

# HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

---

Conference Paper, Published Version

**Tamáskovics, Nándor**

## **Rechnerischer Stabilitätsnachweis für verflüssigungsgefährdete Standorte**

---

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102373>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Tamáskovics, Nándor (2014): Rechnerischer Stabilitätsnachweis für verflüssigungsgefährdete Standorte. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): Aktuelle Themen der Geotechnik. Karlsruhe: Herle, Ivo. S. 57-72.

### **Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:**

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



# Rechnerischer Stabilitätsnachweis für verflüssigungsgefährdete Standorte

**Nándor Tamáskovics**

*TU Bergakademie Freiberg, Institut für Geotechnik*

---

*Die spontane Verflüssigung von Lockergesteinen ist eine sehr gefährliche Versagensart, weil bei einem dadurch ausgelösten Setzungfließen bedrohliche Massenbewegungen ohne wahrnehmbare Vorzeichen eintreten und sich durch einen fortschreitenden Bruchmechanismus auf sehr große Flächen ausdehnen können. Zu einem möglichen Verflüssigungsversagen eines Lockergesteins ist das gleichzeitige Vorliegen einer Reihe von bodenmechanischen Bedingungen notwendig. Neben einer speziellen Kornverteilung und bevorzugt runder Kornform bilden eine hinreichend lockere Lagerung und hohe Wassersättigung die Grundvoraussetzungen für die Verflüssigungsneigung eines Lockergesteins. Zum Auslösen des Versagensvorganges ist weiterhin eine hinreichend große Störung des Spannungszustandes in Form einer äußeren oder inneren Einwirkung erforderlich. Zur Durchführung des Stabilitätsnachweises an dem zu bewertenden Standort aus verflüssigungsgefährdeten Lockergesteinen wird unter den geometrischen, hydrologischen und geotechnischen Bedingungen sowie unter den potenziell einwirkenden Initialen ein dynamisch oder statisch zulässiges Spannungsfeld berechnet, das die Bewertung der Tragfähigkeit von Bodenelementen bei einem undrainierten Belastungsvorgang mit der Theorie zweiter Ordnung ermöglicht. Durch die angeschlossene Ermittlung des Sicherheitsbeiwertes und der kritischen Gleitfläche wird eine Entscheidung über eine hinreichende Stabilität ermöglicht.*

## **1 Einleitung**

Die spontane Verflüssigung von Lockergesteinen ist eine sehr gefährliche Versagensart, weil bei einem dadurch ausgelösten Setzungfließen bedrohliche Massenbewegungen ohne wahrnehmbare Vorzeichen eintreten und sich durch einen fortschreitenden Bruchmechanismus auf sehr große Flächen ausdehnen können. Zu einem Verflüssigungsversagen eines Lockergesteins ist das gleichzeitige Vorliegen einer Reihe von bodenmechanischen Bedingungen notwendig. Verflüssigungsgefährdete Locker-

gesteine haben eine spezielle Kornverteilung mit einem geringen Feinkornanteil, wodurch ihre Scherfestigkeit überwiegend durch Reibungswirkung ohne eine wirksame Kohäsion geprägt wird. Eine Kornbeschaffenheit (Textur) mit einer runden Körnung sowie eine spezielle Ausrichtung der Körner zueinander (Struktur) im Korngerüst erhöhen die Verflüssigungsgefährdung. Zur Verflüssigung eines Lockergesteins ist weiterhin eine niedrige Dichte durch eine sehr lockere Lagerung des Korngerüsts bei einem hinreichend hohen Grad der Wassersättigung des Porenraumes notwendig. Die Verflüssigungsneigung wird durch niedrige wirksame Spannungen im Korngerüst im Ausgangszustand weiter begünstigt. Zum Auslösen einer Verflüssigung ist eine hinreichende Störung des wirksamen Spannungsfeldes infolge einer äußeren oder inneren Einwirkung (Initial) erforderlich.

Besondere Schwierigkeiten liegen vor, wenn locker gelagerte, wassergesättigte und verflüssigungsgefährdete Lockergesteine im Baugrund unmittelbar unterhalb der Geländeoberfläche infolge einer sehr hohen Lage des Grundwasserspiegels anstehen. Wegen des Auftriebs im Grundwasser entstehen sehr niedrige wirksame Spannungen im Korngerüst und in oberflächennahen Lockergesteinsgebieten ist ein Stabilitätsverlust schon infolge kleinster Initiale möglich.

Der rechnerische Nachweis der Standsicherheit für verflüssigungsgefährdete Standorte muss anhand eines mathematischen Modells den Versagensabstand zu einem Verflüssigungsversagen ausgehend von den wichtigsten bodenphysikalischen Zustandsvariablen sowie bodenmechanischen Bedingungen ermitteln können und an die gültige geotechnische Normung angelehnt sein. Der rechnerische Nachweis der Standsicherheit muss weiterhin die Möglichkeit eröffnen, ein erforderliches Niveau der Standsicherheit auf verflüssigungsgefährdeten Standorten mit gezielten notwendigen und hinreichenden Sanierungsmassnahmen herzustellen.

Die Fragestellungen zur Formulierung eines Stabilitätsnachweises für verflüssigungsgefährdete Standorte bilden ein hochaktuelles Forschungsgebiet der Bodenmechanik. Aktuelle Forschungsergebnisse unter fokussierter Anwendung von numerischen Untersuchungsmethoden wurden von ANDRADE ET.AL. [And09], BUSCARNERA ET.AL. [BW12, BW13], DESAI ET.AL. [DPS98], GUDEHUS und FÖRSTER [GF98], LADE [Lad92, Lad93], LADE ET.AL. [LY97] und YAMAMURO ET.AL. [YL97] vorgestellt. Das Erbringen eines rechnerischen Nachweises mit dem Ausweisen eines Versagensabstandes durch Auffinden einer kritischen Gleitfläche und eines zugehörigen Sicherheitsbeiwertes gilt bisher jedoch als nicht zufriedenstellend gelöst.

