Standsicherheitsberechnungen von Baugruben – Berechnungsbeispiele

Beiblatt zu Empfehlung Nr. 4 des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“

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

Beispiel 1: Einfach ausgesteifte Schlitzwandbaugrube mit Auflast

Aufgabenstellung und Problemdefinition

In diesem Beispiel wird eine einfach ausgesteifte Schlitzwandbaugrube mit blockförmiger Auflast neben der Verbauwand gerechnet. Es werden verschiedene Berechnungsverfahren und -modelle der Finiten Element Methode angewendet und diese miteinander verglichen. Eine Stabzugberechnung wird zu Vergleichszwecken durchgeführt. Es wird auch auf einzelne die FE-Berechnung beeinflussende Parameter eingegangen.

In Bild 1 sind die Geometrie der Baugrube und die Abmessungen des Berechnungsausschnitts dargestellt. Die Größe des Berechnungsauschnitts wird entsprechend der Empfehlung Nr. 3 des Arbeitskreises AK 1.6 gewählt.

Elementnetz für FE-Berechnungen

Aufgrund der Symmetrie des Systems wird die Hälfte des Berechnungsausschnitts diskretisiert. Es werden 15-knotige Dreieckselemente für den Boden verwendet. Die Schlitzwand besteht aus Kontinuumselementen. Die Steife wird als Stabelement modelliert. Schlitzwand und Boden werden durch ein Interface-Element verbunden, durch welches das Reibungsverhalten zwischen Wand und Boden entsprechend dem Wandreibungswinkel festgelegt wird. Es werden 599 Elemente mit 4 984 Knoten verwendet, wobei die Anzahl der Integrationspunkte 7 188 beträgt. Die seitlichen Ränder werden in horizontaler Richtung, der untere Rand in beiden Richtungen fixiert (Bild 2).

Annahmen der FE-Berechnungen

Es werden zwei Berechnungen mit unterschiedlichen Stoffgesetzen durchgeführt. Es wird das elastische ideal-plastische Stoffgesetz mit Mohr-Coulombscher Bruchbedingung FEM(MC) sowie das „Hardening Soil“-Modell FEM(HS) verwendet. Das HS-Modell ist ein elasto-plastisches Stoffmodell mit deviatorischer und volumetrischer Verfestigung (SCHANZ, 1998). Das Materialverhalten von Schlitzwand und Steife wird als linear elastisch angenommen. In diesem ersten Beispiel steht zunächst der Vergleich mit den Stabzugberechnungen im Vordergrund. Aus diesem Grund wurden die Strukturelemente so gewählt, dass sie für die Tragfähigkeit des Gesamtsystems nicht maßgeblich sind.

Ablauf der FE-Berechnungen

Die Finite Elemente Berechnungen bestehen aus folgenden Berechnungsschritten:

- Primärspannungszustand, hier die Horizontalspannung, wird mit $K_0 = 1 - \sin \varphi$ berechnet,

Der Arbeitskreis 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. erarbeitet Empfehlungen zur Durchführung numerischer Berechnungen. In *geotechnik* 2006/1, S. 13-27, wurde der Abschnitt 4 der Empfehlungen „Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsmessungen in der Geotechnik“ veröffentlicht. Der vorliegende Beitrag ist ein Anhang zu dieser Empfehlung. Er zeigt für unterschiedliche Baugrubenkonstruktionen die Vorgehensweise bei numerischen Standsicherheitsberechnungen auf.

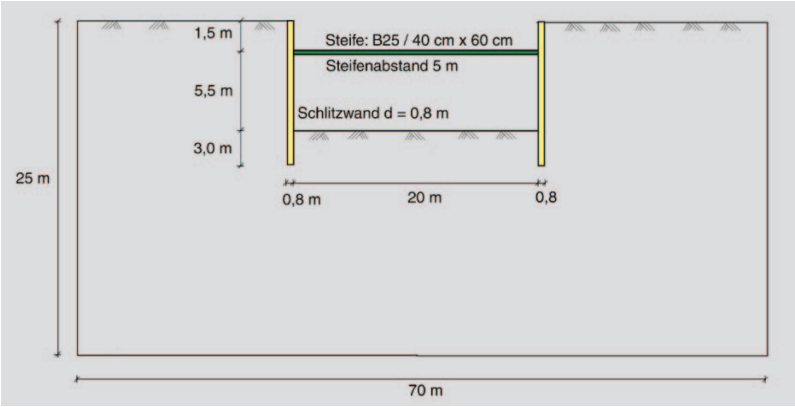


Bild 1. Geometrie und Berechnungsausschnitt, Beispiel 1.

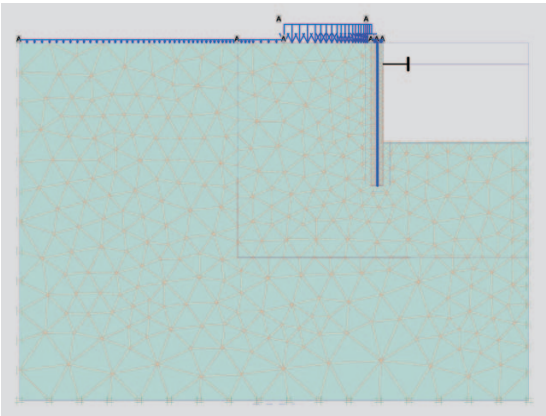


Bild 2. Elementnetz für Endaushub, Beispiel 1.

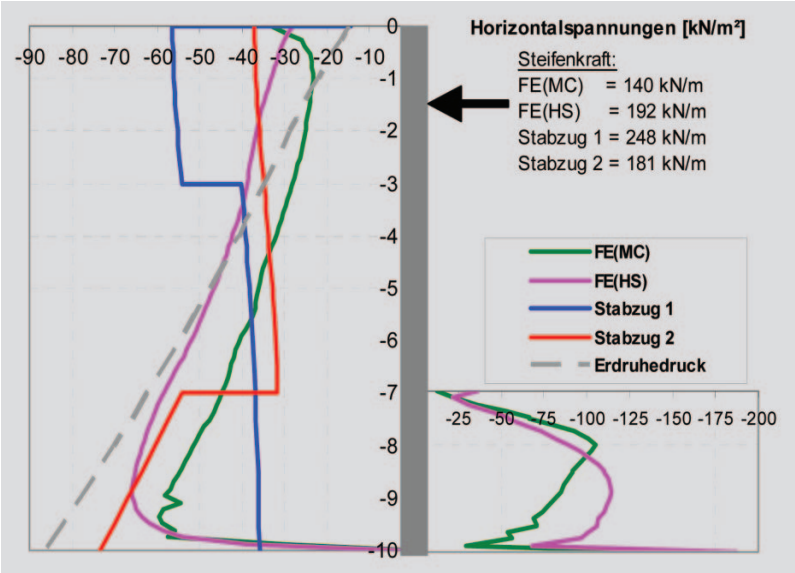


Bild 3. Horizontalspannungen aller Berechnungen von Beispiel 1 im Endaushubzustand.

- Auflasten: Blocklast und Flächenlast 10 kN/m² auf der gesamten Netzoberkante aktiviert,
- Aktivierung der Schlitzwand,
- Aushub bis zur Steifenlage,
- Aktivierung der Steife,
- Endaushub,
- φ/c-Reduktion zur Ermittlung des rechnerischen Bruchzustands.

Annahmen der Stabzugberechnungen

Ziel der Stabzugberechnungen ist ein Vergleich des Berechnungsverfahrens nach EAB EB 102 (Bettungsmodulverfahren) mit den numerischen Berechnungen. Es werden folgende Festlegungen getroffen:

Entsprechend der EAB EB 4 gilt für den Wandreibungswinkel für eine Ortbetonwand $\delta = \varphi/2$.

Bei vorab definierter Wandlänge muss für die Stabwerksberechnung der Einbindebereich der Wand als gebettet angenommen werden. Der Bettungsansatz wird vereinfacht rechteckförmig nach EB 102, Absatz 6a gewählt:

$$\frac{E_{sh}}{t_b} = \frac{60\ \text{MN/m}^2}{3\text{m}} = 20\ \text{MN/m}^3$$

Im oberen Einbindebereich wird die Bettung auf die Erdwiderstandsordinate begrenzt.

