnissen oder Baugrubengeometrie erheblichen Einschränkungen unterliegen oder zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führen können.

1. Einführung

Tiefe Baugruben werden z.B. bei mehrgeschossiger Unterkellerung von Hochbauten oder infrastrukturellen Bauvorhaben, wie in offener Bauweise erstellten U-Bahn-Linien oder Pumpwerkschächten für Abwasserkanäle notwendig. Für die dabei ausgeführten Baugrubenkonstruktionen sind verschiedene geotechnische Nachweise erforderlich, welche in DIN 1054:2005-01 geregelt sind. Dabei sind grundsätzlich zwei Grenzzustände (GZ) nachzuweisen. Die Nachweise im GZ 1 umfassen verschiedene Nachweise gegen das Versagen der Konstruktion sowie des beanspruchten Untergrunds; im GZ 2 ist die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion nachzuweisen.

Die Nachweise nach GZ 2 zur Ermittlung von Verformungen werden dabei zunehmend häufiger mit Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente (FEM) geführt – vor allem dann, wenn der Schutz einer verformungsempfindlichen Nachbarbebauung bei komplexen Bauabläufen eine genauere Prognose der Verformungen erfordert. Umgekehrt werden die nach GZ 1 erforderlichen Nachweise zur Standsicherheit einer Bau-

grubenkonstruktion größtenteils auf Basis der klassischen Erdstatik geführt – und dies, obwohl hochentwickelte FEM-Programme den Anwender in die Lage versetzen, Sicherheitsbelange in die Berechnung mit einbeziehen zu können.

Die detaillierte Modellierung eines komplexen Bauablaufs bei der Erstellung einer tiefen Baugrube ist – unabhängig davon, ob mit klassischer Erdstatik oder FEM – aufwändig und fehleranfällig. Daher stellt sich die Frage, ob bei einer Bauaufgabe für die Untersuchung *beider* Grenzzustände nicht ein und dieselbe Methode verwendet werden sollte! Zumindest dann, wenn für die Verformungsprognose nur eine FEM-Berechnung in Frage kommt, sollte überlegt werden, ob die Nachweise nach GZ 1 nicht ebenfalls mit dieser Methode geführt werden können, um eine zusätzliche, völlig eigenständige Modellierung zu übrigen (1).

Eine Modellierung mit der FEM bietet gegenüber der klassischen Erdstatik mitunter auch bei Nachweisen im GZ 1 Vorteile. So lassen sich mit der FEM auch komplexe Geometrien und Randbedingungen, Baugrund-Bauwerk-Interaktionen sowie Grundwasserströmungen modellieren. Auch bei komplexen Wechselwirkungen lässt sich die FEM zur Erkennung möglicher Versagensmechanismen vorteilhaft einsetzen.

Die klassische Erdstatik muss im Gegensatz dazu in solchen Fällen verstärkt von konservativen Vereinfachungen ausgehen, um auf der „sicheren Seite“ zu liegen, so dass Baugrubenkonstruktionen mitunter zwangsläufig unwirtschaftlich bemessen werden.

2. Nachweise zur Standsicherheit (GZ 1) nach DIN 1054:2005-01

Die für Standsicherheitsnachweise erforderlichen Abminderungen und Erhöhungen von charakteristischen Kennwerten lassen sich für eine FEM-Berechnung ebenso wie für Berechnungen nach klassischer Erdstatik vornehmen. Die FEM ist als Verfahren zur Nachweisführung nach DIN 1054: 2005-01 GZ 1 somit grundsätzlich geeignet! Dennoch wird sie für die entsprechenden Nachweise – anders als bei Verformungsrechnungen nach GZ 2 – kaum herangezogen.

Dass Nachweise nach GZ 1 auch *ohne* FEM problematischer sind als Nachweise nach GZ 2, ist bereits der Diskussion zur Umstellung der Nachweisverfahren im Zuge der Einführung des EC 7 sowie der DIN 1054:2005-01 zu entnehmen! Problematisch ist hier, dass bei manchen der streuenden Einflussparameter nicht transparent ist, wie sie sich genau in der Berechnung auswirken. Mitunter ist sogar unklar, ob sich die bei der Sicherheitsbetrachtung erforderliche Erhöhung bzw. Abminderung eines Parameters günstig oder ungünstig auswirkt. Bei den für Baugruben vielfältigen Nachweisen kann sich bekanntlich die Erhöhung von Eingangsgrößen sogar an einer Stelle günstig, an anderer ungünstig auswirken.

DIN 1054:2005-01 und mit ihr EAB und EAU behandeln diese Schwierigkeit, indem sie das System aus Verbauwand, deren Stützung sowie dem Baugrund – zugeschnitten auf eine Umsetzung mit der klassischen Erdstatik – untergliedern in einzelne statische Teilsysteme (Bild 1). An diesen Teilsystemen, die sich räumlich manchmal sogar überschneiden, sind die in der Norm definierten Versagensmechanismen zu untersuchen. Dieses Verfahren erleichtert auch die Bemessung von Einzelkomponenten.

Innerhalb der einzelnen Teilsysteme ist es erheblich leichter zu entscheiden, ob sich die Erhöhung einer Eingangsgröße (wie z.B. einer Wichte oder einer Lasteinwirkung) im zugehörigen Nachweis günstig oder ungünstig auswirkt. Entsprechend kann ein und dieselbe Eingangsgröße

in dem einen Nachweis erhöht, in dem anderen abgemindert werden.