## 2 Dualer Stabilitätsnachweis

Zur quantitativen Ermittlung des Versagensabstandes auf verflüssigungsgefährdeten Standorten ist ein *dualer Nachweis* aus einer notwendigen und einer hinreichenden Bedingung der Stabilität erforderlich. Der duale Nachweis muss sich auf ein kontinuumsmechanisches Konzept stützen, dessen Mittelpunkt ein materialtheoretisches

Modell für das undrainierte Belastungsverhalten des verflüssigungsgefährdeten rolligen Lockergesteins bildet. Aus der *notwendigen Bedingung* der Stabilität kann der statisch oder dynamisch zulässige Spannungszustand ermittelt werden, worin auch konkrete Einwirkungen aus bekannten, äußeren Initialen sowie hypothetische Einwirkungen aus unbekanntem, inneren Initialen berücksichtigt werden können. Mit der Untersuchung der *hinreichenden Bedingung* der Stabilität kann eine grundlegende Entscheidung über das mögliche Tragfähigkeitsverhalten von Bodenelementen getroffen werden.

Die kontinuumsmechanische Grundlage des dualen Stabilitätsnachweises bildet das Variationsprinzip von LAGRANGE

$$\delta \Pi(\mathbf{u}) + \delta^2 \Pi(\mathbf{u}) \succeq 0 .$$

Als notwendige Bedingung der Stabilität muss die erste Variation der potenziellen Energie  $\delta \Pi(\mathbf{u})$  verschwinden, wodurch die potenzielle Energie einen Extremwert annimmt

$$\delta \Pi(\mathbf{u}) = \int_V \boldsymbol{\sigma} \cdot \delta \boldsymbol{\varepsilon} \, dV - \int_V \mathbf{q} \cdot \delta \mathbf{u} \, dV - \int_{A_\sigma} \tilde{\mathbf{q}} \cdot \delta \mathbf{u} \, dA = 0 .$$

In dem betrachteten Gebiet  $V$  liegt ein *dynamisch* oder *statisch zulässiges* totales Spannungsfeld  $\boldsymbol{\sigma}$  vor, das unter den vorgegebenen äußeren Einwirkungen  $\mathbf{q}$  sowohl die Impulserhaltungsgleichung, die Drallerhaltungsgleichung als auch die vorgeschriebenen kinetischen Randbedingungen für die totale Spannung  $\tilde{\mathbf{q}}$  auf der Fläche  $A_\sigma$  erfüllt

$$\mathbf{n}_A \cdot \boldsymbol{\sigma} = \tilde{\mathbf{q}} , \quad \mathbf{r} \in A_\sigma .$$

In dem betrachteten Gebiet  $V$  liegt weiterhin eine kleine Veränderung (Variation) des Deformationsfeldes  $\delta \boldsymbol{\varepsilon}$  sowie des Verschiebungsfeldes  $\delta \mathbf{u}$  vor, die auf der Fläche mit vorgeschriebenen kinematischen Randbedingungen für die Verschiebungen  $A_u$  verschwindet

$$\delta \mathbf{u} = 0 , \quad \mathbf{r} \in A_u .$$

Die hinreichende Bedingung der Stabilität ist dann erfüllt, wenn die zweite Variation der potenziellen Energie positiv ist

$$\delta^2 \Pi(\mathbf{u}) = \int_V \frac{1}{2} \delta \boldsymbol{\sigma} \cdot \delta \boldsymbol{\varepsilon} \, dV \succeq 0$$

und damit die potenzielle Energie ein Minimum einnimmt. Die Einführung des Prinzips effektiver Spannungen

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}' + \mathbf{u} \mathbf{1}$$

in die zweite Variation der potenziellen Energie führt zu der Schlussfolgerung, dass sich die rechnerischen Betrachtungen auf die Variation der wirksamen Spannungen eingeschränken lassen. Die Variation der wirksamen Spannung  $\delta \boldsymbol{\sigma}'$  und die Variation

der Deformation  $\delta\varepsilon$  lassen sich in Form einer Zeitableitung innerhalb eines Zeitintervalles  $\delta t$  formulieren

$$\delta\sigma' = \dot{\sigma}' \delta t, \quad \delta\varepsilon = \dot{\varepsilon} \delta t,$$

woraus die zweite Variation der potenziellen Energie durch Fallenlassen der Integration über das Volumen  $V$  des betrachteten Gebietes und weitere Vereinfachungen in eine lokale Form überführen lässt

$$\delta^2 e = \dot{\sigma}' \cdot \dot{\varepsilon} \succeq 0.$$

Die *lokale* Formulierung der zweiten Variation der potenziellen Energie als hinreichende Bedingung der Stabilität bildet die Grundlage zur Untersuchung der hinreichenden Bedingung der Stabilität im dualen Stabilitätsnachweis [Tam13a]. Zur Erfassung der Spannungsrate  $\dot{\sigma}'$  infolge der Einwirkung einer Deformationsrate  $\dot{\varepsilon}$  müssen materialtheoretische Betrachtungen herangezogen werden.

### 3 Materialtheorie

Als materialtheoretische Grundlage des dualen Stabilitätsnachweises für verflüssigungsgefährdete Standorte bietet sich die Anwendung der Theorie der Hypoplastizität an, die von GUDEHUS [Gud11], KOLYMBAS ET.AL. [KHVW95] und VON WOLFFERSDORFF [VW96] zunächst für monotone Belastungspfade entwickelt wurde. Umfassende Betrachtungen von GUDEHUS und WEGENER zeigen weiterhin, dass durch die Erweiterung des hypoplastischen Materialgesetzes mit dem Konzept der intergranularen Dehnung möglich ist, auch zyklische Belastungspfade zuverlässig zu erfassen [Gud11, Weg13].