Für die Erddruckverteilung werden zwei Varianten gewählt. Für diese Geometrie gibt die EAB nach EB 70.2c eine abgestufte, rechteckförmige Verteilung vor. Diese Berechnung wird im Folgenden Stabzug 1 genannt. Die EB 102, Absatz 2 (genannt Stabzug 2) empfiehlt, den Erddruck bis zur Baugrubensohle rechteckförmig umzulagern und unterhalb dieser unverändert den klassischen mit der Tiefe zunehmenden Erddruck beizubehalten (siehe Bild 3).

Für beide Varianten wird mit erhöhtem aktiven Erddruck ($50\ \% \cdot Ea + 50\ \% \cdot E_0$) gerechnet. Dementsprechend muss für die Standsicherheitsnachweise entsprechend EAB EB 22 die Sicherheit im Erdwiderstand mit $\eta = 2{,}0$ angesetzt werden. Für die Ermittlung der Schnittgrößen wird im Folgenden die Sicherheit im Erdwiderstand abweichend von der EAB mit $\eta = 1{,}0$ festgelegt (nach EAB: $\eta = 1{,}2$), da sonst kein Vergleich mit den FE-Berechnungen möglich wäre.

1.6 Materialparameter

➤ Bodenkennwerte:
$\varphi = 35°$, $c = 0{,}1$ kN/m², $\psi = 5°$, $\gamma = 19$ kN/m³,
$\delta = \varphi/2 = 17{,}5°$ beziehungsweise $R_{inter} = 0{,}5$,
➤ FEM (MC):
$E_s = 25$ MN/m², $\nu = 0{,}3$, $K_0 = 0{,}43$,
➤ FEM (HS):
$E_{50}^{ref} = 25$ MN/m², $E_{ur}^{ref} = 75$ MN/m², $\nu_{ur} = 0{,}2$,
$m = 0{,}5$, $p_{ref} = 100$ kN/m², $K_0 = 0{,}43$,
➤ Schlitzwand:
$E = 30\,000$ MN/m², $\nu = 0{,}2$, $\gamma = 23$ kN/m³,
➤ Steife:
$E = 30\,000$ MN/m², $A = 0{,}24$ m²,
a (Steifenabstand) = 5,0 m.

Nachweise nach EB 103

In den folgenden Abschnitten werden die Berechnungen entsprechend der zu führenden Nachweise ausgewertet und die geforderten Nachweise geführt beziehungsweise dargestellt.

Auflagerkraft im Boden

Das Bild 3 zeigt die Horizontalspannungsverteilung der einzelnen Berechnungen sowohl auf der aktiven als auch auf der passiven Seite. Es zeigt sich, dass die auf die Verbauwand wirkenden Horizontalspannungen der Berechnung FEM(MC) deutlich geringer sind als die der anderen Berechnungen. Demzufolge fällt auch die Steifenkraft deutlich geringer aus. Der Erddruck der „Hardening Soil"-Berechnung ist am größten und entspricht in etwa dem Erdruhedruck. Für FEM(HS) ergibt sich nur eine geringe Erddruckumlagerung nach oben. Die Erddruckumlagerungen der Stabzugberechnungen entsprechen nicht den FE-Erddruckverteilungen. Die Erddruckumlagerung von Stabzug 1 führt zu einer deutlich abweichenden Steifenkraft.

Sicherheit im Erdwiderstand

Nachzuweisen ist für die FE-Berechnungen dieses Beispiels:

$$\eta = \frac{E_{pgh}}{B_h} \geq 2{,}0 \quad \text{nach EB 103, Abs. 8}$$

B_h Integration der Horizontalspannungen im Einbindebereich der Wand ($= \Sigma\sigma_h$),
E_{pgh} Grenzwert der Horizontalkomponente des Erdwiderstands.

Es ergeben sich folgende Sicherheiten:
- FEM (MC): $\eta = 2{,}68$,
- FEM (HS): $\eta = 2{,}26$,
- Stabzug 1: $\eta = 3{,}31$,
- Stabzug 2: $\eta = 2{,}42$.

Sicherheit gegen Geländebruch

Der Geländebruchnachweis der FE-Berechnungen erfolgt über die φ/c-Reduktion. Bei der φ/c-Reduktion werden die Scherparameter φ_d und c_d kontinuierlich auf φ_{red} und c_{red} reduziert, bis sich der rechnerische Bruchzustand einstellt. Über die Fellenius-Regel kann die Sicherheit gegen Geländebruch ermittelt werden.

$$\eta = \frac{\tan \varphi_k}{\tan \varphi_{red}} = \frac{c_k}{c_{red}} \geq 1{,}3$$

Für die Stabzugberechnung (siehe EB 45) erfolgt ein konventioneller Nachweis mit dem Lamellenverfahren nach Bishop. Das Ergebnis der Stabzugberechnung ist bei diesem Beispiel unabhängig von der Erddruckfigur. Es ergeben sich folgende Sicherheiten:

- FEM (MC): $\eta = 1{,}80$,
- FEM (HS): $\eta = 1{,}81$,
- Stabzug: $\eta = 1{,}85$.

Bild 4 zeigt die inkrementellen Schubverzerrungen von FEM(HS) nach der φ/c-Reduktion.

Gleichgewicht der Vertikalkräfte

Dieser Nachweis kann hier entsprechend EB 103, Absatz 9 für die FE-Berechnungen entfallen, weil die entsprechende Gleichgewichtsbedingung in der numerischen Berechnung schon enthalten ist.

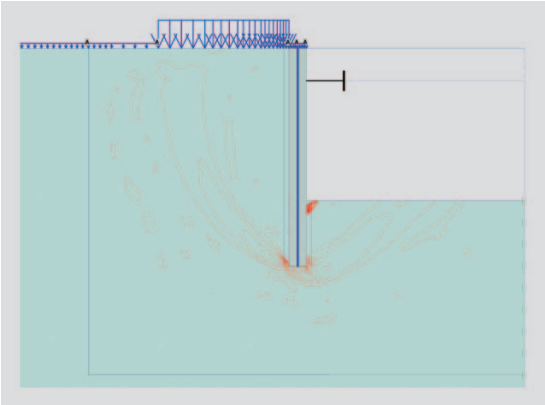
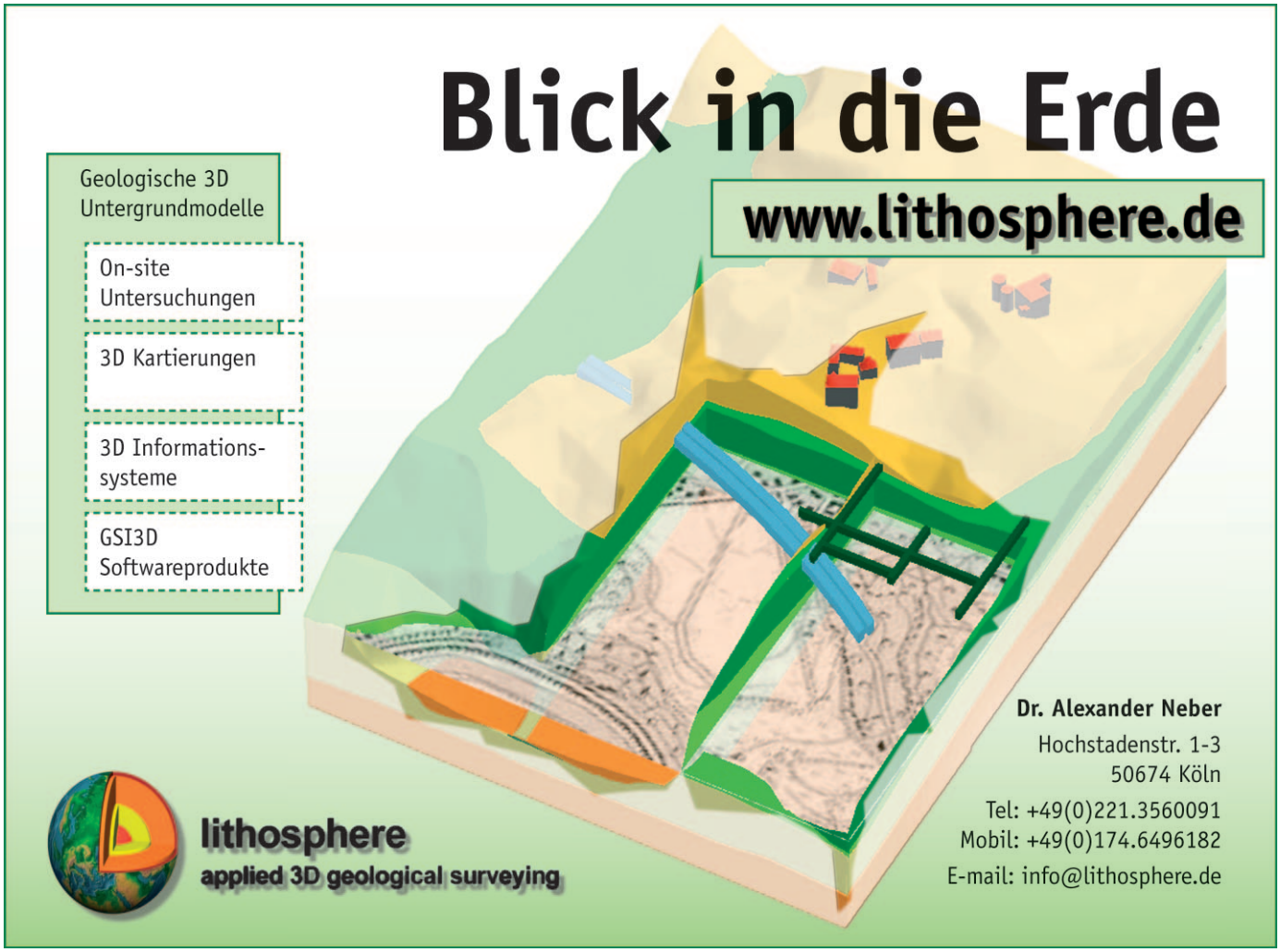