Das Gesamtsystem, wie durch die Normung vorgegeben, in Teilsysteme zu untergliedern und in diesen Teilsystemen die einzelnen Eingangsgrößen unterschiedlich zu behandeln, kann für das Gesamtsystem jedoch nicht zu einem konsistenten Ergebnis z.B. hinsichtlich des Kräftegleichgewichts führen.

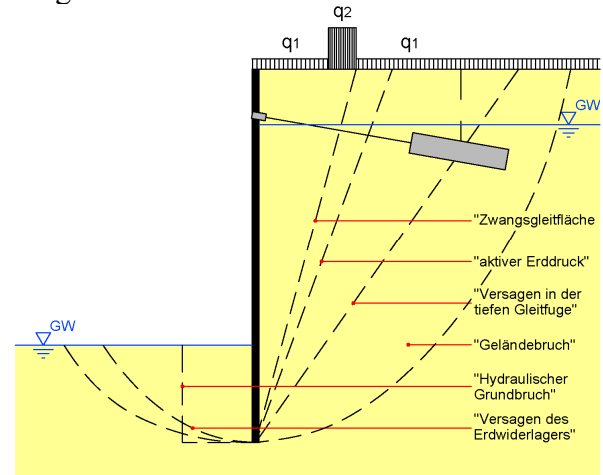


Bild 1: Baugrubenwand mit unterschiedlichen potenziellen Versagensmechanismen

Bei einer Berechnung mit der FEM kann die Konstruktion mit all ihren Wechselwirkungen nur als *Gesamtsystem* behandelt werden, Teilsysteme und vorab festgelegte Bruchmechanismen sind nicht notwendig, eine unterschiedliche Behandlung von einzelnen Eingangsgrößen aber auch nicht möglich!

Die FEM basiert auf einer streng physikalischen Betrachtungsweise, bei der z.B. das Kräftegleichgewicht automatisch eingehalten wird. Aus Sicht der Physik letztendlich willkürliche Modifikationen, denen die Kenngrößen durch die unterschiedliche Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten bei verschiedenen Versagensmechanismen ausgesetzt sind, sind hier nicht zugelassen – selbst wenn mit einer derartigen Vorgehensweise gute Erfahrungen gemacht wurden. Begriffe wie „Sicherheit“ und „Erfahrung“ sind keine physikalischen Größen, die in eine FEM-Berechnung einfließen.

Die für eine FEM-Berechnung problematische Inkonsistenz der Nachweisverfahren nach der geltenden Normung soll anhand eines Beispiels (Bild 2) veranschaulicht werden. Es handelt sich um eine Baugrube, deren Baugrund im Bereich des Wandfußes sowohl gegen Versagen des Erdwiderlagers als auch gegen hydraulischen Grundbruch zu sichern ist.

Für ein und dieselbe Situation wird beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch (GZ 1A) die Scherfestigkeit i.d.R. nicht angesetzt – beim Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers (GZ 1B) ist diese entscheidend und muss angesetzt werden. Beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch sind die aufwärts gerichteten Strömungskräfte durch Teilsicherheitsbeiwerte zu vergrößern und die Wichte des Bodens ist herabzusetzen – beim Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers sind beide mit ihren charakteristischen Werten anzusetzen. In einem integrativen Berechnungsmodell, wie das eine effizient durchgeführte FEM-Berechnung verlangt (2), sind dies Widersprüche, die bei einer engen Auslegung der geltenden Norm nicht lösbar sind.

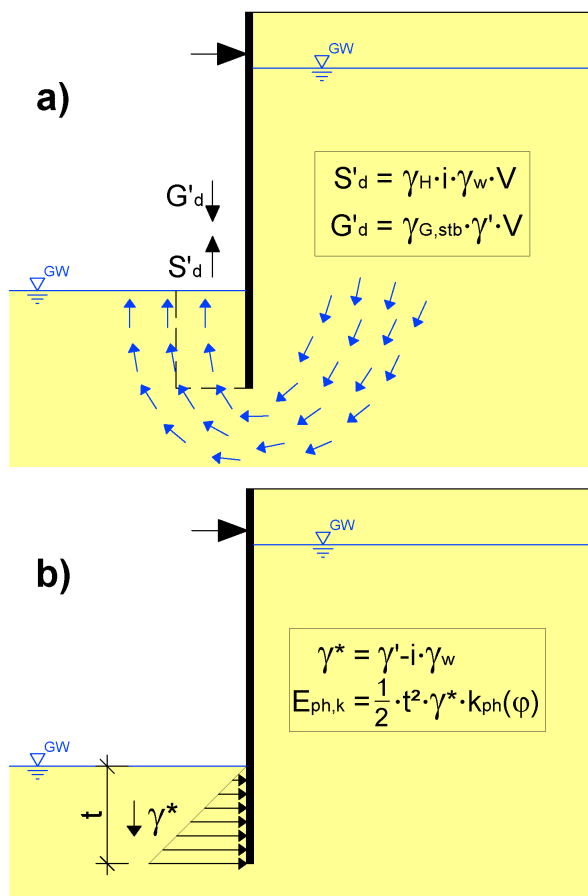


Bild 2: Systemskizze zu den Nachweisen gegen
a) hydraulischen Grundbruch
b) Versagen des Erdwiderlagers

Gegenüber der klassischen Erdstatik besitzt die FEM bei Wahl eines geeigneten Stoffgesetzes einen großen Vorteil: während nach klassischer Erdstatik mögliche Bruchmechanismen vorgegeben werden müssen (Bild 1) und so bei geringerer Erfahrung des Anwenders oder komplexen Verhältnissen der maßgebliche Bruchmechanismus unentdeckt bleiben kann, wird bei einer FEM-

Berechnung der maßgebliche Bruchmechanismus ermittelt.

Damit untrennbar verbunden ist jedoch auch der vermeintliche Nachteil der FEM, dass nicht wie bei der klassischen Erdstatik die Art des Erd-drucks auf eine Wand (aktiv, erhöht aktiv oder Ruhedruck, umgelagert) vorgegeben werden kann. Dies ist bei der FEM zwar nicht möglich – aber auch nicht nötig, da der zutreffende Erd-druck eines der Ergebnisse der Berechnung ist (3)!

3. Nachweis der Standsicherheit mit an FEM orientierter Sicherheitsdefinition

Obwohl die FEM im Vergleich zur klassischen Erdstatik eine flexible Berechnungsmethode darstellt, lassen sich mit ihr die für eine Baugrubenkonstruktion nach DIN 1054:2005-01 geforderten Nachweise – zumindest bei enger Auslegung – teilweise nicht führen.

Wie kann dann verfahren werden, wenn dennoch Standsicherheitsnachweise mit Hilfe der FEM geführt werden sollen – etwa um versteckte Reserven im System auszunutzen, weil die klassische Erdstatik hier mit groben Vereinfachungen herangehen müsste?

3.1 Berechnung einer „Sicherheit“ durch Reduktion der Scherparameter

Dem eigentlichen Nachweis der Standsicherheit (GZ 1) ist eine Berechnung mit charakteristischen Kennwerten (zum Nachweis GZ 2) vorgeschaltet. Danach werden für alle bemessungsrelevanten Bauzustände die Scherparameter $\tan \varphi$ und c soweit reduziert, bis aufgrund der zugehörigen Bruchbedingung gerade eben kein Gleichgewichtszustand mehr erreicht werden kann und das System versagt. Diese sogenannte φ - c -Reduktion führt im günstigen Fall das FEM Programm selber durch (4).

Aus den ermittelten fiktiven Scherparametern $\tan \varphi_{\text{bruch}}$ und c_{bruch} , bei denen das Versagen des Systems eintreten würde, lässt sich nach [1] ein Wert für die Sicherheit ableiten (4).

$$\eta_{\text{FEM1}} = \frac{\tan \varphi_k}{\tan \varphi_{\text{bruch}}} = \frac{c_k}{c_{\text{bruch}}} \dots \dots \dots [1]$$

Anhand des über alle Bauphasen erzielten kleinsten Wertes für η_{FEM1} lässt sich die Sicherheit der Konstruktion quantifizieren. Darüber hinaus ergeben sich aus der Berechnung der Bauzustand mit der kleinsten Sicherheit sowie die maßgebli-

chen Versagensmechanismen einzelner Bauzustände.

Leitgedanke dieser Vorgehensweise ist, dass die Scherparameter als Eingangswerte für die Standsicherheitsberechnung folgende Eigenschaften besitzen: a) sie sind dominant gegenüber anderen Eingangswerten, b) sie sind relativ starken Streuungen unterworfen und c) ihre Verkleinerung führt stets zu den für die Sicherheitsüberlegung gewünschten unsicheren Situationen.

Da dieses Verfahren für geotechnische Konstruktionen – obwohl es nicht genormt ist – eindeutig definiert werden kann, lässt es sich zumindest auf den ersten Blick praktisch universell einsetzen (3, 4).

So konnte durch Vergleichsberechnungen gezeigt werden, dass z.B. die Standsicherheit von Böschungen (5) oder die Tragfähigkeit von Fundamenten damit beurteilt werden können.

Wie exemplarische Berechnungen jedoch ergeben haben, sind Nachweise für Baugrubenkonstruktionen, die allein auf diesem Verfahren beruhen, nicht ganz unproblematisch (1, 3, 5). So zeigten Berechnungsbeispiele, dass der Ansatz von plastischen Querschnittswerten für die Konstruktionsteile (z.B. M_{pl} für die Wand oder N_{pl} einer Steife) einen signifikanten Einfluss auf den berechneten Sicherheitswert η_{FEM1} und den maßgeblichen Bruchmechanismus haben (5).

Berechnungsbeispiele zeigen darüber hinaus, dass eine Bemessung der Wand nicht allein durch den Ansatz abgeminderter Scherparameter des Bodens durchgeführt werden darf, da dies mitunter auch mit der Abminderung einer Querschnittsbeanspruchung (z.B. Biegemoment) oder gar deren Vorzeichenumkehr (z.B. Steifenkraft) einhergehen kann (5) – und somit teilweise das Gegenteil einer Sicherheitsbetrachtung durchgeführt würde!

3.2 Ansatz abgeminderter Scherparameter
Alternativ zu der schrittweisen Reduktion der Scherparameter kann einem Nachweis der Standsicherheit mit der FEM auch der direkte Ansatz abgeminderter Bemessungswerte für die Scherparameter nach [2] zugrunde gelegt werden. Dieses Vorgehen entspricht DIN 1054:2005-01 GZ 1C zum Nachweis der Standsicherheit von Böschungen.

$$\tan \varphi_d = \tan \varphi_k / \eta_{FEM2} \dots\dots\dots [2a]$$

$$c_d = c_k / \eta_{FEM2} \dots\dots\dots [2b]$$

Mit diesen Bemessungswerten wird eine FEM-Berechnung durchgeführt, die als Ergebnis die Information liefert, ob unter Ansatz dieser abgeminderten Werte noch ein Gleichgewichtszustand ohne Verletzung der Bruchbedingung möglich ist.

Die Methode führt im Gegensatz zu der zuvor diskutierten φ -c-Reduktion nicht zur Berechnung einer Sicherheit und damit auch nicht zur Entdeckung eventuell vorhandener weiterer Systemreserven. Bei einigen untersuchten Beispielen ergab sich nach einer manuell durchgeführten Iteration mit diesem Verfahren (5) eine relativ gute Übereinstimmung bei der Einschätzung der Sicherheit, d.h. $\eta_{FEM1} \approx \eta_{FEM2}$.

Die Probleme der vorangehend beschriebenen φ -c-Reduktion sind jedoch auch bei diesem Verfahren gegeben.

3.3 Abminderung oder Erhöhung von Wichten und Lasteinwirkungen

Die universelle Gültigkeit eines Nachweises mit der φ -c-Reduktion stößt bei *den* potenziellen Versagensmechanismen an ihre Grenzen, bei denen die Scherparameter nur einen untergeordneten Einfluss haben. Dies kann z.B. beim Nachweis gegen Aufschwimmen einer Baugrubenkonstruktion mit abgedichteter Sohle der Fall sein. Hier würde eine φ -c-Reduktion eine zu hohe „Sicherheit“ vortäuschen.

Das gleiche Phänomen tritt auf beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch, wenn die Potenziallinien der Strömung im gesamten Sohlbereich horizontal verlaufen. Hier wäre analog zur Abminderung der Scherparameter eine Abminderung der Wichten erforderlich (2); das gleiche gilt auch für Lasteinwirkungen, die – etwa beim Nachweis gegen Aufschwimmen – günstig wirken.

Umgekehrt kann auch in der Erhöhung von Wichten oder Lasteinwirkungen die adäquate Herangehensweise gesehen werden, wenn diese relativ ungenau bestimmbar sind und sich ungünstig auf die Standsicherheit des Systems auswirken.

Beim Ansatz von Bemessungswerten für Wichten oder Lasteinwirkungen ist – wie in der klassischen Erdstatik – besonders darauf zu achten, dass sich eine Erhöhung sowohl günstig (wie beim hydraulischen Grundbruch oder Aufschwimmen) als auch ungünstig (wie bei der Berechnung des Erddrucks) auswirken kann.

4. Nachweise mit der FEM in Anlehnung an DIN 1054:2005-01

Die nach DIN 1054:2005-01 geforderten Einzelnachweise für Baugrubenkonstruktionen können – zumindest bei enger Auslegung der Norm – nicht allesamt mit einer FEM-Berechnung geführt werden.

Bei einigen der geforderten Nachweise, z.B. dem Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch oder dem Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers wird in der Norm durch die explizite Erwähnung einer möglichen „genaueren Untersuchung“ der Raum für eine normkonforme FEM-Berechnung jedoch geschaffen. Das nachfolgend präsentierte Nachweiskonzept sowie die Beispiele sollen zeigen, wie hier durch eine normkonforme Nachweisführung mit Hilfe der FEM Vorteile gegenüber Methoden der klassischen Erdstatik erwachsen können.

4.1 Nachweiskonzept

Ein wesentlicher Vorzug der Nachweisführung mit der FEM liegt darin, die in einem ersten Schritt berechnete Grundwasserströmung als Porenwasserdrücke und Strömungskräfte direkt als Belastung auf das Korngefüge ansetzen zu können und dabei ausrechnen zu lassen, ob unter der statischen und hydraulischen Beanspruchung des Bodens und der Konstruktion ein Gleichgewichtszustand noch möglich ist (2). Dieses Vorgehen entspricht weitgehend dem beim Nachweis der Standsicherheit (GZ 1C) einer durchströmten Böschung und kommt auch dem Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch zugute.

Das Verfahren zur Ermittlung der in das FEM-Programm einzugebenden Bemessungswerte für die Bodenparameter orientiert sich soweit möglich an den von DIN 1054 für den GZ 1A vorgegebenen Verfahren und Teilsicherheitsbeiwerten.

Beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch [3] sind nach DIN 1054 die günstig wirkenden Gewichtskräfte G'_k des Bodens mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,stab}$ abzumindern, die ungünstig wirkenden, aufwärts gerichteten Strömungskräfte S'_k mit γ_H zu erhöhen.

$$S'_k \cdot \gamma_H \leq G'_k \cdot \gamma_{G,stab} \dots\dots\dots [3]$$

Da in den verfügbaren FEM-Programmen eine entsprechende Erhöhung der Strömungskräfte nicht vorgesehen ist und diese deshalb nur mit ihrem charakteristischen Wert angesetzt werden

können, sind in der FEM-Berechnung die Wichten entsprechend stärker abzumindern. Der Nachweis nach [3] wird deshalb – mathematisch äquivalent – folgendermaßen umgeformt:

$$S'_k \leq G'_k \cdot \gamma_{G,stab} / \gamma_H \dots\dots\dots [4]$$

Darin stellt der Quotient $\gamma_{G,stab} / \gamma_H$ den Teilsicherheitsbeiwert dar, mit dem die charakteristischen Werte der Wichten (γ und γ') zu multiplizieren sind.

Für die Scherparameter sind in DIN 1054 im GZ 1A keine Teilsicherheitsbeiwerte angegeben. Diese können z.B. an die des GZ 1C bzw. den Angaben zur Scherfestigkeit beim Nachweis gegen Aufschwimmen angelehnt werden.

In dem hier vorgestellten Konzept werden die Teilsicherheitsbeiwerte für die Scherparameter mit $\gamma=1,4$ vorsichtig abgeschätzt und die Bemessungswerte folgendermaßen ermittelt:

$$\tan \varphi_d = \tan \varphi_k / 1,4 \quad \text{und} \quad c_d = c_k / 1,4 \dots\dots\dots [5]$$

Durch eine FEM-Berechnung mit diesen Bemessungswerten ist nun nachzuweisen, dass sich in allen Bauzuständen noch ein Gleichgewichtszustand einstellen kann, ohne dass es zum Versagen des Systems kommt.

4.2 Randbedingungen für die Beispiele

Anhand von drei konkreten Beispielen soll nun dieses Nachweiskonzept verfolgt werden – wobei nach Möglichkeit zum Vergleich das Ergebnis einer Berechnung mit klassischer Erdstatik herangezogen werden soll.

Bei allen drei Beispielen handelt es sich um idealisierte Baugruben von 20 m Tiefe. Der Grundwasserstand befindet sich 1 m unter GOK. Innerhalb der Baugrube wird der Wasserstand durch eine Restwasserhaltung auf Höhe der Baugrubensohle gehalten.

Die Baugruben in den Beispielen unterscheiden sich in ihrer Geometrie (langgestreckt oder kreisrund mit unterschiedlichem Durchmesser) sowie im Baugrundaufbau (21 m Quartär über Tertiär bzw. Mergel). Die charakteristischen Kennwerte der Böden sind Tabelle 1 zu entnehmen. Zugspannungen im Baugrund werden nicht zugelassen.

Als Verbauwand wird eine Schlitzwand von 1 m Dicke modelliert. Die Berechnungen werden allesamt mit dem Programmsystem PLAXIS V8 durchgeführt. Als Materialgesetz für den Boden wird das Hardening-Soil-Modell (6) verwendet.

Es werden alle Bauzustände simuliert; der Endzustand wird sich jedoch als maßgeblich erweisen.

Nach DIN 1054 wird für die Bauzustände der LF 2 angesetzt. Da es sich um einen „günstigen Untergrund“ im Sinne von DIN 1054 handelt, ergibt der in [4] definierte Quotient $\gamma_{G,stab}/\gamma_H$ einen Teilsicherheitsbeiwert für die Wichten von $0,90 / 1,30 = 0,69$. Mit diesem Wert werden die charakteristischen Wichten nach Tabelle 1 multipliziert.

Tabelle 1: Charakteristische Bodenkennwerte

Kennwert	Quartär (Kiessand)	Tertiär (Feinsand)	Mergel
Wichten γ'_k / γ_k [kN/m ³]	11 / 19	12 / 21	12 / 21
Scherparameter ϕ'_k c'_k [kN/m ²]	35° 0	35° 0	25° 50
Wandreibung und -adhäsion $R = \frac{\tan \delta}{\tan \phi'} = \frac{a'}{c'}$	0,5	0,5	0,2
Durchlässigkeits- beiwert k [m/s]	1×10^{-3}	1×10^{-5}	1×10^{-6}
Steifemoduln [MN/m ²] bei ...	E_s / E_{sw}	E_s / E_{sw}	E_s / E_{sw}
$\sigma' = 100$ kN/m ²	50 / 150	50 / 150	80 / 240
$\sigma' = 200$ kN/m ²	70 / 210	70 / 210	90 / 270
$\sigma' = 500$ kN/m ²	110 / 330	110 / 330	130 / 390

4.3 Beispiel A

Im ersten Beispiel wird eine langgestreckte Baugrube mit einer Breite von 40 m untersucht (Bild 3). Die Verbauwand ist mehrfach gestützt und bindet ins Tertiär ein. Der Boden im Bereich der Baugrubensohle ist demnach sowohl durch eine aufwärts gerichtete Grundwasserströmung als auch durch das Wandauflager beansprucht.

Der erforderliche Nachweis gegen Versagen des Erdwiderlagers kann nach klassischer Erdstatik unter Berücksichtigung der aufwärts gerichteten Strömung (Bild 2b) geführt werden; alternativ dazu kann eine entsprechende FEM-Berechnung durchgeführt werden (2). In jedem Fall ergibt sich daraus die statisch erforderliche Einbindetiefe.

Es sollte nun anhand des Nachweises gegen hydraulischen Grundbruch mit dem zuvor beschriebenen Konzept die hydraulisch erforderliche Einbindetiefe t_{erf} errechnet werden. Dabei ergab sich bei der FEM unter Ansatz der Scherfestigkeit mit $t_{erf} = 9,0$ m etwa der gleiche Wert wie bei einer Berechnung nach Terzaghi mit ei-

nem rechteckigen Bruchkörper $t \times t/2$ unter Verwendung der Potenzialverteilung aus der FEM-Berechnung.

Bei der FEM-Berechnung wurde dabei ebenso wie bei der Berechnung nach Terzaghi der Einfluss der Wandauflager vernachlässigt. Diesen Einfluss zutreffend zu berücksichtigen, ist nach dem Nachweisverfahren der DIN 1054 nicht möglich, da die für den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch reduzierte Wichte durch die aufwärts gerichteten Strömungskräfte nahezu neutralisiert wird, so dass trotz Reibung rechnerisch kaum mehr Horizontalkräfte, wie sie aus dem Wandauflager entstehen, aufgenommen werden können.

In diesem Fall sind Berechnungen nach klassischer Erdstatik mit einigen Näherungen noch gut möglich – eine FEM-Berechnung kann jedoch in Sonderfällen genauer sein.

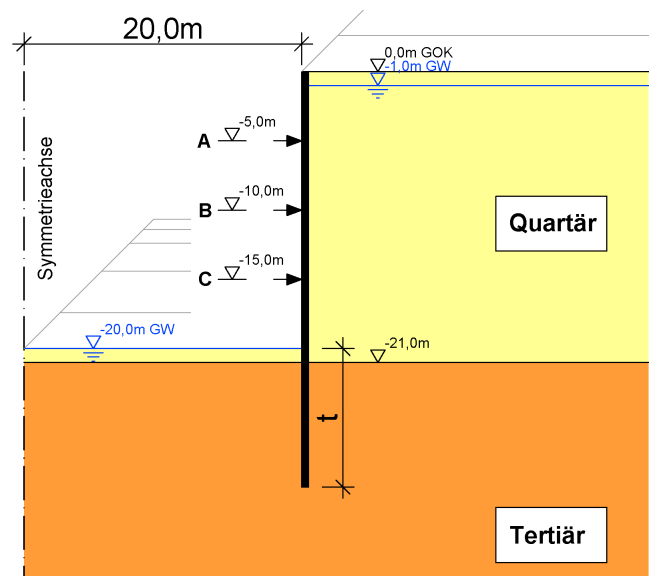


Bild 3: Beispiel A – System

4.4 Beispiel B

Die Baugrube im Beispiel B ist kreisrund und hat einen Durchmesser $d = 40$ m (Bild 4). Der Verbau bindet wie im Beispiel A ins abdichtende Tertiär ein, wobei die Einbindung hier aufgrund der Ringwirkung *nicht* als Erdwiderlager benötigt wird.

Der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch mit Hilfe der FEM lieferte als erforderliche Einbindetiefe etwa $t_{erf} = 13$ m – ebenso wie der entsprechende Nachweis mit dem Ansatz von Terzaghi unter Rückgriff auf die mit der FEM berechnete Potenzialverteilung.

Bild 5 zeigt die Potenziellinien und die sich abzeichnende Versagensfigur beim FEM-Nachweis mit $t = 13$ m. Ein Vergleich mit der rechteckigen

Bruchfigur nach Terzaghi zeigt, dass ihre Abmessungen durchaus vergleichbar sind – die Gestalt bei der FEM Berechnung aber eher einer Spirale ähnelt, die deutlich erkennbar auch unterhalb und hinter der Verbauwand verläuft.

Einmal unterstellt, der in der Praxis bewährte Nachweis nach Terzaghi basiere auf für Sande experimentell bestätigte Überlegungen, belegen die nach klassischem Ansatz und FEM-Berechnung gleichen erforderlichen Einbindetiefen die Plausibilität der FEM-Berechnung.

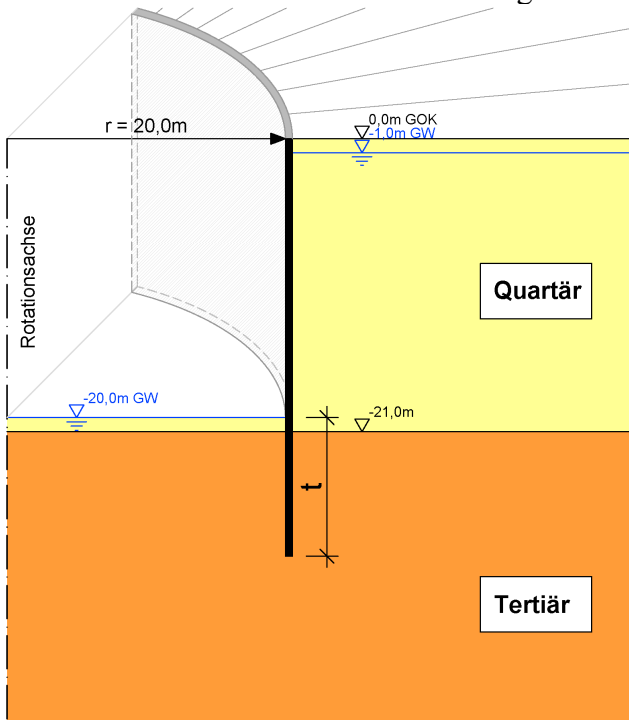


Bild 4: Beispiel B – System

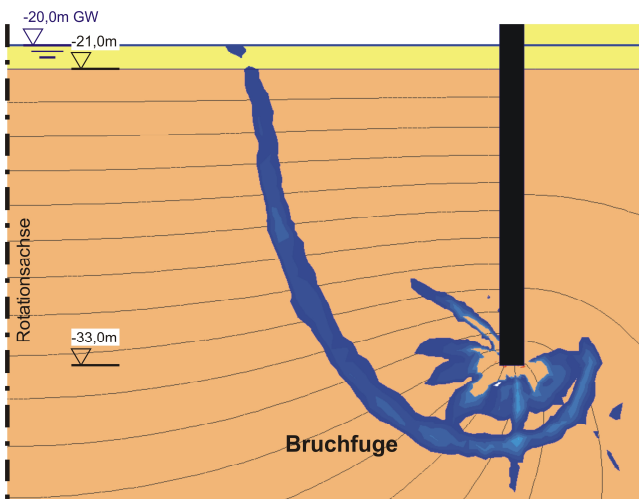


Bild 5: Beispiel B – Potenzialverteilung und Versagensfigur

Der Vorteil einer Nachweisführung mit der FEM wird dann offenkundig, wenn das Beispiel leicht modifiziert wird und die Verbauwand statt

ins Tertiär ($\phi=35^\circ$) in einen Baugrund mit anderer Scherfestigkeit einbindet.

So vergrößert sich bei der FEM-Berechnung die erforderliche Einbindetiefe bei einem Boden mit $\phi=25^\circ$ und einer dem Tertiär vergleichbaren Durchlässigkeit auf $t_{\text{erf}}=15$ m. Bindet die Verbauwand dagegen in Mergel ein, ergibt sich mit der FEM aufgrund der Kohäsion als Einbindetiefe nur $t_{\text{erf}}=8,5$ m. Der Nachweis nach Terzaghi kann hier nicht differenzieren und ergibt auch in diesen Fällen *einheitlich* etwa $t_{\text{erf}}=13$ m.

Eine Berechnung auf Basis klassischer Erdstatik kann also die Scherfestigkeit nicht adäquat berücksichtigen und führt bei höheren Scherfestigkeiten zu größeren Einbindetiefen, die sich bei Nachweisen mit der FEM vermeiden lassen.

4.5 Beispiel C

Die Baugrube im Beispiel C ist ebenfalls kreisrund; die Verbauwand bindet hier im Mergel ein (Bild 6). Im Vergleich zum Beispiel B ist der Durchmesser der Baugrube mit 20 m deutlich geringer, die Baugrube also schlanker und die hydraulische Belastung der Baugrubensohle durch aufwärts gerichtete Strömungskräfte somit größer.

In einem ersten Schritt wurde ermittelt, wie groß die Einbindetiefe der Wand sein müsste, um *ohne* zusätzliche Maßnahmen den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch erbringen zu können.

Aus der FEM-Berechnung ergab sich eine Einbindetiefe von $t_{\text{erf}}=11,5$ m; unter Ansatz des Bruchkörpers nach Terzaghi (bei Vernachlässigung der Scherfestigkeit) ergab sich im Vergleich dazu eine Einbindetiefe von $t_{\text{erf}}=16$ m.

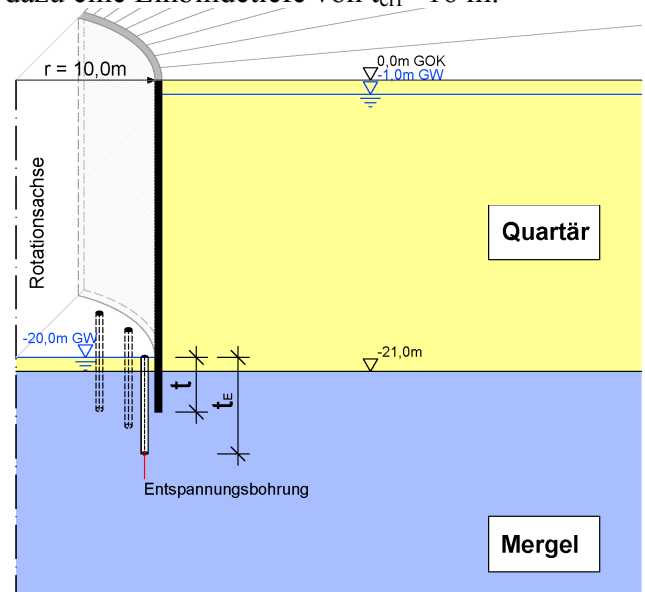


Bild 6: Beispiel C – System

Um noch mehr an Wandlänge zu sparen, bot es sich an, in der Baugrubensohle in Wandnähe Entspannungsbohrungen abzuteufen. Dadurch lassen sich die besonders in diesem Bereich ungünstig wirkenden Strömungskräfte ablenken, wobei der Wasserspiegel in den Bohrungen nicht unter die Baugrubensohle abgesenkt werden soll.

Die Dimensionierung dieser Entspannungsbohrungen sollte anhand des Nachweises gegen hydraulischen Grundbruch mit der FEM vorgenommen werden, weil in diesem Fall der rechteckige Bruchkörper von Terzaghi offenkundig *nicht* maßgeblich sein kann.

Für das Beispiel wurde zur Abdichtung gegen Wassereintritt aus dem Quartär eine Mindesteinbindetiefe in den Mergel von 2 m vorausgesetzt, d.h. $t=3$ m. Über eine Iteration mit der FEM war nun die erforderliche Tiefe der Entspannungsbohrungen zu ermitteln, die hier in einem lichten Abstand von 1 m zur Wand angeordnet werden sollten.

Die Bohrungen wurden als konzentrischer Graben mit einer Durchlässigkeit $k=10^{-4}$ m/s und einer seiner Umgebung entsprechenden Scherfestigkeit modelliert.

Erstes Ergebnis der FEM-Berechnung war die erforderliche Mindestdiefe der Entspannungsbohrungen von $t_E=5$ m (Bild 6). Um die im rotationssymmetrischen System unterstellte Grabenwirkung zu erzielen, sind die Abstände der Bohrungen untereinander entsprechend gering zu halten.

Ein weiteres Ergebnis der FEM-Berechnung war, dass die Entspannungsbohrungen bereits bei einem Aushubniveau von etwa 5 m oberhalb des Endaushubs wirksam sein müssen, um bei weiterem Bodenaushub den Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch erbringen zu können.

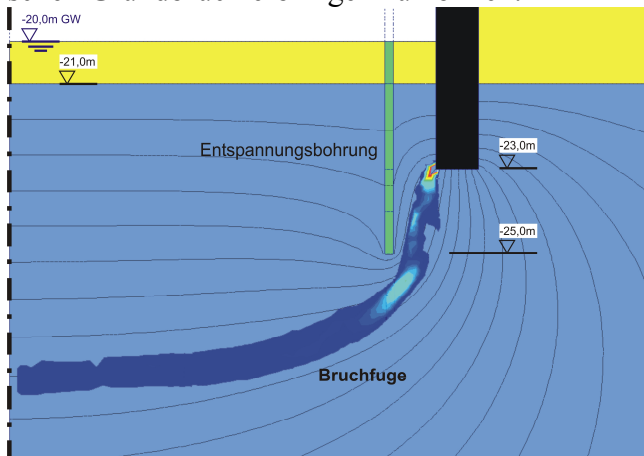


Bild 7: Beispiel C – Potenzielllinien

Bild 7 zeigt als Zwischenergebnis die Potenzielllinienverteilung beim Endaushub wenn zuvor die

Entspannungsbohrungen mit $t_E=5$ m abgeteuft wurden.

Auch die Frage nach dem zugehörigen potenziellen Bruchkörper wurde durch die FEM-Berechnung beantwortet. Da das Versagen unter Ansatz der Bemessungswerte noch nicht ganz erreicht war, wurde hierzu eine ϕ -c-Reduktion ausgeführt und die dabei entstehenden inkrementellen Verzerrungen ausgewertet. Bild 7 zeigt die dabei erkennbare Bruchfuge.

Das Beispiel zeigt, wie die FEM als Berechnungsmethode in einer Problemstellung, die einer Berechnung nach klassischer Erdstatik kaum zugänglich ist, zu wirtschaftlichen und sicheren Lösungen führen kann. Vor allem bei Problemstellungen, in denen potenzielle Versagensmechanismen unbekannt sind, ist eine Berechnung mit der FEM als Lösungsweg prädestiniert.

5. Quellennachweis

1. Heibaum, M. & Schwab, R.: *Nachweise nach DIN 1054:2003-1 mit numerischen Methoden*. Workshop Nachweise für Böschungen und Baugruben mit numerischen Methoden, Bauhaus-Universität Weimar, Schriftenreihe Geotechnik Heft 11, Weimar 2003, S. 95-101.
2. Perau, E.: *Hydraulischer Grundbruch und Versagen des Erdwiderlagers von Baugrubenwänden*. Die Bautechnik, 82 (2005), S. 605-613
3. Schweiger, H.: *Application of FEM to ULS design (Eurocodes) in surface and near surface geotechnical structures*. G. Barla & M. Barla (eds.): Proc. 11th Int. Conf. Computer Methods and Advances in Geomechanics. Vol. 4, Bologna: Patron Editore, 2005, p. 419-430
4. Brinkgreve, R. B. J. & Bakker, H. L.: *Non-linear finite element analysis of safety-factors*. G. Beer et al. (eds.): Proc. 7th Int. Conf. Int. Assoc. f. Comp. Meth. a. Adv. in Geomechanics. Rotterdam: Balkema, 1991, p. 1117-1122
5. Schweiger, H.: *Stand sicherheitsnachweise für Böschungen und Baugruben mittels FE-Methode durch Abminderung der Scherfestigkeit*. Workshop Nachweise für Böschungen und Baugruben mit numerischen Methoden, Bauhaus-Universität Weimar, Schriftenreihe Geotechnik Heft 11, Weimar 2003, S. 19-36.
6. Schanz, T.: *Aktuelle Entwicklungen bei Stand sicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik. Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 4*. Geotechnik, 29 (2006), S. 13-27