Das hypoplastische Materialgesetz formuliert die physikalisch objektive Zeitableitung der wirksamen Spannungen  $\overset{\Delta}{\mathbf{T}}$  für monotone Belastungspfade als Funktion der wirksamen Spannung  $\mathbf{T}$ , der Deformationsrate  $\mathbf{D}$  sowie der Dichte mit der Porenzahl  $e$  in einer geschlossenen tensoriellen Gleichung aus einem in der Deformationsrate linearen  $\mathbf{L}(\mathbf{T}, \mathbf{D})$  und einem in der Deformationsrate nichtlinearen  $\mathbf{N}(\mathbf{T}) \|\mathbf{D}\|$  Term

$$\overset{\Delta}{\mathbf{T}}(\mathbf{T}, \mathbf{D}, e) = f_b f_e (\mathbf{L}(\mathbf{T}, \mathbf{D}) + f_d \mathbf{N}(\mathbf{T}) \|\mathbf{D}\|).$$

Mit dem Operator  $\|\mathbf{D}\|$  wird die EUKLID'sche Norm der Deformationsrate (Betrag) gekennzeichnet. Die skalarwertigen Funktionen  $f_b$ ,  $f_e$  und  $f_d$  erfassen den Einfluss der Spannung sowie der Porenzahl auf die inkrementelle Steifigkeit.

Die Theorie der Hypoplastizität nach VON WOLFFERSDORFF [VW96] formuliert die Annahme, dass volumenkonstantes stationäres Fließen beim Erreichen einer kritischen Porenzahl  $e_c$  eintritt, deren Spannungsabhängigkeit mit einem exponentiellen Kompressionsgesetz abgebildet wird

$$e_c(\mathbf{T}) = e_{c0} \exp \left[ - \left( - \frac{I_1(\mathbf{T})}{h_s} \right)^n \right]. \quad (1)$$

Die Funktion  $I_1(\mathbf{T}) = \text{tr } \mathbf{T}$  kennzeichnet die erste Skalarinvariante des wirksamen Spannungstensors  $\mathbf{T}$ . Das Verhältnis der Porenzahl  $e$  zur kritischen Porenzahl  $e_c$  unterscheidet zwischen einem kontraktiven und dilatanten Volumendeformationsverhalten bei einer eingetragenen Scherbelastung.

Die nähere mathematische Untersuchung der Eignung des hypoplastischen Materialgesetzes zur Beschreibung von undrainierten Belastungspfaden zeigt das Problem auf, dass der Dichteinfluss auf die wirksame Bruchschersfestigkeit mit der skalarwertigen Pyknotropiefunktion  $f_d$  in der unsprünglichen Form nach VON WOLFFERS-DORFF [VW96] überschätzt wird. Dieses Problem lässt sich mit einer geringfügigen Modifikation der Skalarfunktion  $f_d$  in der Form

$$f_d = \left( \frac{e - e_d}{e_c - e_d} \right)^{\alpha \frac{e}{e_c}}$$

überwinden. Im unterkritischen Porenzahlbereich  $e < e_c$  wird der Exponent  $\alpha$  herabgemindert und im überkritischen Porenzahlbereich  $e > e_c$  vergrößert. Diese Anpassung ermöglicht die realistische Abbildung der Abhängigkeit der wirksamen Schersfestigkeit von der Porenzahl insbesondere im überkritischen Porenzahlbereich  $e > e_c$ . Die vorgestellte Modifikation der Skalarfunktion  $f_d$  erschwert die Ermittlung des materialspezifischen Parameters  $\alpha$  bei der Kalibration des hypoplastischen Materialgesetzes nach dem von HERLE vorgeschlagenen Konzept nicht [HG99]. Die Modifikation in der Pyknotropiefunktion  $f_d$  erfordert zugleich eine entsprechende geringfügige Anpassung der Barotropiefunktion  $f_b$  mit

$$f_b = \frac{h_s}{n} \left( \frac{1 + e_i}{e_i} \right) \left( \frac{e_{i0}}{e_{c0}} \right)^\beta \left( -\frac{\text{tr } \mathbf{T}_s}{h_s} \right)^{1-n} \left[ 3 + a^2 - \sqrt{3} a \left( \frac{e_{i0} - e_{d0}}{e_{c0} - e_{d0}} \right)^{\alpha \frac{e_{i0}}{e_{c0}}} \right]^{-1} .$$

Mit dem hypoplastischen Materialgesetz kann in jedem Punkt des Kontinuums die lokale Form der zweiten Variation der potenziellen Energie für einen beliebigen Wert der Deformationsrate  $\mathbf{D}$  berechnet werden, wenn der dynamisch oder statisch zulässige Spannungszustand  $\mathbf{T}$  und die Porenzahl  $e$  bekannt sind

$$\delta^2 e = \overset{\Delta}{\mathbf{T}}(\mathbf{T}, \mathbf{D}, e) \cdot \mathbf{D} \succeq 0 .$$

Zur Entscheidung über eine vorliegende hinreichende Stabilität muss mit Hilfe einer Optimierung die ungünstigste Deformationsrate  $\mathbf{D}_{min}$  ermittelt werden, bei derer Einwirkung die lokale Form der zweiten Variation der potenziellen Energie ein Minimum  $\delta^2 e_{min}$  annimmt

$$\delta^2 e_{min} = \overset{\Delta}{\mathbf{T}}(\mathbf{T}, \mathbf{D}_{min}, e) \cdot \mathbf{D}_{min} \succeq 0 , \quad \|\mathbf{D}_{min}\| = 1 .$$

In dem Optimierungprozess, der sich wegen lokaler Minima schwierig gestaltet, wird die zweite Variation der potenziellen Energie systematisch mit unterschiedlichen Deformationsraten mit einem EUKLID'schen Norm (Betrag) von Eins untersucht  $\|\mathbf{D}\| = 1$ .

Zur erheblichen Reduktion des mathematischen Aufwandes ist es vorteilhaft, die Problemstellung auf Hauptspannungen und Hauptdeformationsraten für den Spannungszustand eines vereinfachten Triaxialversuches zurückzuführen. Die damit erbrachten Stabilitätsaussagen liegen auf der sicheren Seite.

## 4 Versagensmechanismus und Scherfestigkeitsansatz

Die zuverlässige Erfassung der Scherfestigkeit von annähernd wassergesättigten locker gelagerten Granulaten bei undrainierter Belastung bildet die entscheidende Kernaussage eines rechnerischen Stabilitätsnachweises.