Bild 4. Inkrementelle Schubverzerrungen im Bruchzustand, Beispiel 1.

Für die Stabzugberechnung müsste dieser Nachweis nach EB 9 geführt werden. Da die Stabzugberechnung hier nur einen vergleichenden Charakter hat, wird auf den Nachweis verzichtet.

Schnittgrößen und Verschiebungen

Bild 5 zeigt Biegemomente, Querkräfte und Verschiebungen der Schlitzwand in den einzelnen Berechnungen. Sowohl Biegemomente als auch Querkräfte der FEM(HS)-Berechnung fallen am größten aus. Dies ist eine unmittelbare Folge der hohen Horizontalspannungen (vgl. Bild 3). Die Berechnungsergebnisse von FEM(MC) zeigen zu hohe Fußverschiebungen, da die infolge Vorbelastung erhöhte Bodensteifigkeit nicht erfasst wird.



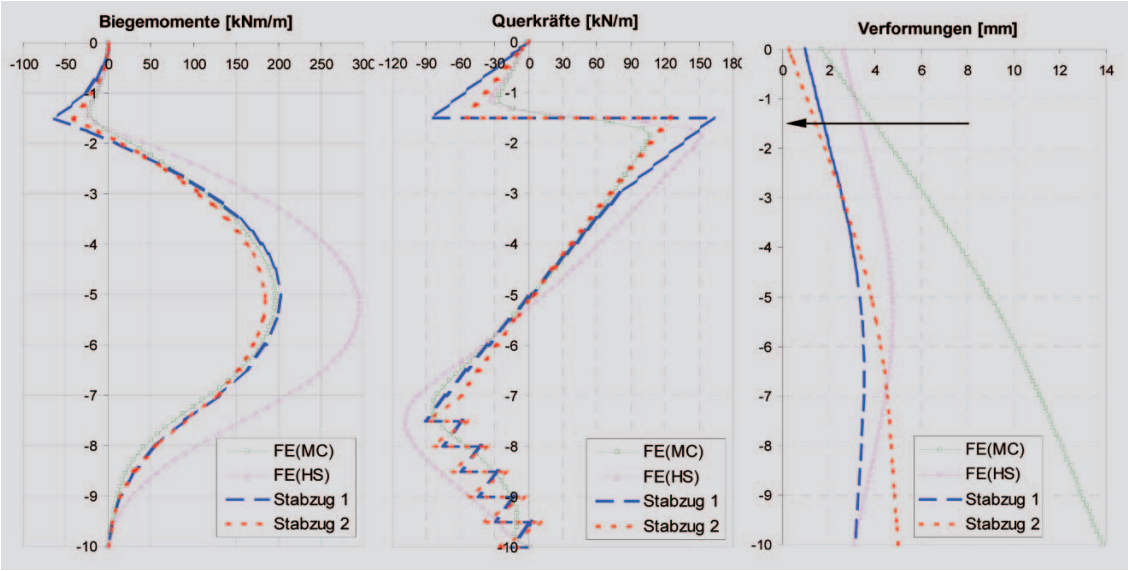


Bild 5. Biegemomente, Querkräfte und Horizontalverformung im Endaushubzustand, Beispiel 1.

Das HS-Modell berücksichtigt die Änderung der Bodensteifigkeit, die sich aus Spannungsänderungen infolge Aushubentlastung ergibt, und liefert damit ein realistisches Verformungsbild am Wandfuß. Die Steife wurde in der Stabzugberechnung als Feder angesetzt, die Wandbewegung ähnelt FEM(HS).

Einfluss der Wandmodellierung auf die Geländebruchsicherheit

In diesem Abschnitt wird der Einfluss der Modellierung der Schlitzwand auf die errechnete Sicherheit gegen Geländebruch untersucht. Wird die Schlitzwand nicht mit Kontinuumselementen, sondern mit Balkenelementen nachgebildet, ergibt sich ein identisches Versagensbild (Bild 6), der Sicherheitsfaktor verringert sich jedoch auf $\eta = 1{,}60$. Dies kann auf die fehlende Aufstandsfläche zurückgeführt werden. Fügt man dem Balkenelement am Wandfuß einen 80 cm langen Querbalken hinzu (Bild 7), so errechnet sich der Sicherheitsfaktor zu $\eta = 1{,}80$ und entspricht damit dem Wert, der sich mit Kontinuumselementen ergibt. Die Werte sind gültig für einen Wandreibungswinkel von $\delta = \varphi/2 = 17{,}5°$. Auch unter dem Querbalken wurde ein Interface-Element angeordnet. Abhängig von der Wandmodellierung ergeben sich folgende Sicherheiten:

- Kontinuum: $\eta = 1{,}81$,
- Balken: $\eta = 1{,}60$,
- Balken + Querbalken: $\eta = 1{,}80$.

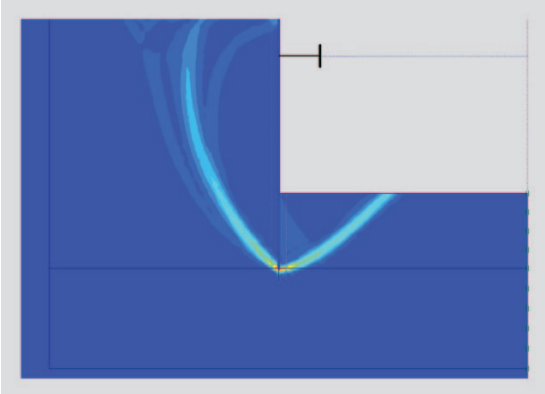


Bild 6. Inkrementelle Schubverzerrungen im Bruchzustand, Wandmodellierung mit Balkenelementen, Beispiel 1.

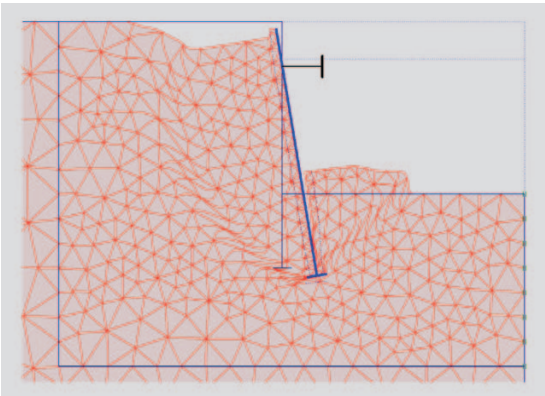


Bild 7. Verformtes Netz im Bruchzustand, Wandmodellierung mit Balkenelementen mit Querbalken am Wandfuß, Beispiel 1.

Einfluss der Wandreibung auf Geländebruchsicherheit

Die in den vorangegangenen Abschnitten gezeigten Ergebnisse wurden unter Berücksichtigung eines Wandreibungswinkels von $\delta = \varphi/2 = 17{,}5°$ ermittelt. Wird ein Verbund zwischen Wand und umgebendem Boden angenommen (keine Anordnung von Interface-Elementen), so ergeben sich durchweg höhere Werte für die Sicherheit gegen Böschungsbruch, beeinflusst wiederum von der Art der Wandmodellierung:

- Kontinuum: $\eta = 1{,}91$,
- Balken: $\eta = 1{,}74$,
- Balken + Querbalken: $\eta = 1{,}84$.

Fazit Beispiel 1

- Der Erddruck der Berechnung mit dem elastisch-plastischen „Hardening-Soil"-Stoffmodell FEM(HS) entspricht etwa dem Erdruhedruck.
- Die Berechnung FEM(HS) zeigt nur eine geringe Erddruckumlagerung. Stabzug 2 entspricht dem am ehesten.
- Die Ankerkraft von FEM(HS) passt sehr gut zu den anderen Berechnungen, die Schnittgrößen von FEM(HS) sind mit Abstand die größten.

- Die FE-Berechnung FEM(HS) liefert ein realistisches Verformungsbild.
- Die errechnete Sicherheit gegen Geländebruch ist unabhängig davon, ob der Ausgangszustand für die φ/c–Reduktion mit dem Mohr-Coulombschen Modell oder mit dem „Hardening-Soil"-Modell berechnet wird.
- Das Fehlen der Aufstandsfläche bei Modellierung der Wand mit Balkenelementen verringert den errechneten Wert der Geländebruchsicherheit. Dies kann mit der Anordnung eines Querbalkens vermieden werden.
- Der Wandreibungswinkel beeinflusst ebenfalls die errechnete Sicherheit.

Beispiel 2: Einfach ausgesteifte Spundwandbaugrube – Strukturteile plastisch

Aufgabenstellung

In diesem Beispiel wird der Einfluss der Tragfähigkeit der Baugrubenwand auf den errechneten Sicherheitsbeiwert η gegen Geländebruch untersucht. Es werden zwei Berechnungen durchgeführt: In der ersten Berechnung wird die Spundwand mit elastischem Materialverhalten berücksichtigt, in der zweiten Berechnung mit elastisch ideal-plastischem Materialverhalten. Es wird ein Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Struktur} = 1{,}5$ berücksichtigt, das heißt, das eingegebene maximale aufnehmbare Moment entspricht dem plastischen Moment, abgemindert durch $\gamma_{Struktur}$. Das Beispiel wurde so gewählt, dass die Aussteifung ein nahezu unverschiebliches Auflager ergibt und das plastische

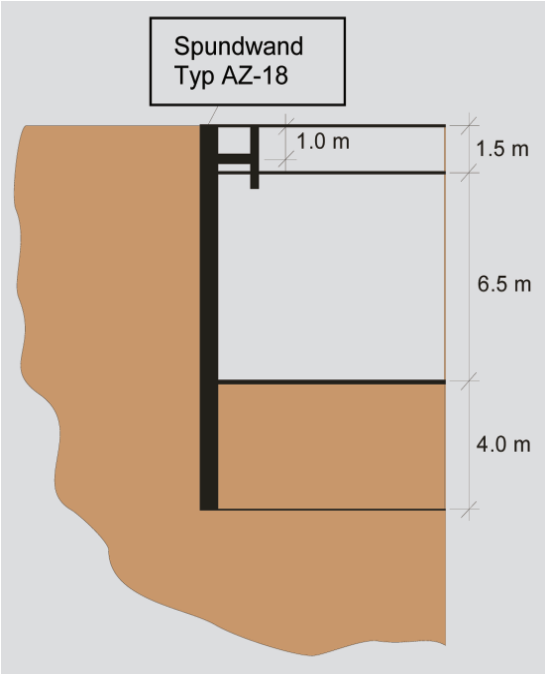


Bild 8. Geometrie, Beispiel 2.

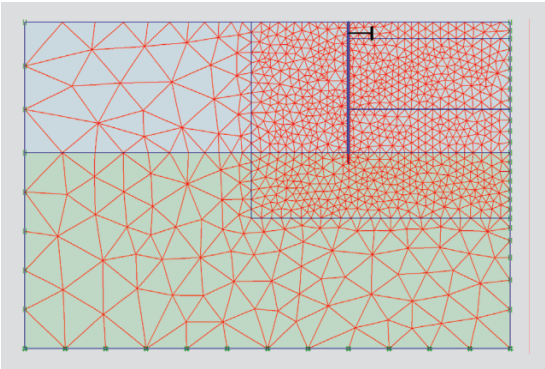
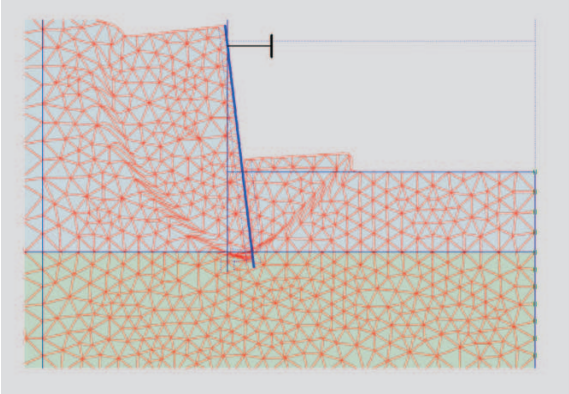


Bild 9. Elementnetz, Beispiel 2.



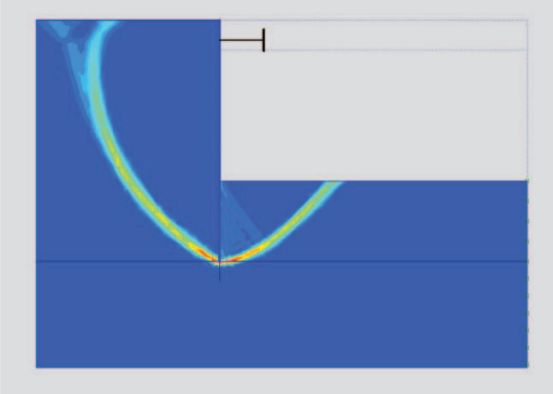
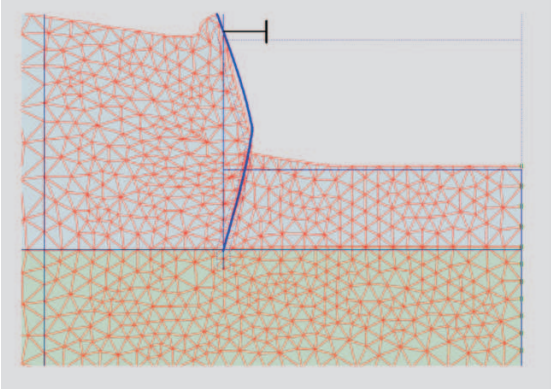


Bild 10. Bruchmechanismus und inkrementelle Schubverzerrungen im Beispiel 2 – Strukturteile elastisch, η = 1,95.



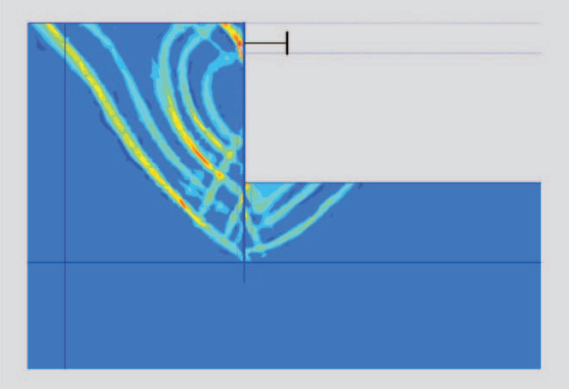


Bild 11. Bruchmechanismus und inkrementelle Schubverzerrungen im Beispiel 2 – Strukturteile plastisch, η = 1,73.