Die Grundlage zum Scherfestigkeitsansatz in dem dualen rechnerischen Stabilitätsnachweis bildet ein *hypothetischer Versagensmechanismus*, der zu einem Grenzzustand der Verflüssigung (LQF) führt und voraussetzt, dass in jedem Punkt des betrachteten verflüssigungsgefährdeten Bodengebietes infolge einer versagensauslösenden Initialeinwirkung (*Globalinitial*) die Mobilisierung der in Abhängigkeit von der Porenzahl, vom Wassersättigungsgrad und von dem Spannungszustand momentan verfügbaren maximalen Scherfestigkeit eintritt.

Für die rechnerische Modellierung der Scherfestigkeit verflüssigungsgefährdeter Lockergesteine ergeben sich zwei grundlegende Situationen:

- **Undrainierte Bruchscherfestigkeiten:** Die experimentelle Erfahrung aus undrainierten Versuchen zeigt, dass die Porenüberdrücke, die sich bei einer Scherbelastung unter undrainierten Bedingungen in Abhängigkeit von dem Wassersättigungsgrad aufbauen, die Verdichtung des locker gelagerten kontraktiven Korngerüsts bei Scherbelastung beeinflussen. Damit kann der Bruch unter undrainierten Belastungsbedingungen bei einem weitaus niedrigeren wirksamen Bruchreibungswinkel  $\phi'_f$  eintreten, als der wirksame Restreibungswinkel bei drainierter Belastung und hohen Deformationen  $\phi'_c$  (Reibungswinkel im kritischen Zustand). Im Bruchzustand tritt ein Porenüberdruck  $u_f$  auf. In dem vorliegenden dualen rechnerischen Nachweis wird die wirksame Bruchscherfestigkeit  $\phi'_f$  und der Porenüberdruck  $u_f$  im Bruchzustand aus der Simulation eines *volumenkonstanten* Standard-Triaxialversuches mit dem hypoplastischen Materialgesetz berechnet ( $\text{tr } \mathbf{D} = 0$ ).
- **Undrainierte Restscherfestigkeiten:** Die experimentelle Erfahrung aus undrainierten Versuchen zeigt weiterhin, dass der Aufbau von Porenüberdrücken solange andauert, bis sich die Porenzahl auf die kritische Porenzahl  $e_c$  reduziert hat. In dem Restzustand erreicht die wirksame Restscherfestigkeit den wirksamen Restreibungswinkel bei drainierter Belastung und hohen Deformationen  $\phi'_c$ . Im Restzustand tritt ein Porenüberdruck  $u_c$  auf. In dem vorliegenden dualen rechnerischen Nachweis wird die wirksame Restscherfestigkeit  $\phi'_c$  und der Porenüberdruck  $u_c$  im Restzustand aus der adiabatischen Kompression der Porengasphase bis zum Erreichen der kritischen Porenzahl  $e_c$  berechnet.

Zum Ansatz der Scherfestigkeiten für den verflüssigungsgefährdeten Boden wird das Konzept der äquivalenten Scherfestigkeiten als eine Variante des Konzeptes der modifizierten Scherfestigkeiten genutzt. Die rechnerisch prognostizierten Größen der Bruchscherfestigkeit  $\varphi'_f$  und des Porenüberdruckes beim Bruch  $u_f$  sowie der Restscherfestigkeit  $\varphi'_c$  und des Porenüberdruckes im Restzustand  $u_c$  werden auf den Anfangsspannungszustand zum Beginn der undrainierten Belastung in einen äquivalenten Reibungswinkel beim Bruch  $\varphi'_{eq,f}$  mit einer äquivalenten Kohäsion beim Bruch  $c'_{eq,f}$  sowie in einen äquivalenten Reibungswinkel im Restzustand  $\varphi'_{eq,r}$  mit einer äquivalenten Kohäsion im Restzustand  $c'_{eq,r}$  umgerechnet [Tam13a]. Dieses Vorgehen bietet bei den Stabilitätsberechnungen den Vorteil, dass trotz Betrachtungen basierend auf wirksame Spannungen auf den expliziten Ansatz eines Porenüberdruckes beim Bruch  $u_f$  sowie im Restzustand  $u_c$  verzichtet werden kann. In den Nachweisberechnungen müssen statische Porenüberdrücke sowie Porenüberdrücke infolge äußerer Initiale in dem Moment der Einwirkung des hypothetischen Generalinitials jedoch berücksichtigt werden.

Der für den rechnerischen Stabilitätsnachweis genutzte konkrete Wert der Scherfestigkeit des verflüssigungsgefährdeten Bodens wird in Abhängigkeit von der hinreichenden Bedingung der Stabilität in jedem untersuchten Punkt des betrachteten Bodengebietes ausgewählt. In allen Punkten, in denen die hinreichende Bedingung der Stabilität erfüllt ist, wird die äquivalente Bruchscherfestigkeit in die Standsicherheitsberechnung eingeführt. In allen Punkten, in denen die hinreichende Bedingung der Stabilität nicht erfüllt ist, wird die äquivalente Restscherfestigkeit in die Standsicherheitsberechnung eingeführt

$$\varphi', c' = \begin{cases} \delta^2 e_{min} \succeq 0 : \varphi'_{eq,f}, c'_{eq,f} , \\ \delta^2 e_{min} \prec 0 : \varphi'_{eq,r}, c'_{eq,r} . \end{cases}$$

Die Grundlage zum Ansatz der Scherfestigkeiten in jedem Punkt des untersuchten Bodengebietes bilden die vorausgesetzten bodenphysikalischen und bodenmechanischen Bedingungen.