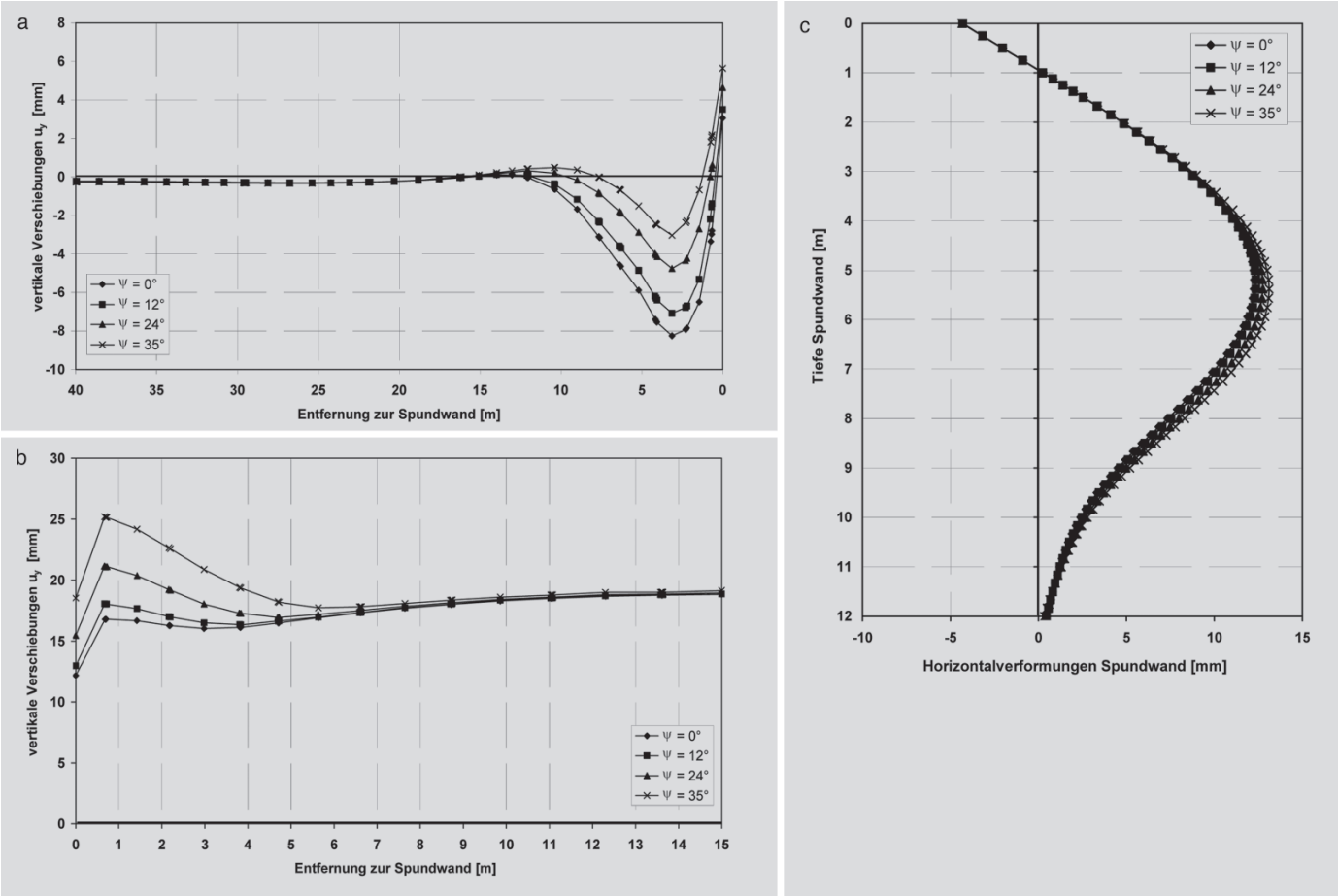


Bild 12. Einfluss des Dilatanzwinkels auf Vertikalverschiebung der Geländeoberfläche hinter der Wand (a), Horizontalverschiebung der Wand (b) und Vertikalverschiebung der Aushubsohle (c).

Moment in der Spundwand maßgebend wird. Die geometrischen Abmessungen folgen aus Bild 8. Die Gesamtbreite der Baugrube beträgt 30 m.

Elementnetz und Randbedingungen

Ein sehr feines Netz, bestehend aus 1 980 15-knotigen Dreieckselementen, wurde für die Elementierung verwendet (Bild 9). Die seitlichen Ränder wurden in horizontaler Richtung und der untere Berechnungsrand in horizontaler und vertikaler Richtung fixiert.

Materialparameter

➤ Bodenkennwerte (HS-Modell):
$\varphi = 35°$, $c = 0{,}1$ kN/m², $\psi = 0°$, $\gamma = 17$ kN/m³,
$R_{inter} = 0{,}7$, $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = 45$ MN/m²,
$E_{ur}^{ref} = 135$ MN/m², $\nu_{ur} = 0{,}2$, $m = 0{,}5$,
$p_{ref} = 100$ kN/m², $K_0 = 0{,}43$,
➤ Spundwand:
EA = 3,008E6 kN/m, EI = 6,84E4 kNm²/m,
$M_{pl} = 505$ kNm/m,
➤ Steife:
EA = 7,2E6 kN/m, a (Steifenabstand) = 1,0 m.

Berechnungsablauf

Die Berechnung besteht aus folgenden Berechnungsschritten:

- ➪ Primärspannungszustand mit $K_0 = 1 - \sin\varphi$,
- ➪ Aktivierung der Spundwand und Aushub -1,5 m,
- ➪ Aktivierung Steife und Aushub -8,0 m,
- ➪ Reduktion der Scherparameter φ und c bis rechnerischer Bruchzustand erreicht wird.

Bruchmechanismus – Sicherheitsfaktor

Bild 10 zeigt den Verschiebungsplot und die inkrementellen Schubverzerrungen im Bruchzustand für den Fall „Strukturteile elastisch". Das Bild 11 zeigt die Ergebnisse der Berechnung mit nichtlinearem Materialverhalten der Spundwand, bei der ein Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Struktur} = 1{,}5$ berücksichtigt wurde (Begrenzung des maximal aufnehmbaren Moments $M_{max} = M_{pl}/1{,}5 = 337$ kNm/m). Die Auswirkung des plastischen Moments in der Spundwand auf den Versagensmechanismus ist klar erkennbar.

Einfluss des Dilatanzwinkels auf das Verformungsverhalten und den Sicherheitsfaktor

In den oben angeführten Berechnungen wurde der Dilatanzwinkel $\psi = 0$ angenommen. Um den Einfluss des Dilatanzwinkels auf Verformungen und Sicherheitsfaktor darzustellen, wurden Vergleichsberechnungen mit $\psi = 12°$, 24° und 35° durchgeführt. Die Ergebnisse für die Vertikalverschiebungen an der Geländeoberfläche hinter der Wand (a), für die Horizontalverschiebung der Wand (b) und die Hebung der Baugrubensohle (c) sind im Bild 12 dargestellt. Es zeigt sich, dass der Einfluss des Dilatanzwinkels auf die Horizontalverschiebung der Wand nicht signifikant ist, die Verschiebun-

gen an der Geländeoberfläche beziehungsweise der Sohlfläche sind nur für sehr hohe, und somit im allgemeinen nicht realistische, Dilatanzwinkel wesentlich verschieden von den Ergebnissen mit $\psi = 0$. Der Sicherheitsfaktor ist für das betrachtete Beispiel ebenfalls nur unwesentlich beeinflusst. So ergibt eine (sehr unrealistische) Annahme eines Dilatanzwinkels von 35° einen Sicherheitsfaktor von $\eta = 1{,}78$ (Wand plastisch) gegenüber $\eta = 1{,}73$ unter Annahme von $\psi = 0$.

Fazit Beispiel 2

Aus den Bildern 10 und 11 ist klar ersichtlich, dass sich der Bruchmechanismus ändert, wenn im Zuge der Reduzierung der Scherfestigkeitsparameter des Bodens das plastische Moment in der Spundwand erreicht wird. Die in Bild 10 ersichtliche ausgeprägte Gleitfläche geht in mehrere, verteilte Bruchflächen über (vgl. Bild 11).

Der Dilatanzwinkel hat einen geringen Einfluss auf das Verformungsverhalten und den errechneten Sicherheitsfaktor.

Beispiel 3: Zweifach ausgesteifte Schlitzwandbaugrube – Strukturteile plastisch

Aufgabenstellung

Ziel dieses Abschnitts ist es, nochmals aufzuzeigen, dass die Berücksichtigung der Tragfähigkeit der Strukturelemente den errechneten Sicherheitsfaktor für Geländebruch entscheidend beeinflusst, wobei in diesem Fall, im Unterschied zu Beispiel 2, die Tragfähigkeit der Steifen maßgebend ist.

Beispiel 3 entspricht bezüglich der Materialparameter Beispiel 1, es werden jedoch eine zweite Steifenlage angeordnet und ein entsprechend tiefer Aushub ausgeführt (Bild 13). Die Strukturelemente werden wie im Beispiel 2 mit elastischem beziehungsweise elastisch ideal-plastischem Materialverhalten mit Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwerts $\gamma_{Struktur} = 1{,}5$ in die Berechnung eingeführt.

Elementnetz und Randbedingungen

Es wurde die Hälfte des Berechnungsausschnitts diskretisiert, dabei wurden 788 15-knotige Dreieckselemente verwendet (Bild 14). Die seitlichen Ränder wurden in horizontaler Richtung und der untere Berechnungsrand in horizontaler und vertikaler Richtung fixiert.

Materialparameter

Die Bodenkennwerte für das „Hardening-Soil" Modell sind aus Beispiel 1 übernommen. Die Schlitzwand wird mit Kontinuumselementen modelliert, Interface-Elemente mit $\delta = \varphi/2$ beziehungsweise $R_{inter} = 0{,}5$ entsprechend Beispiel 1 wurden angeordnet.

➤ Schlitzwand (linear elastisches Materialverhalten):

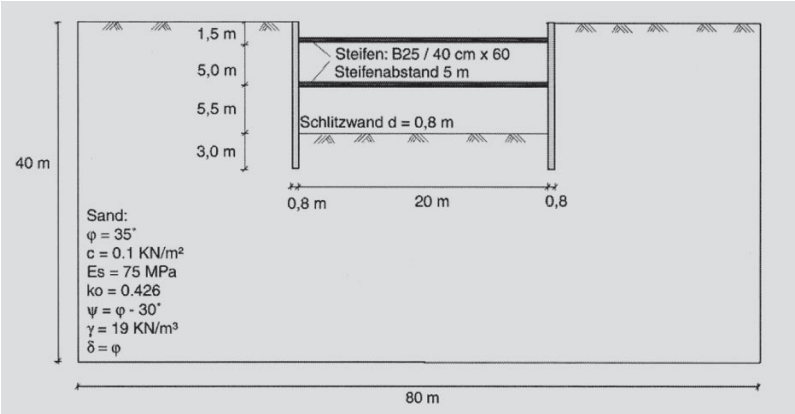


Bild 13. Geometrie, Beispiel 3.

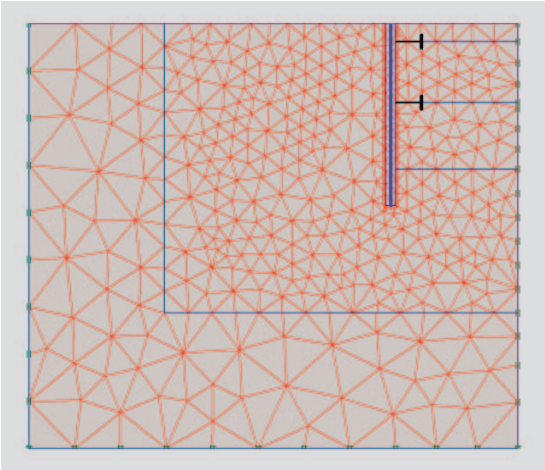


Bild 14. Elementnetz, Beispiel 3.

$E = 3{,}0E7$ kN/m², $\nu = 0{,}2$, $d = 0{,}8$ m,

➤ Steife:

$E = 3{,}0E7$ kN/m², $A = 0{,}24$ m²,

$N_{pl} = 1\,200$ kN/m, a (Steifenabstand) = 5 m.

Berechnungsablauf

Die Berechnung besteht aus folgenden Berechnungsschritten:

- Primärspannungszustand mit $K_0 = 1 - \sin\varphi$,
- Aktivierung der Schlitzwand und Aushub -1,5 m,
- Aktivierung Steife 1 und Aushub -6,5 m,
- Aktivierung Steife 2 und Aushub -12,0 m,
- Reduktion der Scherparameter φ und c bis rechnerischer Bruchzustand erreicht wird.

Bruchmechanismus – Sicherheitsfaktor

Bild 15 oben zeigt die inkrementellen Schubverzerrungen im Bruchzustand für den Fall „Strukturteile elastisch". Es ist deutlich zu erkennen, dass lokales Versagen am Wandfuß das Ergebnis beeinflusst, der errechnete Wert für den Sicherheitsfaktor ist $\eta = 4{,}46$. Betrachtet man die Schnittgrößen in den Strukturteilen, so erkennt man, dass in der oberen Steifenlage Zugkräfte (im Bruchzustand 1 470 kN/m), und in der unteren Steifenlage nicht aufnehmbare Druckkräfte (im Bruchzustand -3 750 kN/m) errechnet werden. Dies wiederum bedeutet, dass der errechnete Sicherheitsfaktor nicht aussagekräftig ist. Bild 15 unten zeigt die inkrementellen Schubverzerrungen im

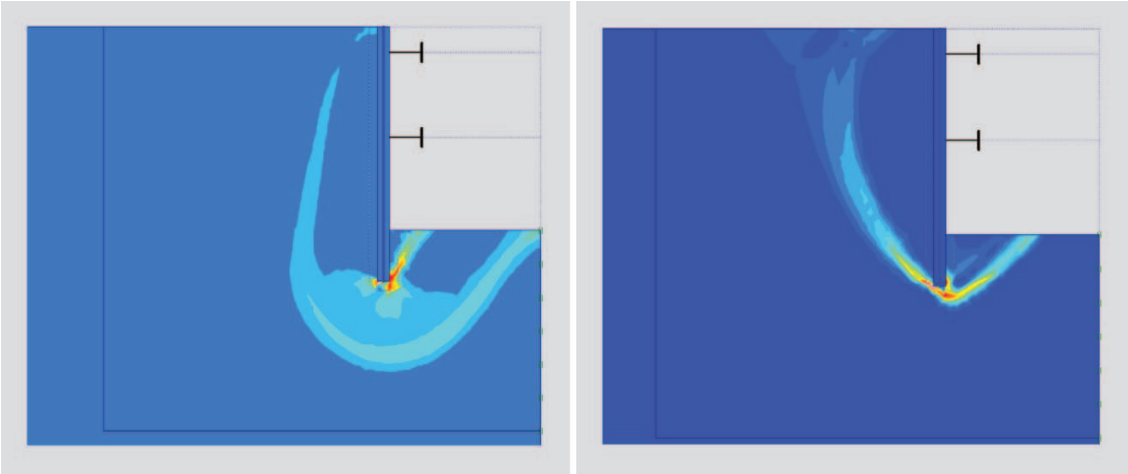


Bild 15. Inkrementelle Schubverzerrungen im Bruchzustand im Beispiel 3: Strukturteile elastisch, η = 4,46 (links), Strukturteile plastisch, η = 1,92 (rechts).

Bruchzustand für den Fall elastisch ideal-plastischen Materialverhaltens der Strukturteile, wobei ein Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Struktur}$ = 1,5 berücksichtigt wurde (maximal aufnehmbare Normalkraft $N_{max} = N_{pl}/1{,}5$ = 800 kN/m). Die maximal zulässige Druckkraft wird in der unteren Steifenlage erreicht, die obere Steife bleibt in diesem Fall unter Druckbelastung, dementsprechend ergibt sich wieder ein klares Versagensbild mit einem Wert von η = 1,92, einem deutlich geringeren Wert als bei Annahme elastischen Verhaltens der Steifen.