## 5 Untersuchung der Standsicherheit

Zur Untersuchung der Standsicherheit auf verflüssigungsgefährdeten Standorten mit dem dualen rechnerischen Stabilitätsnachweis mit dem Ziel, den Versagensabstand zu einem Verflüssigungsversagen eines Bodengebietes mit einer Maßzahl der Standsicherheit zu belegen und die zugehörige ungünstigste Versagenskinematik auszuweisen, sind die folgenden Arbeitsschritte erforderlich:

1. Ermittlung von vorsichtigen Schätzwerten für die materialspezifischen Kennwerte des hypoplastischen Materialgesetzes
2. Ermittlung von vorsichtigen Schätzwerten für die räumliche Verteilung der Dichte und des Wassersättigungsgrades



3. Berechnung des wirksamen und neutralen Spannungszustandes unter den gegebenen kinematischen und kinetischen Randbedingungen äußerer und innerer Initiale mit dem hypoplastischen Materialgesetz als notwendige Bedingung der Stabilität  $\delta\Pi(\mathbf{u}) = 0$
4. Berechnung der lokalen Form der zweiten Variation der potenziellen Energie zur Untersuchung der hinreichenden Bedingung der Stabilität  $\delta^2\Pi(\mathbf{u}) \succeq 0$
5. Ermittlung der äquivalenten Scherfestigkeit in jedem Untersuchungspunkt in Abhängigkeit von der hinreichenden Bedingung der Stabilität
6. Berechnung des Sicherheitsbeiwertes und Ausweisen des zugehörigen ungünstigsten Versagensmechanismus durch eine Phi-C-Reduktion

Das numerische Verfahren der Phi-C-Reduktion ist eine Optimierungsstrategie, die auf die FELLENIUS-Regel aufbaut und die Lösung des statischen Randwertproblems

$$\max_{\eta} \mathbf{K}_{MC}^{ep} \left( \frac{\tan \varphi}{\eta}, \frac{c}{\eta} \right) \cdot \mathbf{u} = \mathbf{f},$$

erfordert. Das Verfahren der Phi-C-Reduktion nutzt das ideal-elasto-plastische Materialgesetz des Typs MOHR-COULOMB und modifiziert die daraus abgeleitete Steifigkeitsmatrix  $\mathbf{K}_{MC}^{ep}$  bis zum Erreichen einer maximal vertretbaren Reduktion der Scherfestigkeit. Unter den äußeren Einwirkungen  $\mathbf{f}$  werden dabei Verschiebungsbeträge  $\mathbf{u}$  als Lösung berechnet, die keine quantitative Bedeutung haben sondern nur eine stark plastizierte Zone mit konzentriert hohen Verschiebungswerten als die ungünstigste Versagenskinematik ausweisen sollen. Zur Durchführung der Phi-C-Reduktion müssen die Parameter des hypoplastischen Materialgesetzes in die äquivalenten Parameter eines Materialgesetzes vom Typ MOHR-COULOMB überführt werden. Für die Scherfestigkeit werden die in jedem Punkt ermittelten äquivalenten Scherfestigkeitskennwerte eingeführt.

Die Untersuchung der Standsicherheit für verflüssigungsgefährdete Standorte mit dem dualen rechnerischen Stabilitätsnachweis kann an die Norm Eurocode-7 (EC-7) angelehnt werden. Die Untersuchung des Versagensabstandes für den Versagensfall der spontanen Verflüssigung LQF (static liquefaction) mit dem dualen rechnerischen Nachweis, der auf einen speziellen Kennwertansatz und eine angeschlossene Phi-C-Reduktion basiert, gehört zu den Verfahren der Grenzgleichgewichtsbetrachtungen zum Nachweis der Gesamtstandsicherheit in der Nachweisgruppe GEO-3 mit dem Lastfall einer außergewöhnlichen Belastung in der Bemessungssituation (BS-A).

Der duale rechnerische Stabilitätsnachweis ist ein kontinuumsmechanischer Ansatz und erfordert in allen Untersuchungsphasen die Anwendung von modernen numerischen Methoden mit einer praktikablen softwaretechnischen Umsetzung. Das Nachweisverfahren kann als nutzerspezifisches Materialgesetz in jede beliebige numerische Anwendung der zeitgemäßen Bodenmechanik für 2D- und 3D-Probleme flexibel implementiert werden.

## 6 Beispielproblem

Zur Darstellung der praktischen Anwendung des dualen rechnerischen Nachweisverfahrens der Stabilität auf verflüssigungsgefährdeten Standorten wurde die Standsicherheit einer locker gelagerten und teilweise gefluteten Böschung mit einer Höhe von  $h = 20 [m]$  und einem Neigungswinkel von  $\beta = 11,31 [^\circ]$  (Steigung 1:5) untersucht. Die hydrologischen Verhältnisse wurden mit einem Grundwasserflurabstand von  $h = 2 [m]$  vor dem Böschungsfuß und mit einem Grundwasserflurabstand von  $h = 10 [m]$  im Böschungshinterland, ab einer Entfernung der siebenfachen Böschungshöhe vom Böschungsfuß angenommen [VF91]. Im Hinterland der Böschung wirkt eine  $B = 20 [m]$  breite Flächenlast mit einer Sohlspannung von  $q = 25 [kPa]$ . Die Flächenlast steht oberhalb einer lockeren Linse an, deren extrem hohe Anfangsporenzahl mit  $e_0 = 1,1 [1]$  gewählt wurde. Das Beispielproblem richtet sich nicht nach einem existierenden Objekt sondern wurde als synthetische und typische Aufgabenstellung entworfen.