Fazit Beispiel 3

Im Bild 15 wird der signifikante Einfluss der Berücksichtigung der Tragfähigkeit der Steifen auf den Sicherheitsfaktor „Bodenversagen" deutlich. Es wird in diesem Beispiel klar gezeigt, dass eine Abminderung der Scherfestigkeit im Boden ohne gleichzeitige Berücksichtigung der Tragfähigkeit der Strukturelemente ein völlig falsches Sicherheitsniveau vortäuschen kann.

Beispiel 4: Dreifach rückverankerte Schlitzwandbaugrube

Aufgabenstellung

In diesem Beispiel wird eine dreifach rückverankerte Schlitzwandbaugrube mit der Methode der Finiten Elemente berechnet. Vergleichend wird eine konventionelle Stabzugberechnung durchgeführt. Alle erforderlichen Nachweise für diesen Verbau werden geführt. In Bild 16 ist die Geometrie der Baugrube dargestellt. Strömungskräfte zufolge GW-Spiegeldifferenz werden in diesem Beispiel vereinfachend nicht berücksichtigt.

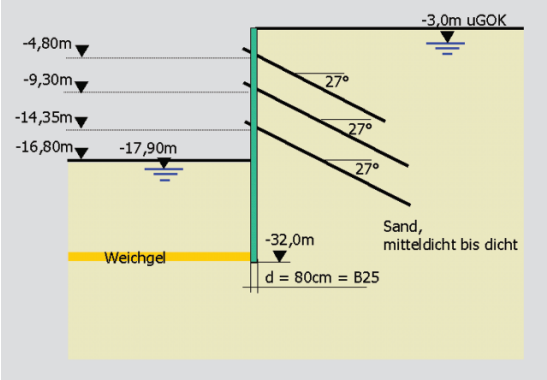


Bild 16. Geometrie, Beispiel 4.

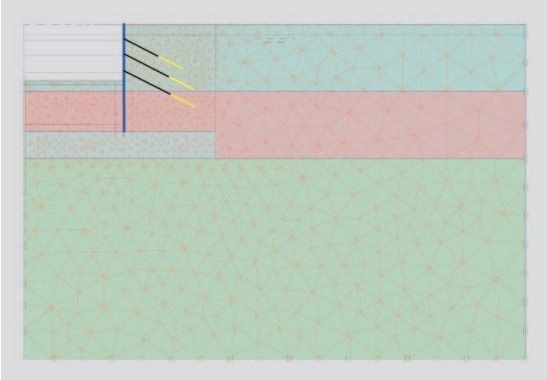


Bild 17. Elementnetz für Endaushub, Beispiel 4.

4.2 Elementnetz und Randbedingungen

Das Elementnetz besteht aus sechsknotigen Dreiecken (Bild 17). Die Elementanzahl beträgt 1 782, die Knotenanzahl 3 739 und die Anzahl der Integrationspunkte 5 346.

Die Schlitzwand wird als Stab diskretisiert. Das Reibungsverhalten zwischen Verbauwand und Boden wird über ein Interface-Element gesteuert. Die Ankerverpresskörper werden mit Membranelementen, die ausschließlich auf Zug beansprucht werden können, abgebildet. Die Ankerzugglieder werden als Stabelemente modelliert, die unabhängig vom Elementnetz die Verpresskörper mit der Verbauwand verbinden. Die seitlichen Ränder werden in horizontaler Richtung, der untere Rand in beiden Richtungen fixiert.

Annahmen FE-Berechnung

Es wird das elastisch-plastische Stoffgesetz „Hardening-Soil" angewandt. Die Bruchbedingung dieses Stoffgesetzes enthält die Mohr-Coulombsche Bruchbedingung, die Steifigkeitsentwicklung des Materials, das heißt des Bodens, ist spannungsabhängig. Das Materialverhalten von Schlitzwand, Ankern und Verpresskörper wird jeweils als linear

Tabelle 1. Bodenkennwerte – Beispiel 4.

Boden-schichten [m]	γ [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	R_i (δ) [°]	$E_s = E_{50}$ [MN/m²]	ψ [°]	K_0 [–]	E_{ur} [kN/m²]	ν_{ur} [–]	m [–]	p_{erf} [kN/m²]
0 – 20	19/10	35	0,1	0,5	45	5	0,426	180	0,2	0,5	100
20 – 40	19/10	38	0,1	0,5	75	6	0,384	300	0,2	0,5	100
>40	19/10	38	0,1	0,5	105	6	0,384	315	0,2	0,5	100

elastisch angenommen. Die Berechnung wird in Folge mit FEM(HS) benannt.

Ablauf FE-Berechnung

Die Finite Elemente Berechnung besteht aus folgenden Berechnungsschritten:

- Primärspannungszustand wird mit $K_0 = 1 - \sin \varphi$ berechnet,
- Aktivierung der Schlitzwand,
- Aushub bis zur 1. Ankerlage mit GW-Absenkung bis zur Aushubkote -4,80 m,
- Aktivierung des 1. Ankers,
- Aushub bis zur 2. Ankerlage mit GW-Absenkung bis zur Aushubkote -9,30 m,
- Aktivierung des 2. Ankers,
- Aushub bis zur 3. Ankerlage mit GW-Absenkung bis zur Aushubkote -14,35 m,
- Aktivierung des 3. Ankers,
- Endaushub mit GW-Absenkung bis zur Aushubkote -17,90 m,
- φ/c-Reduktion zur Ermittlung des rechnerischen Bruchzustands.

Annahmen Stabzugberechnung

Ziel dieser Stabzugberechnung ist der Vergleich der Festlegungen der EAB für konventionelle Methoden mit der Finite Elemente Methode. Es werden folgende Annahmen getroffen:

Entsprechend der EAB EB 4 wird für eine Ortbetonwand der Wandreibungswinkel mit $\delta = \varphi/2$ festgelegt.

Bei vorab definierter Wandlänge muss für die Stabwerksberechnung der Einbindebereich der Wand als gebettet angenommen werden. Folgender Bettungsansatz wurde gewählt:

- Von 0 bis -3 m unter Baugrubensohle: linear ansteigend bis 20 MN/m²,
- Ab -3 m unter Baugrubensohle: 20 MN/m³ konstant.

Im oberen Einbindebereich wird die Bettung auf die Erdwiderstandsordinate begrenzt. Erddruck und Erdwiderstand werden im Einbindebereich nicht überlagert.

Für die Erddruckverteilung werden zwei Varianten gewählt:

- Stabzug 1: Keine Erddruckumlagerung (dreieckige, klassische Verteilung nach Blum)
- Stabzug 2: Trapezförmige Erddruckumlagerung von der 1. Ankerlage bis zum Wandfuß (dies entspricht nicht den Normen)

Für beide Varianten wird der aktive Erddruck angesetzt. Da der Verbau als gebettet angenommen wird, werden Erddruck und Erdwiderstand nicht überlagert.

Tabelle 2. Rechenwerte Schlitzwand – Beispiel 4.

	EA [kN/m]	EI [kNm²/m]	γ [kN/m³]	ν [–]
Schlitzwand	2,4 □10	1,28□10	24	0,15

Tabelle 3. Rechenwerte Anker – Beispiel 4.

		1. Ankerlage	2. Ankerlage	3. Ankerlage
Ankerlängen				
Mitte Verbau bis Ende Verpresskörper	[m]	19,8	23,3	23,8
Verpresskörperlänge	[m]	8	8	8
Ankerabstand	[m]	2,3	1,35	1,35
EA (freie Ankerlänge)	[kN]	2,18□10	2,46□10	2,46□10
EA (Verpresskörper)	[kN/m]	4,92□10	8,35□10	8,35□10
Vorspannkräfte	[kN]	770	945	980

Für die Standsicherheitsnachweise wird die Stabzugberechnung entsprechend EAB EB 19 mit einer Sicherheit im Erdwiderstand von $\eta = 1{,}5$ durchgeführt. Für die Ermittlung der Schnittgrößen wird die Sicherheit im Erdwiderstand abweichend von der EAB mit $\eta = 1{,}0$ festgelegt (nach EAB: $\eta = 1{,}2$), da sonst kein Vergleich mit der FE-Berechnung möglich wäre.