Tabelle 1: Eingangsgrößen des Beispielproblems

<b>Bodenmechanische Kennwerte</b>		
$e_{min}$	[1]	0,45
$e_{max}$	[1]	0,95
$s$	[1]	0,95
$B$	[1]	0,90
$K_0^U$	[1]	0,60
<b>Kennwerte der Hypoplastizität</b>		
$e_{d0}$	[1]	0,45
$e_{c0}$	[1]	0,80
$e_{i0} = e_{c0}$	[1]	0,80
$h_s$	[MPa]	100,00
$n$	[1]	0,50
$\alpha$	[1]	0,25
$\beta$	[1]	1,00
$\varphi_c$	[ $^\circ$ ]	30,00
$t_n$	[kPa]	5,00

Die bodenphysikalischen Kennwerte wurden mit typischen Werten für verflüssigungsgefährdete Sande angesetzt und in der Tabelle 1 zusammengestellt. Der Referenzwert der kritischen Porenzahl  $e_{c0}$  wurde bei einer bezogenen Lagerungsdichte von  $I_D = 0,30 [1]$  eingestellt. Der Fluidsättigungsgrad wurde unterhalb des Grundwasserspiegels mit  $s = 0,95 [1]$  vorausgesetzt. Mit dem SKEMPTON'schen Faktor  $B = 0,90 [1]$  wurde der Anteil der totalen isotropen Spannungen, der sich bei einer undrainierten Belastung auf die Porenüberdrücke überlagert, mit 90 [%] vorgegeben. Die in der Tabelle 1 unten genannten Kennwerte des hypoplastischen Materialgesetzes stellen ebenso Erfahrungswerte für typische verflüssigungsgefährdete Sande dar.

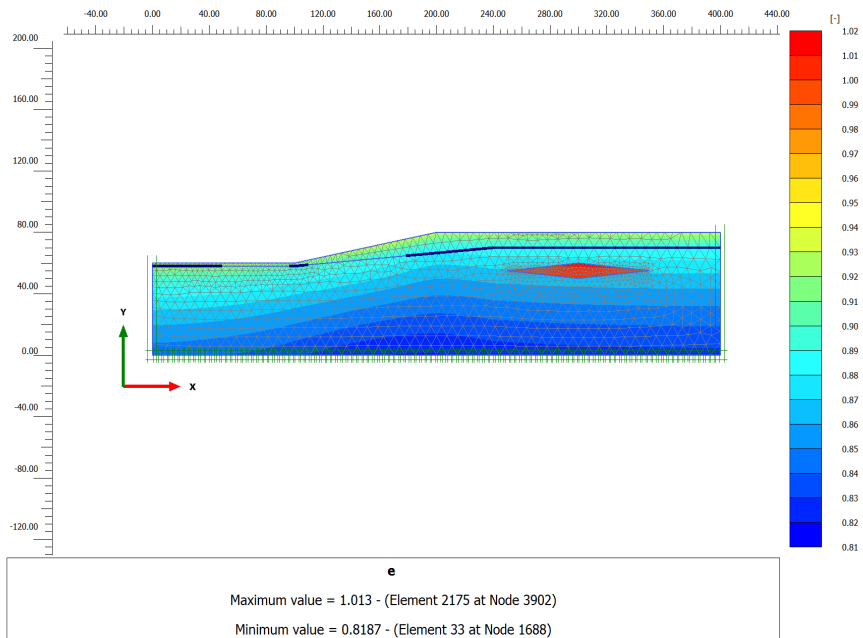
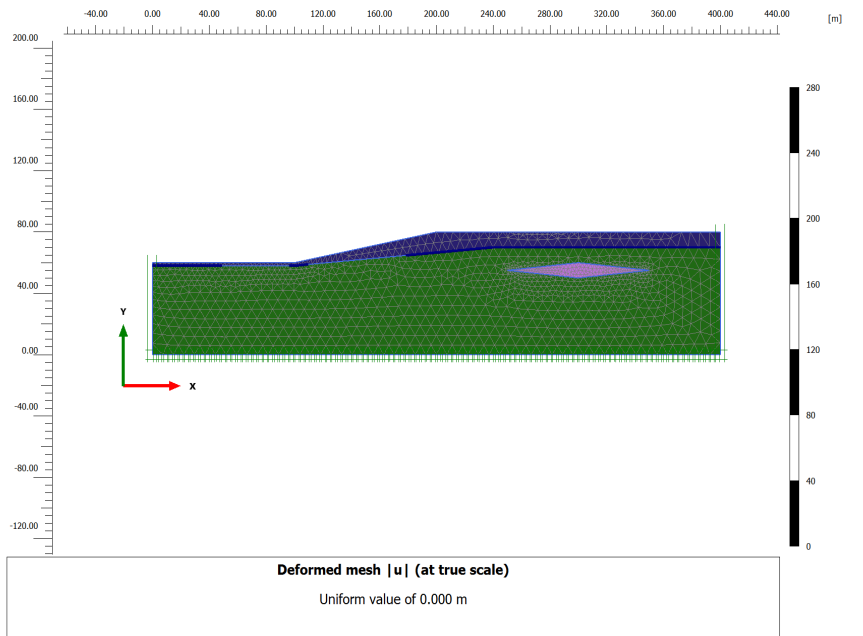


Abbildung 1: Beispielproblem -  $e = 0,95 [1]$  - Berechnungsmodell (oben) und räumliche Porenzahlverteilung (unten)

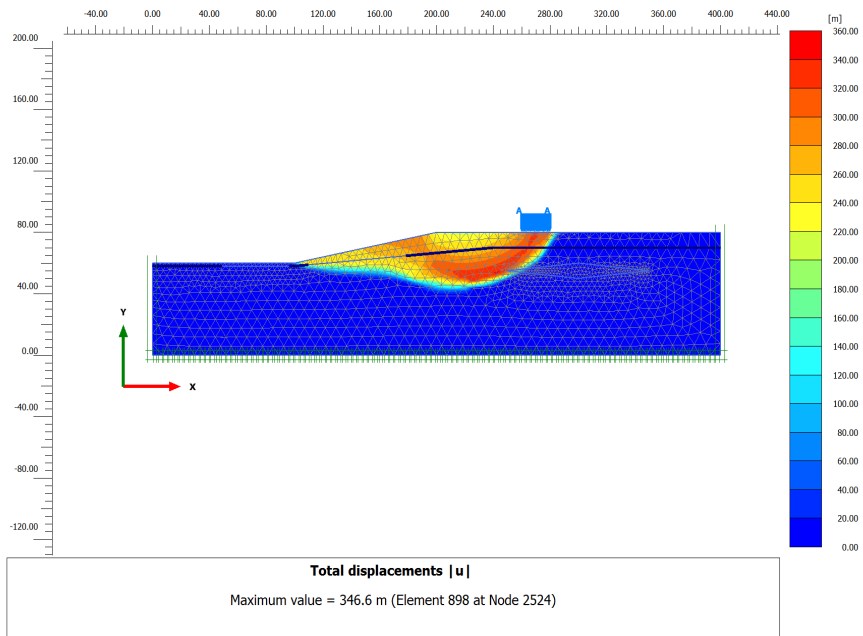
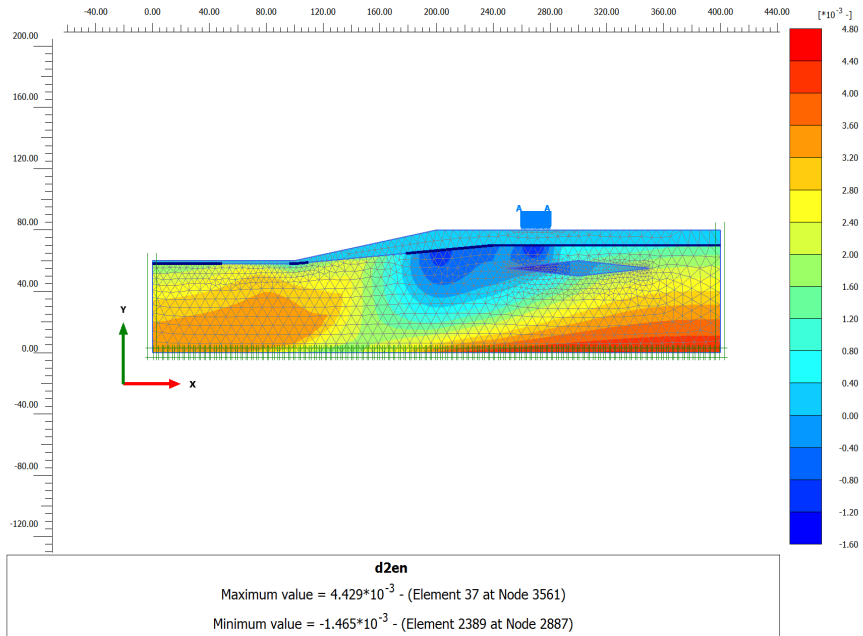


Abbildung 2: Beispielproblem -  $e = 0,95 [1]$  - Minimalwert der lokalen Form der zweiten Variation der potenziellen Energie (oben) und ungünstigste Versagenskinematik (unten)

Tabelle 2: Berechnungsergebnisse des Beispielproblems

<b>Berechnungsergebnisse</b>	
$e_0$ [1]	$\eta$ [1]
0,75	2,6988
0,80	2,6911
0,85	1,5928
0,90	1,2284
0,95	0,8741
1,00	0,6655

Zur Lösung des Beispielproblems als ebenes Deformationsproblem wurde der duale rechnerische Stabilitätsnachweis in das Programmsystem PLAXIS-2D als nutzerspezifisches Materialgesetz eingeführt. Das Beispielproblem wurde mit den Anfangsporenzahlen  $e_0 = 0,75; 0,80; 0,85; 0,90; 0,95; 1,00$  [1] berechnet, wobei zu beachten ist, dass die vorgegebene Anfangsporenzahl  $e_0$  mit dem Kompressionsgesetz (1) in Abhängigkeit vom isotropen wirksamen Spannungsanteil tiefenabhängig eingestellt wird. Vereinfachend wurde die Dichte oberhalb und unterhalb des Grundwasserspiegels mit jeweils  $\rho_n = 1700$  [kg/m<sup>3</sup>] und  $\rho_r = 2000$  [kg/m<sup>3</sup>] angesetzt.

Ausgewählte Berechnungsergebnisse des Beispielproblems mit der Anfangsporenzahl  $e_0 = 0,95$  [1] sind in den Bildern 1 und 2 dargestellt. Im Bild 1 oben ist die Geometrie des Modells mit der Sickerlinie und unten die räumliche Porenzahlverteilung ersichtlich. Im Bild 2 oben ist die räumliche Verteilung des Minimalwertes der lokalen Form der zweiten Variation der potenziellen Energie  $\delta^2 e_{min}$  und unten die ausgewiesene ungünstigste Versagenskinematik abgebildet. In der räumlichen Verteilung des Minimalwertes der lokalen Form der zweiten Variation der potenziellen Energie  $\delta^2 e_{min}$  ist der Einfluss der Porenüberdrücke infolge der äußeren Flächenlast  $q$  als "äußeres Initial" deutlich erkennbar.

Aus den Darstellungen in den Bildern 1 und 2 geht deutlich hervor, dass der Minimalwert der lokalen Form der zweiten Variation der potenziellen Energie  $\delta^2 e_{min}$  und damit die mobilisierbare Scherfestigkeit infolge der äußeren Belastung und durch die Böschung beeinflusst wird. Die resultierende ungünstigste Versagenskinematik greift tief nach unten und deutet auf eine Kombination aus einem Geländebruch und einem Grundbruchversagen hin. In der Tabelle 2 sind die berechneten globalen Sicherheitsbeiwerte  $\eta$  für unterschiedliche Größen der eingeführten Anfangsporenzahl  $e_0$  zusammengestellt und zeigen, dass die Standsicherheit unter den modellierten Bedingungen des Beispielproblems nicht mehr hinreichend wird, wenn Porenzahlwerte die Größe der Porenzahl bei lockerster Lagerung  $e_{max} = 0,95$  [1] annähern.

## 7 Zusammenfassung

Die spontane Verflüssigung von Lockergesteinen ist eine sehr gefährliche Versagensart, weil bei einem dadurch ausgelösten Setzungfließen bedrohliche Massenbewegungen ohne wahrnehmbare Vorzeichen eintreten und sich durch einen fortschreitenden Bruchmechanismus auf sehr große Flächen ausdehnen können. Zu einem möglichen Verflüssigungsversagen eines Lockergesteins ist das gleichzeitige Vorliegen einer Reihe von bodenmechanischen Bedingungen notwendig. Neben einer speziellen Kornverteilung und bevorzugt runder Kornform bilden eine hinreichend lockere Lagerung und hohe Wassersättigung die Grundvoraussetzungen für die Verflüssigungsneigung eines Lockergesteins. Zum Auslösen des Versagensvorganges ist weiterhin eine hinreichend große Störung des Spannungszustandes in Form einer äußeren oder inneren Einwirkung erforderlich.

Der rechnerische Nachweis der Standsicherheit für verflüssigungsgefährdete Standorte muss anhand eines mathematischen Modells den Versagensabstand zu einem Verflüssigungsversagen ausgehend von den wichtigsten bodenphysikalischen Zustandsvariablen sowie bodenmechanischen Bedingungen ermitteln können und an die gültige geotechnische Normung angelehnt sein. Der rechnerische Nachweis der Standsicherheit muss weiterhin die Möglichkeit eröffnen, ein erforderliches Niveau der Standsicherheit auf verflüssigungsgefährdeten Standorten mit gezielten, notwendigen und hinreichenden Sanierungsmaßnahmen herzustellen.

Zur Durchführung des Stabilitätsnachweises an dem zu bewertenden Standort aus verflüssigungsgefährdeten Lockergesteinen wird unter den geometrischen, hydrologischen und geotechnischen Bedingungen sowie unter den potenziell einwirkenden Initialen ein dynamisch oder statisch zulässiges Spannungsfeld berechnet, das die Bewertung der Tragfähigkeit von Bodenelementen bei einem undrainierten Belastungsvorgang mit der Theorie zweiter Ordnung ermöglicht. Durch die angeschlossene Ermittlung des Sicherheitsbeiwertes und der kritischen Gleitfläche wird eine Entscheidung über eine hinreichende Stabilität ermöglicht.

## Danksagung

Für die förderlichen Diskussionen zum Problem der rechnerischen Nachweise für verflüssigungsgefährdete Standorte sei an dieser Stelle Prof. G. Gudehus, Prof. W. Förster, Prof. W. Kudla, Prof. P.-A. von Wolffersdorff, Dr. A. Vogt, Dr. J. Keßler, Herrn U. Warmbold und Herrn S. Breier ganz herzlich gedankt.

## Literatur

- [And09] ANDRADE, J.E.: A predictive framework for liquefaction instability. In: *Geotechnique* 59 (2009), Nr. 8, S. 673–682
- [BW12] BUSCARNERA, G. ; WHITTLE, A.J.: Constitutive modelling approach for evaluating the triggering of flow slides. In: *Canadian Geotechnical Journal* 49 (2012), S. 499–511
- [BW13] BUSCARNERA, G. ; WHITTLE, A.J.: Model prediction of static liquefaction: influence of the initial state on potential instabilities. In: *ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 139 (2013), Nr. 3, S. 420–432
- [DPS98] DESAI, C.S. ; PARK, I. ; SHAO, C.: Fundamental yet simplified model for liquefaction instability. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 22 (1998), S. 721–748
- [GF98] GUDEHUS, G. ; FÖRSTER, W.: Beurteilung der Setzungsfließgefahr und Schutz von Kippen gegen Setzungsfließen / LMBV mbH, Grünes Heft. 1998. – Forschungsbericht. – Textteil, pp.135, Anlagenteil, pp.123, Karlsruhe, Freiberg, Senftenberg
- [Gol13] GOLDSCHIEDER, M.: Gültigkeitsgrenzen des statischen Kollapstheorems der Plastomechanik für Reibungsböden. In: *Geotechnik* 36 (2013), Nr. 4, S. 243–263
- [Gud11] GUDEHUS, G.: *Physical Soil Mechanics*. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, 2011. – pp.853 S. – ISBN:978-3-540-36353-8
- [HG99] HERLE, I. ; GUDEHUS, G.: Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies. In: *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* 4 (1999), S. 461–486
- [KHVW95] KOLYMBAS, D. ; HERLE, I. ; VON WOLFFERSDORFF, P.A.: Hypoplastic constitutive equation with internal variables. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 19 (1995), S. 415–436
- [Lad92] LADE, P.V.: Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes. In: *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering* 118 (1992), Nr. 1, S. 51–71
- [Lad93] LADE, P.V.: Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm. In: *Canadian Geotechnical Journal* 30 (1993), S. 895–904
- [LY97] LADE, P.V. ; YAMAMURO, J.A.: Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands. In: *Canadian Geotechnical Journal* 34 (1997), S. 918–928

- [ML12] MIZANUR, R.M. ; LO, S.R.: Predicting the onset of static liquefaction of loose sand with fines. In: *ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 138 (2012), Nr. 8, S. 1037–1041
- [Tam13a] TAMASKOVICS, N.: Rechnerische Stabilitätsnachweise für verflüssigungsgefährdete Altkippen des Braukohlenbergbaus. In: MEIER, G. et. a. (Hrsg.): *13. Altbergbau-Kolloquium*. Freiberg, 2013, S. 232–268. – Abschrift
- [Tam13b] TAMASKOVICS, N.: Rechnerischer Nachweis der Standsicherheit auf verflüssigungsgefährdeten Standorten. In: KLAPPERICH, H. et. a. (Hrsg.): *6. Symposium Umweltgeotechnik & 7. Freiburger Geotechnik Kolloquium*, 2013, S. 111–124. – Abschrift
- [VF91] VOGT, A. ; FÖRSTER, W.: Abschätzung der Rückgriffweite von Setzungsfließbrutschungen. In: *Neue Bergbautechnik* 21 (1991), Nr. 10/11, S. 366–371
- [VW96] VON WOLFFERSDORF, P.A.: A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. In: *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* 1 (1996), S. 251–271
- [Weg13] WEGENER, D.: *Ermittlung bleibender Bodenverformungen unter dynamischer Belastung mittels numerischer Verfahren*. Dresden, Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Diss., 2013. – ISSN-1434-3053
- [YL97] YAMAMURO, J.A. ; LADE, P.V.: Static liquefaction of very loose sands. In: *Canadian Geotechnical Journal* 34 (1997), S. 905–917