Materialparameter

Die verwendeten Bodenkennwerte sind in der Tabelle 1 zusammengefasst. Die Rechenparameter für die Schlitzwand sind in der Tabelle 2 und für die Anker in der Tabelle 3 dargestellt

Nachweise nach EB 103

In den folgenden Abschnitten werden die Berechnungen entsprechend der zu führenden Nachweise ausgewertet, die geforderten Nachweise geführt beziehungsweise dargestellt.

Auflagerkraft im Boden

Bild 18 zeigt die Horizontalspannungsverteilung der einzelnen Berechnungen auf der aktiven und für die FEM(HS)-Berechnung auch auf der passiven Seite. Der Horizontaldruck von FE(HS) ist deutlich größer als der der Stabzugberechnungen. Dies ist vor allem im Einbindebereich der Wand der Fall. Entsprechend wird auch ein größerer Erdwiderstand geweckt. Die Ankerkräfte folgen dieser Tendenz.

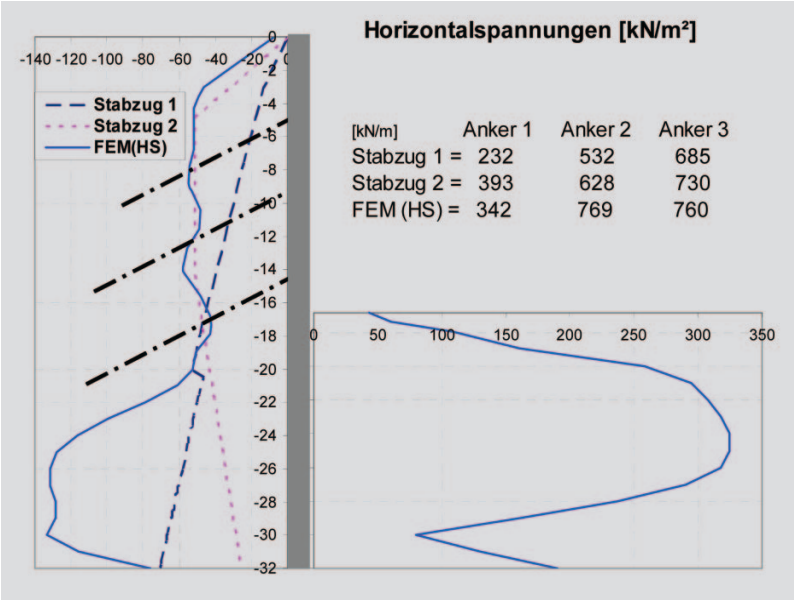


Bild 18. Horizontalspannungen aller Berechnungen von Beispiel 4 im Endaushubzustand.

Sicherheit im Erdwiderstand

Nachzuweisen ist für die FE-Berechnung nach EB 103, Absatz 8:

$$\eta = \frac{E_{pgh}}{B_b} \geq 2{,}0$$

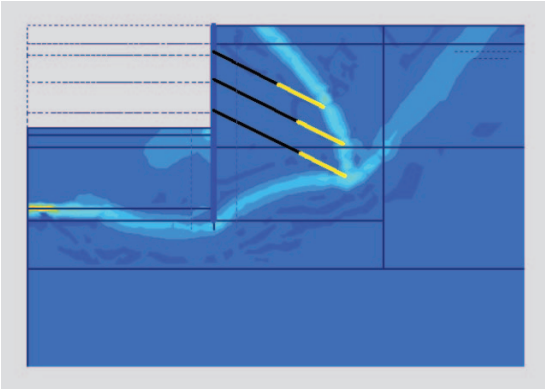


Bild 19. Plastische Schubverzerrungen im rechnerischen Bruchzustand – Beispiel 4.

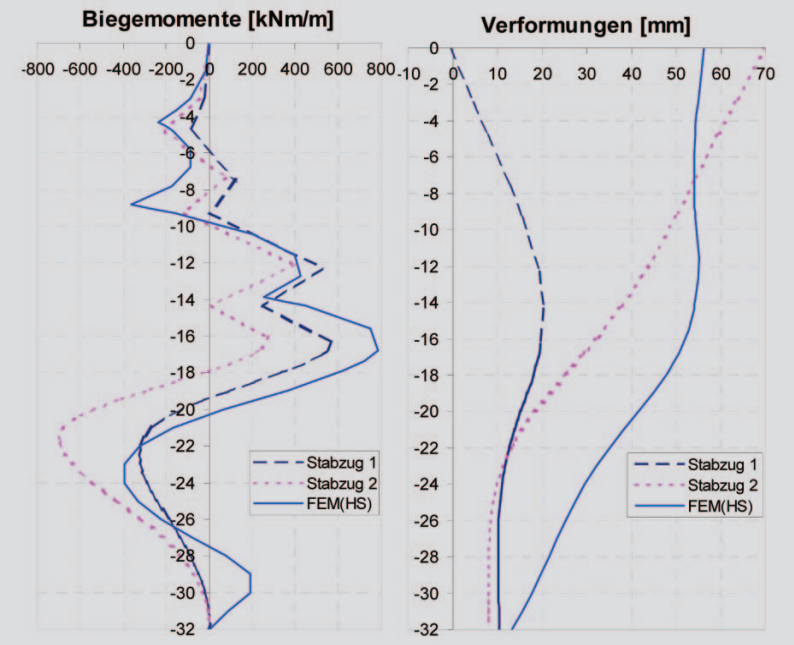


Bild 20. Biegemomente und Verformungen im Endaushubzustand – Beispiel 4.

mit

B_h Integration der Horizontalspannungen im Einbindebereich der Wand ($=\Sigma\sigma_h$),

E_{pgh} Grenzwert der Horizontalkomponente des Erdwiderstands.

Es ergeben sich folgende Sicherheiten:

- Stabzug 1: $\eta = 3{,}64$,
- Stabzug 2: $\eta = 3{,}97$,
- Stabzug 3: $\eta = 3{,}39$.

Sicherheit gegen Geländebruch

Der Geländebruchnachweis der FE-Berechnung erfolgt über die φ/c-Reduktion. Über die Fellenius-Regel kann die Sicherheit gegen Geländebruch ermittelt werden.

$$\eta = \frac{\tan \varphi_k}{\tan \varphi_{red}} = \frac{c_c}{c_{red}} \geq 1{,}3$$

Für die Stabzugberechnung erfolgt ein konventioneller Nachweis mit dem Lamellenverfahren nach Bishop. Das Ergebnis der Stabzugberechnung ist unabhängig von der Erddruckfigur. Es ergeben sich folgende Sicherheiten:

- Stabzug 1: $\eta = 1{,}98$,
- Stabzug 2: $\eta = 1{,}98$,
- Stabzug 3: $\eta = 1{,}38$.

Bild 19 zeigt den ermittelten Bruchmechanismus, dargestellt an Hand der Konturlinien plastischer Schubverzerrungen nach der φ/c-Reduktion.

Schnittgrößen und Verschiebungen

Bild 20 zeigt Biegemomente und Verschiebungen der Schlitzwand der einzelnen Berechnungen. Entsprechend den größeren, oberen Ankerkräften von FE(HS) sind auch die Stützmomente hier größer als bei den Stabzugberechnungen. Aufgrund der höheren Belastung (siehe Horizontalspannungen) von FE(HS) fällt das Feldmoment unterhalb der 3. Ankerlage größer aus als das der Stabzugberechnungen.

Fazit Beispiel 4

- Die Größe des Erddrucks auf die Wand ist bei der FE-Berechnung am größten.
- Die Erddruckverteilung der FE-Berechnung entspricht einer Erddruckumlagerung im Aushubbereich (siehe Stabzug 2).
- Der Bruchmechanismus der FE-Berechnung entspricht nicht einem Gleitkreis.
- Die Biegemomente der Berechnungen weichen nicht sehr stark voneinander ab.
- Die FE-Berechnung FEM(HS) liefert ein realistisches Verformungsbild.

Quellennachweis

SCHANZ, T. (1998): Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. Mitteilung 45, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart.