

# Einfluss von bodenmechanischen Aspekten auf numerische Ergebnisse

I. Herle und D. Mašín

## 1 Einleitung

Das mechanische Verhalten von Böden ist vielfältig. Diese Vielfältigkeit versucht man mit Hilfe von Stoffgesetzen mathematisch zu erfassen. In numerischen Berechnungen von Randwertproblemen in der Geotechnik spielen somit die Stoffgesetze eine zentrale Rolle. Trotzdem wird ihnen in der Praxis oft eine unwesentliche Bedeutung zugeordnet und unzutreffende Prognosen mit reinen numerischen Einflüssen begründet. Als wenig glaubhaft kann man auch die Berichte betrachten, die ausgezeichnete Simulationen von komplexen Aufgaben bei der Anwendung von primitivsten Stoffgesetzen zu beschreiben. Unter diesem Gesichtspunkt werden im folgenden Text die wichtigsten Merkmale des Bodenverhaltens diskutiert, und ihre Widerspiegelung in gängigen Stoffgesetzen anhand von einigen Beispielen erläutert.

## 2 Steifigkeit

Die *Steifigkeit* wird meistens als eine Proportionalitätskonstante zwischen den Inkrementen bzw. Raten von Spannung und Dehnung betrachtet. Man spricht von einem Elastizitätsmodul, Steifemodul, Schubmodul, Kompressionsmodul usw. Eine solche Definition vernachlässigt jedoch die Tatsache, dass Spannung und Dehnung eigentlich Tensoren zweiter Ordnung sind und im symmetrischen Fall sechs unabhängige Komponenten haben. Nur für einen homogenen isotropen linearen elastischen Stoff haben die o.g. Begriffe von skalaren Modulen eine Bedeutung — durch die Festlegung von zwei Modulen kann man die Steifigkeitsmatrix definieren und für gewählte Randbedingungen aus ihr die Steifigkeit ausrechnen.

Die Beziehung zwischen Spannung- und Dehnungskomponenten ist allgemein nichtlinear. Die Nichtlinearität ist am deutlichsten durch das Spannungsniveau und durch die Deformationsrichtung geprägt. Während für einen Kompressionspfad (z.B. im Ödometergerät) die Steifigkeit mit der wachsenden Spannung zunimmt, nimmt die Steifigkeit für eine Scherung (z.B. im konventionellen Triaxialversuch) ab. Durch eine Linearisierung der Beziehung werden die berechneten Spannungsinkremente unter- bzw. überschätzt (Abb. 1), wegen der Komplexität der Beanspruchung in situ ist jedoch eine Quantifizierung der Abweichungen schwierig.

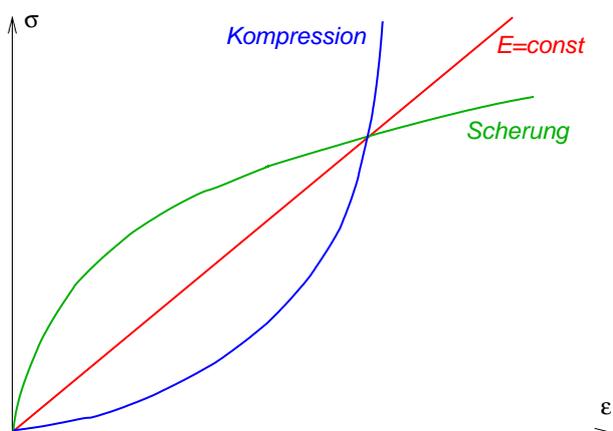


Abb. 1: Übliche Linearisierung der Steifigkeit ( $\sigma$  und  $\varepsilon$  stellen z.B. die maximalen Hauptkomponenten der jeweiligen Tensoren dar).

Ein und derselbe Boden kann sich in unzähligen Zuständen befinden, die z.B. mit Spannung, Sättigungsgrad oder Überkonsolidierung charakterisiert werden. Diese Zustandsgrößen sollten in jedem festgehaltenen Zustand mindestens theoretisch meßbar sein, was die Einbeziehung von Dehnung ausschließt. Es ist doch unmöglich bei einer entnommenen ungestörten Probe ihre *Dehnung* zu quantifizieren! Die Spannung bleibt somit die wichtigste Zustandsgröße, die bei der Beschreibung der Steifigkeit nicht fehlen sollte.

Dies hat schon TERZAGHI erkannt und durch die Einführung des Kompressionsbeiwerts  $C_c$  die lineare Zunahme des Steifemoduls  $E_s$  mit einer Spannungskomponente  $\sigma$  vorgeschlagen:

$$\text{für } e = e_0 - C_c \ln(\sigma/\sigma_0) \text{ gilt } E_s = \frac{\sigma(1 + e)}{C_c}$$

Eine weitere Verallgemeinerung dieser Beziehung wurde durch ein Potenzgesetz von OHDE vor siebzig Jahren vorgeschlagen:

$$E_s = E_{s0} \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^\alpha$$

Beide Ansätze betrachten jedoch nur die Steifigkeit bei eindimensionaler Deformation mit behinderter Seitendehnung (ödometrische Bedingungen).

Bei einer Scherung ohne Behinderung einiger Dehnungskomponenten nimmt die Steifigkeit ab. Dass die Form der Spannung-Dehnungskurve in einem konventionellen Triaxialversuch sich gut mit einer Hyperbel beschreiben lässt, hat vor etwa fünfzig Jahren KONDNER [17] erkannt. Ersetzt man in dieser hyperbolischen Gleichung die Dehnungskomponente mit der Differenz der maximalen und minimalen Hauptspannungen und addiert man die Kompressionbeziehung nach OHDE dazu, entsteht das bekannte DUNCAN-CHANG-Stoffgesetz [11], das eine realistische Änderung der Steifigkeit sowohl für eine Kompression als auch für eine Scherung beschreibt.

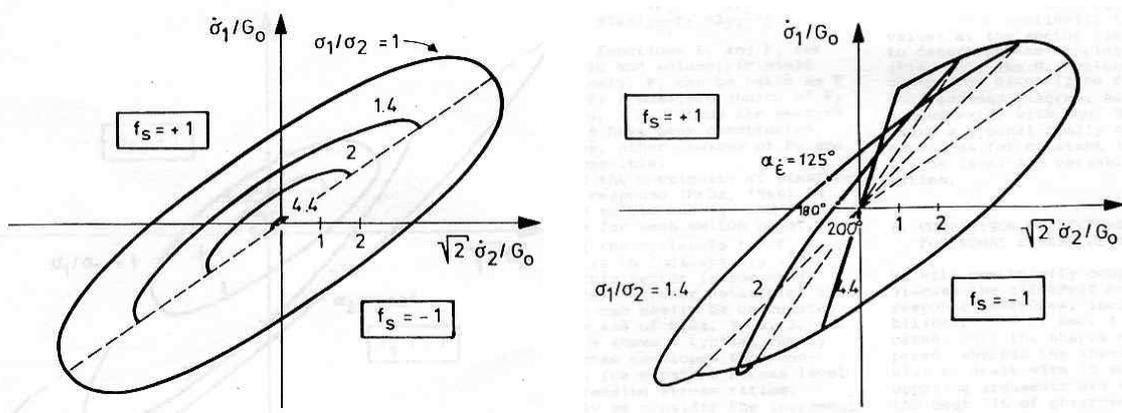


Abb. 2: Response-Ellipsen von Stoffgesetzen nach DUNCAN-CHANG (links) und nach LADE (rechts) [12].

Dieses Stoffgesetz stellt aber nur eine Beziehung für eine „Belastung“ dar. Um eine „Entlastung“ modellieren zu können, wird eine hohe elastische Steifigkeit betrachtet und mit Hilfe einer Schaltfunktion zwischen beiden Steifigkeiten unterschieden. Auf die Gefahr dieser Vorgehensweise hat GUDEHUS [12] durch die Betrachtung inkrementeller Steifigkeiten für verschiedene Richtungen der Dehnungsinkremente (sog.

Response-Ellipsen) aufmerksam gemacht. Das DUNCAN-CHANG-Stoffgesetz weist Unstetigkeiten (Sprünge) in den Response-Ellipsen auf (Abb. 2), was zu dramatischen numerischen Problemen führen kann [26].

Alle explizite Beziehungen für die Steifigkeit, die eine Schaltfunktion benötigen, leiden unter dieser Eigenschaft. Um sie zu eliminieren, werden ausführlichere Theorien benötigt, die eine Spannung-Dehnungsbeziehung aus Raten (Inkrementen) ergeben. Dazu gehören vor allem elastoplastische Stoffgesetze mit Verfestigung und hypoplastische Stoffgesetze. Eine Steifigkeit soll sich dann zustands- und richtungsabhängig aus einem Stoffgesetz ergeben.

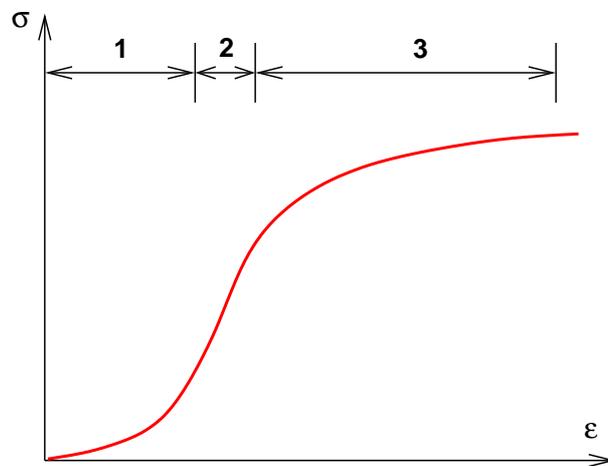


Abb. 3: Scheinbare Linearität im Bereich 2 entsteht aus der Überlappung von nichtlinearen Effekten in den Bereichen 1 und 3.

Manchmal wird jedoch die Verwendung einer konstanten Steifigkeit durch Ergebnisse von Laborversuchen begründet. Solche beobachtete lineare Verhalten kann aber mehrere Ursachen haben — zu beachten ist, dass bei untersuchten Laborproben es sich überwiegend um eine Überlappung von mehreren nichtlinearen Effekten handelt (Abb. 3). Z.B. werden im Triaxialversuch unausweichliche Anliegefehler [5] mit zunehmender axialer Spannung reduziert, was eine scheinbare Zunahme der Steifigkeit mit sich bringt. Gleichzeitig nimmt jedoch die Steifigkeit während der Scherung ab, und das gemessene Spannungs-Dehnungsverhalten folgt einer Gerade. Auch die Schließung von Klüften bzw. Schichtgrenzen in einer Probe kann zum scheinbar linearen Verhalten führen [7].

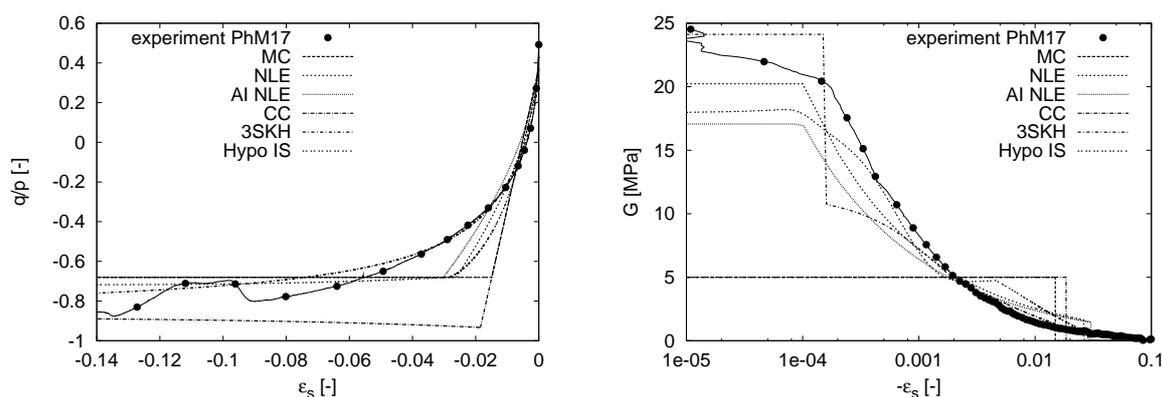


Abb. 4: Spannung-Dehnungskurven und tangentieller Schubmodul: Triaxialversuch mit Londoner Ton und Nachrechnungen mit verschiedenen Stoffgesetzen [20, 21].

Nur nach einer Umkehr der Deformationsrichtung oder nach einer Ruhepause kann man eine hohe Steifigkeit beobachten, die in einem begrenzten Dehnungsbereich konstant bleibt (Abb. 4). Diese Steifigkeit ist üblicherweise etwa dreimal höher als der Wert, den man als Anfangssteigung einer Spannung-Dehnungskurve aus einem konventionellen Triaxialversuch erhält, und entspricht den aus dynamischen Messungen ausgewerteten Elastizitätsmodulen [2].

Die für numerische Berechnungen verwendete Steifigkeit soll immer den für das betrachtete Randwertproblem maßgebenden Spannungs- bzw. Dehnungsbereich berücksichtigen. In Abb. 5 sind Laborkurven aus einem Triaxialversuch dargestellt, die für die Kalibrierung zweier Stoffgesetze (elastisch-ideal plastische und hypoplastische Stoffgesetz) verwendet wurden [8]. Das hypoplastische Stoffgesetz wurde dabei als realitätsnaher als das elastische ideal-plastische Stoffgesetz (Mohr-Coulomb) angesehen.

Beide Stoffgesetze wurden anschließend zur Prognose von Deformationen infolge eines Tunnelvortriebs verwendet. Das Mohr-Coulombsche Stoffgesetz lieferte weit bessere Ergebnisse als das hypoplastische Stoffgesetz, was zum Zweifel am hypoplastischen Stoffgesetz geführt hat. Dabei wurde das betrachtete Problem bei der Kalibrierung nicht korrekt analysiert, da die aus der FE-Berechnung erhaltenen Deformationen deutlich unter 1% geblieben sind<sup>1</sup>. Die Vergrößerung des Anfangsbereichs aus Abb. 5

<sup>1</sup>Dies wurde aus der guten Übereinstimmung der rein elastischen und der elasto-plastischen Berechnung ersichtlich.

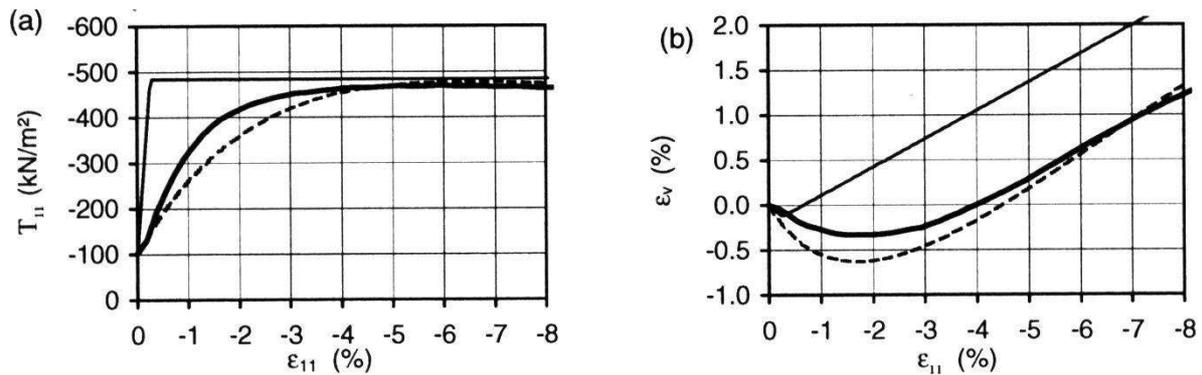


Abb. 5: Kalibrierung des hypoplastischen (gestrichelt) und elastischen idealplastischen (durchgezogen dünn) Stoffgesetzes anhand Triaxialversuchen mit Sand (durchgezogen fett) [8].

deutet auf einen Anliegefehler [5] am Versuchsbeginn hin, wobei die Anfangssteifigkeit des hypoplastischen Stoffgesetzes gerade diesem Verlauf folgt. Die Steifigkeit des Mohr-Coulombschen Stoffgesetzes ist etwa dreimal höher als die Anfangssteigung aus dem Versuch, womit sie näherungsweise der Steifigkeit bei kleinen Dehnungen entspricht. Und diese war für das betrachtete Problem ausschlaggebend!

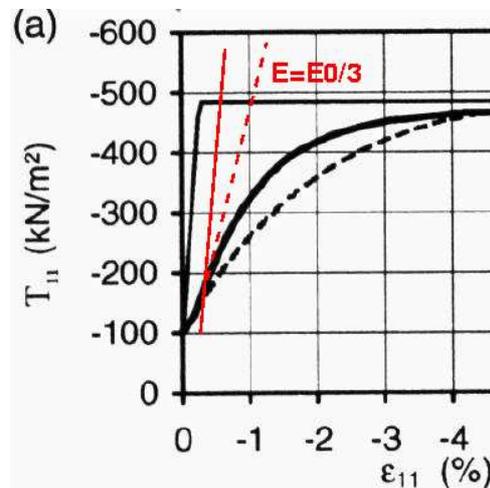


Abb. 6: Anfangssteifigkeit (Ausschnitt des Anfangsbereichs aus Abb. 5).

Gerade 2D-Berechnungen von Setzungsmulden oberhalb von Tunnelausbrüchen haben die Notwendigkeit der Berücksichtigung von Nichtlinearität (und auch von Anisotropie) im Bereich von kleinen Deformationen hervorgehoben [18, 13, 1, 24]. Es fehlt

jedoch meistens ein Vergleich mit Messungen im Feld oder in einem Modellversuch, und die Darstellung der Ergebnisse konzentriert sich nur auf die Oberflächensetzungen.

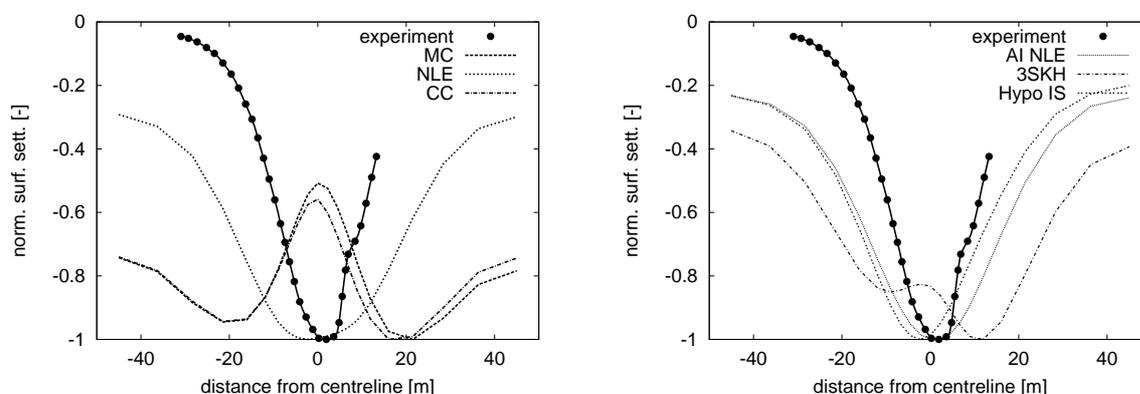


Abb. 7: Gemessene und mit verschiedenen Stoffgesetzen berechnete Setzungsmulde.

Abb. 7 zeigt die mit verschiedenen Stoffgesetzen berechneten Setzungsmulden im Vergleich mit den in situ Messungen am Heathrow-Versuchsstollen im Londoner Ton (für Details siehe [21]). Es handelt sich um gekoppelte 2D FE-Berechnungen, die die Vortriebsfolge berücksichtigen, was in einer nichtsymmetrischen Setzungsmulde resultiert. Während die einfachen Stoffgesetze die Setzungsmulde auch qualitativ nicht wiedergeben können, scheinen die Aussagen der fortgeschrittenen Stoffgesetze alle ähnlich zu sein.

Die der Abb. 7 zugehörigen Isolinien von vertikalen Verschiebungen in Abb. 8 ergeben ein viel differenzierteres Bild. Ein realistischer zwiebel förmiger Verschiebungsbereich, der den Feldmessungen [10] entspricht, wird nur von der Hypoplastizität mit intergranularen Dehnungen (Hypo IS) [23] bzw. von einem nichtlinearen Stoffgesetz mit Anisotropie (AI NLE) reproduziert. Ähnliche Auswirkungen der Nichtlinearität und Anisotropie in Stoffgesetzen werden ebenfalls für Berechnungen von Baugruben berichtet [25, 28, 27, 15].

### 3 Festigkeit

Genauso wenig wie Steifigkeit ist auch *Festigkeit* kein konstanter Bodenparameter. Sie ist auch keine von der Steifigkeit unabhängige Größe — es handelt sich doch um einen

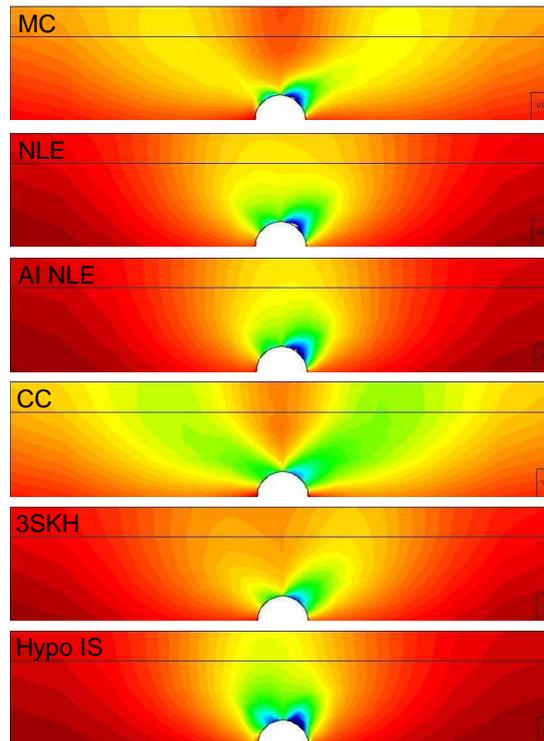


Abb. 8: Isolinien von vertikalen Verschiebungen.

Zustand mit verschwindender Steifigkeit. Ähnlich wie Steifigkeit hängt auch Festigkeit von Zustandsgrößen ab und ist vor allem spannungsempfindlich.

Die Spannungsabhängigkeit der Festigkeit kommt in einer Krümmung der Spannungsumhüllenden zum Ausdruck. Analog kann auch der Einfluß der bezogenen Lagerungsdichte sein. Die aus solcher Umhüllenden errechneten Reibungswinkel können somit in einem breiten Bereich schwanken und besonders bei kleinen mittleren Spannungen unerwartet hohe Werte erreichen (Abb. 9).

Nur wenige Stoffgesetze (wie z.B. Hypoplastizität) können mit dem Einfluß des mittleren Drucks, der Dichte oder der Überkonsolidierung konsistent umgehen. Die meisten Stoffgesetze linearisieren die Spannungsumhüllende für effektive Spannungen und ordnen dem Boden einen Reibungswinkel und eine Kohäsion zu. Die Bezeichnung *effektiv* ist für diese Größen überflüssig, da die Spannungsumhüllende nur für effektive Spannungen sinnvoll ist. Die Linearisierung der Spannungsumhüllenden kann jedoch nur in einem Spannungs- bzw. Dichtebereich zulässig sein, der für das zu lösende Randwertproblem maßgebend ist (und der nicht so leicht und eindeutig definierbar ist).

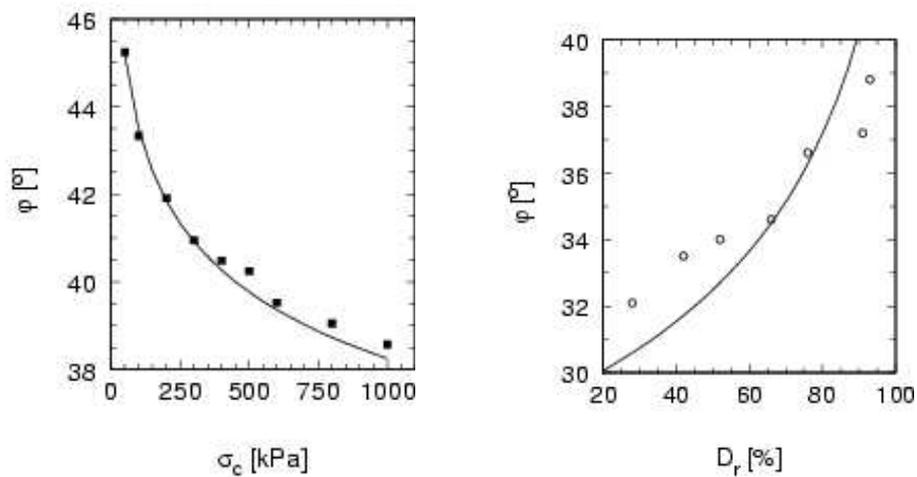


Abb. 9: Die aus gekrümmten Spannungsumhüllenden errechneten Reibungswinkel — Einfluß des mittleren Drucks und der bezogenen Lagerungsdichte (Daten aus Triaxialversuchen mit Karlsruher Sand [29]). Die durchgezogene Linie entspricht der Nachrechnung mit dem hypoplastischen Stoffgesetz [14].

Eine solche Kohäsion ist nur eine rechnerische Größe, die mit dem physikalischen Begriff der Kohäsion, nämlich der Scherfestigkeit bei der verschwindenden Normalspannung, nichts zu tun hat. Das Nichtbeachten dieser Interpretation führt zur Überschätzung der Scherfestigkeit im Bereich von kleinen und sehr hohen Normalspannungen. Demzufolge können die Berechnungen z.B. die Standsicherheit von Böschungen völlig überschätzen [3, 4].

Die Zustandsabhängigkeit der Scherfestigkeit ist am deutlichsten bei volumentreuer Deformation, d.h. bei undrännierten Bedingungen zu beobachten. Die sog. undrännierte Scherfestigkeit  $s_u$  (auch undrännierte Kohäsion  $c_u$  genannt) kann für jeden Boden praktisch beliebige Werte erreichen und hat nur für einen bestimmten Spannungsbereich und eine bestimmte Dichte (Porenzahl) eine Bedeutung. Unter triaxialen Bedingungen ergibt sie sich als

$$s_u = \frac{M}{2} \exp\left(\frac{\Gamma - 1 - e}{\lambda}\right)$$

für das Modified-Cam-Clay Stoffgesetz [22] bzw. als

$$s_u = \frac{3\sqrt{6}}{4a} \left( f_d - \sqrt{f_d^2 - 1} \right) p$$

für das hypoplastische Stoffgesetz [14] (mit  $a(\varphi_s)$ ,  $M(\varphi_s)$ , und  $f_d(D_r, p)$ , wobei  $\varphi_s$  den kritischen Reibungswinkel darstellt,  $D_r$  die bezogene Lagerungsdichte,  $p$  den mittleren Druck und  $e$  die Porenzahl;  $\Gamma$  und  $\lambda$  sind Bodenparameter). Die Variabilität undrainierter Scherfestigkeit verdeutlicht Probleme von Berechnungen in totalen Spannungen.

Darüber hinaus, analog zu Steifigkeit, kann auch Festigkeit kaum als skalare Größe betrachtet werden, da sie eine zustandsabhängige Fläche im Spannungsraum definiert. Dies gilt auch dann, wenn man die Zustandsabhängigkeit vernachlässigt und nur einen Parameter, wie bspw. den Reibungswinkel, zur Festlegung dieser Fläche verwendet. Es gibt mehrere Festigkeitskriterien (z.B. nach Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Lade oder Matsuoka-Nakai), die sich erst durch Schnitte in der deviatorischen Ebene unterscheiden. Dementsprechend kann die Kalibrierung z.B. aus einem triaxialen Kompressionsversuch zur Übereinstimmung dieser Kriterien für axial-symmetrische Kompressionspfade führen. Für Spannungspfade mit einem anderen Lode-Winkel können sich jedoch erhebliche Unterschiede ergeben. Beispielsweise ergibt sich im Falle des Drucker-Prager-Kriteriums für eine durch  $\varphi = 30^\circ$  definierte Scherfestigkeit in der axial-symmetrischen Kompressionsrichtung eine durch  $\varphi = 48.6^\circ$  definierte Scherfestigkeit in der Extensionsrichtung ( $\sigma_2 = \sigma_3 > \sigma_1$ )!

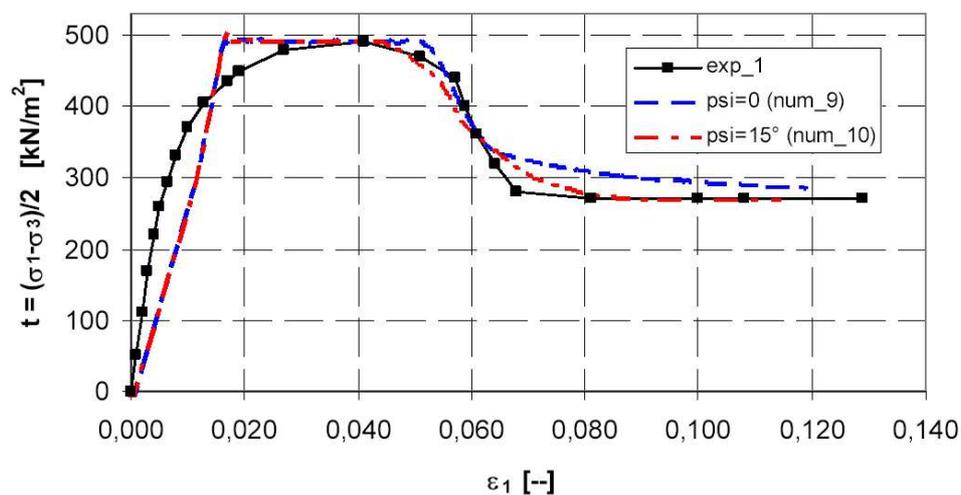


Abb. 10: Mohr-Coulomb-Stoffgesetz mit Entfestigung (gemessene und mit zwei Dilatanzwinkeln berechnete triaxiale Spannungs-Dehnungskurven für Dresdner Sand).

Es gibt noch ein weiteres, mit Scherfestigkeit verbundenes Thema, das trotz einer

großen Bedeutung am meisten aus den Betrachtungen verdrängt wird: *Entfestigung*. Spannungs-Dehnungskurven wie in Abb. 10 werden bei vielen Laborversuchen beobachtet, obwohl solche Auswertungen eigentlich inkorrekt sind. Die Abnahme von Schubspannungen nach einem Peak ist zweifellos mit der Lokalisierung von Verformungen in dünnen Scherfugen verbunden, was der Annahme eines Elementversuches mit einem für die ganze Probe geltenden eindeutigen Spannungs- und Dehnungszustand widerspricht. Auf der anderen Seite muß es sich bei einer Entfestigung auch um eine innere Bodeneigenschaft handeln, sonst dürften die kritischen Zustände (nach Casagrande, und später nach der Cambridge-Schule) nicht in Stoffgesetze eingebaut werden. Also, obwohl man die Entfestigung im Boden kaum nachvollziehbar messen kann, baut man das Phänomen in realitätsnahe Stoffgesetze ein, im einfachsten Fall z.B. für das Mohr-Coulombsche Stoffgesetz wie in Abb. 10.

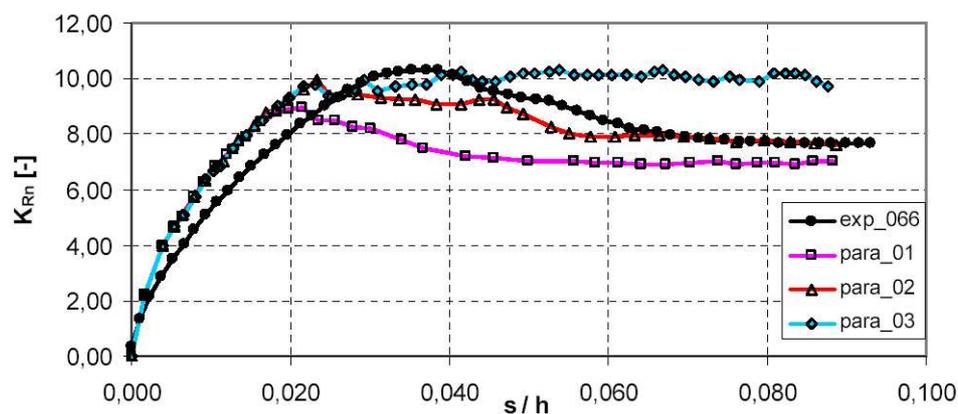


Abb. 11: Gemessene und berechnete Last-Verschiebungskurven für die Parallelverschiebung einer Modellwand im Dresdner Sand. Experiment (exp-066) nach [6], para-01 und para-02 bezeichnen das Mohr-Coulomb-Stoffgesetz mit Entfestigung, para-03 ohne Entfestigung.

Durch die Einbeziehung der Entfestigung in ein Stoffgesetz gewinnt man die Möglichkeit, die durch progressiven Bruch bezeichneten Randwertprobleme zu simulieren. Die FE-Berechnungen eines Erdwiderstand-Modellversuches [6] kann die gemessene Last-Verschiebungskurve erst dann zufriedenstellend reproduzieren, wenn die Entfestigung in einem nichtlinear-elastischen ideal-plastischen Stoffgesetz berücksichtigt wird (Abb. 11). Der Preis dafür ist jedoch die Netzabhängigkeit, die die numerischen

Ergebnisse von der Größe der Elemente abhängig macht.

#### 4 Volumetrisches Verhalten

Steifigkeit und Festigkeit sind Begriffe, die für alle Baustoffe im Bauingenieurwesen verwendet werden. Sie reichen jedoch nicht aus, das Bodenverhalten genügend zu beschreiben. Dazu muß mindestens noch das volumetrische Verhalten einbezogen werden. In anderen Worten, eine Spannungs-Dehnungskurve sollte immer im Zusammenhang mit volumetrischer Dehnung betrachtet werden, um das Bodenverhalten interpretieren zu können und Effekte wie Verdichtung, Auflockerung, Einspannung oder Porenwasserdrücke nachzuvollziehen.

Die Berechnung des Erdwiderstands (Abb. 11) hängt nicht nur von der Entfestigung ab, sondern auch von der Dilatanz. Die Ergebnisse der Berechnungen para-05 und para-07 in Abb. 12 unterscheiden sich voneinander nur durch den Dilatanzwinkel ( $\psi = 15^\circ$  im ersten bzw.  $5^\circ$  im zweiten Fall). Ein relativ kleiner Unterschied in der Dilatanz spiegelt sich in unterschiedlichen Verläufen der Last-Verschiebungskurven wider, einschließlich verschiedener Grenzwerte.

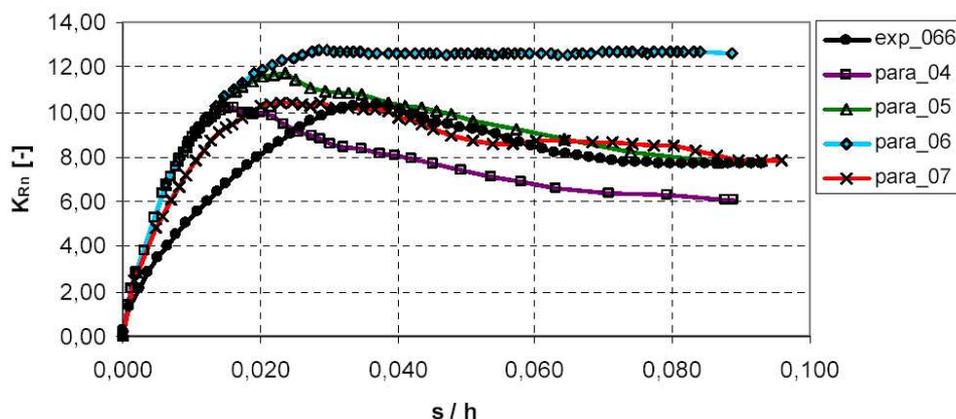


Abb. 12: Gemessene und berechnete Last-Verschiebungskurven für die Parallelverschiebung einer Modellwand im Sand — Einfluss der Dilatanz.

Für die in Abb. 12 dargestellten Berechnungen wurde nach dem Erreichen des Restreibungswinkels (s. Abb. 10) die Dilatanz zu Null gesetzt. Damit wurde weitgehend der kritische Zustand simuliert. Bei vielen Stoffgesetzen kann jedoch die Dilatanz zu

uneingeschränkter Volumenzunahme des Bodens führen. Wenn dies mit einer problembezogenen Volumenbehinderung verbunden ist, können die Bodenwiderstände weit überschätzt werden. Als Beispiel können die Berechnungen der Tragfähigkeit von Ankern und Pfählen unter Zugbeanspruchung dienen [9].

Es wird oft die Meinung vertreten, dass die Dilatanz Ergebnisse von Berechnungen ohne ausgeprägter Volumenbehinderung kaum beeinflusst. Das Ausmaß solcher Behinderung ist jedoch schwer zu definieren. Werden bei FE-Berechnungen starrer Fundamente auf der Bodenoberfläche die volumetrischen Dehnungen stark behindert? Ergebnisse solcher Berechnungen sind als normierte Last-Setzungsdiagramme in Abb. 13 dargestellt. Es hängt bestimmt vom subjektiven Urteil ab, ob die Unterschiede zwischen beiden Kurven erheblich oder minimal eingeschätzt werden sollen.

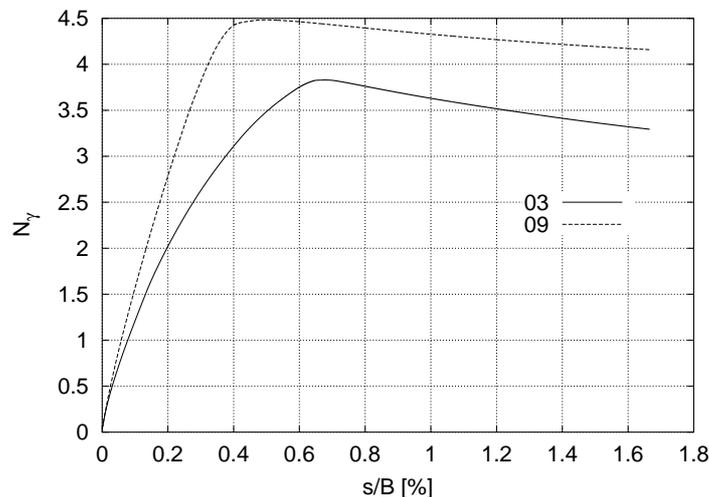


Abb. 13: Normierte Last-Setzungsdiagramme aus Berechnungen eines starren Fundamentes auf der Sandoberfläche (03:  $\psi = 0^\circ$  und 09:  $\psi = 25^\circ$ ) [16].

Bei der Betrachtung des Deformationsmusters in Abb. 14 sind jedoch zweifellos zwei unterschiedliche Mechanismen erkennbar. Während ohne Dilatanz das Fundament in den Boden eingedrückt wird, entstehen für den Dilatanzwinkel  $\psi = 25^\circ$  seichte Gleitflächen, die sich den Annahmen von Prandtl nähern.

Die Betrachtung des volumetrischen Verhaltens kann auch unrealistische numerische Prognosen der Ringspaltverpressung hinter einem Tunnelschild erklären. Gängige Stoffgesetze nehmen meistens an, dass beim Beginn einer „Entlastung“ sich der Boden ela-

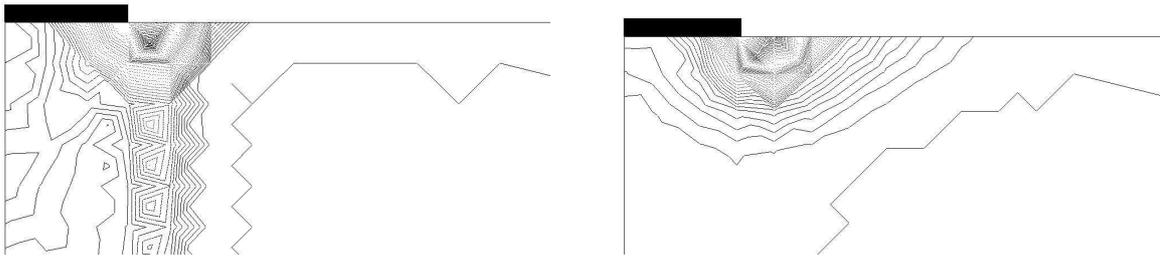


Abb. 14: Isolinien der 2. Invariante des Tensors der plastischen Dehnungen im Grenz-  
zustand — Berechnungen eines starren Fundamentes auf der Sandoberfläche (links:  
 $\psi = 0^\circ$ , rechts:  $\psi = 25^\circ$ ) [16].

stisch verhält und dadurch sein Volumen vergrößert. Das Gegenteil ist jedoch der Fall — eine Entlastung nach einer Umkehr der Deformationsrichtung ist mit Kontraktanz verbunden, ein Effekt, der sich mit der Hypoplastizität gut simulieren läßt [19].

Ein über den Umfang dieses Beitrages hinausgehendes Thema sind die Berechnungen von Porenwasserdrücken. Vor allem im Bezug auf das Verschwinden der effektiven Spannungen bei der Scherbeanspruchung (Verflüssigung) hat die Modellierung von volumentreuen Verformungen enorme Bedeutung. Nur solche Stoffgesetze, die das volumetrische Verhalten im dränierten Zustand zufriedenstellend reproduzieren, erfüllen die Voraussetzungen zur realistischen Beschreibung dieses Phänomens. Zu solchen Stoffgesetzen gehört auch die Hypoplastizität mit intergranularen Dehnungen [23].

## 5 Abschlußbemerkungen

Die hier kurz dargestellten bodenmechanischen Aspekte schließen mit Abstand nicht alle für numerische Prognosen bedeutende Effekte ein. Sehr komplex ist z.B. das Verhalten nach mehrfacher Umkehr der Deformationsrichtung (zyklisches Verhalten, geologische Geschichte). Auch die Effekte des Kornbruchs, der Verwitterung oder der Zeit (Kriechen, Relaxation) brauchen einen durch Stoffgesetze definierten Rahmen für eine numerische Behandlung. Es ist nicht zu erwarten, dass komplizierte Phänomene durch einfache Gleichungen realistisch wiedergegeben werden können. Ein unbegründetes Vertrauen in übereinfache Stoffgesetze ist zu Zeiten von sehr fortgeschrittenen

numerischen Methoden unangemessen. Während in der Entwicklung der Materialgleichungen (=Stoffgesetzen) die Bodenmechanik Jahrzehnte eine führende Rolle gespielt hat, wurde sie in den letzten Jahren durch andere Ingenieurgebiete überholt, nicht nur in der Entwicklung, sondern vor allem in der praktischen Anwendung moderner Stoffgesetze.

## Literatur

- [1] T. Addenbrooke, D. Potts, and A. Puzrin. The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. *Géotechnique*, 47(3):693–712, 1997.
- [2] J. Atkinson. Non-linear soil stiffness in routine design. *Géotechnique*, 50(5):487–508, 2000.
- [3] J. Atkinson and D. Farrar. Stress path tests to measure soils strength parameters for shallow landslips. In *Proc. XI ICSMFE, San Francisco*, volume 2, pages 983–986, Rotterdam, 1985. A.A.Balkema.
- [4] R. Baker. Inter-relations between experimental and computational aspects of slope stability analysis. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 27:379–401, 2003.
- [5] G. Baldi, D. W. Hight, and G. E. Thomas. A reevaluation of conventional triaxial test methods. In R. T. Donaghe, R. C. Chaney, and L. S. Marshall, editors, *Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM STP 977*, pages 219–263. American Society for Testing and Materials, 1988.
- [6] U. Bartl. *Zur Mobilisierung des passiven Erddrucks in kohäsionslosem Boden*. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Heft 12. Technische Universität Dresden, 2004.
- [7] N. Barton. Deformation phenomena in jointed rock. *Géotechnique*, 36(2):147–167, 1986.

- [8] C. Bliem. *3D Finite Element Berechnungen im Tunnelbau.*, volume 4 of *Advances in Geotechnical Engineering and Tunnelling*. Logos Verlag, Berlin, 2001.
- [9] R. B. J. Brinkgreve. *Geomaterial models and numerical analysis of softening*. PhD-Thesis, Delft Technical University, 1994.
- [10] A. Deane and R. Basset. The heathrow express trial tunnel. *Proc. Instn. Civil Engineers*, 113:144–156, 1995.
- [11] J. M. Duncan and C.-Y. Chang. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 96(SM5):1629–1653, 1970.
- [12] G. Gudehus. A comparison of some constitutive laws for soils under radially symmetric loading and unloading. In *3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, pages 1309–1323, Aachen, 1979. A.A.Balkema.
- [13] M. Gunn. The prediction of surface settlement profiles due to tunnelling. In *Predictive soil mechanics – Proc. Wroth memorial symposium*, pages 304–316. T.Telford, 1993.
- [14] I. Herle. Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1997. Heft 142.
- [15] I. Herle. Numerical predictions and reality. In D. Kolymbas, editor, *Advanced mathematical and computational geomechanics.*, pages 167–194. Springer, 2003.
- [16] I. Herle and J. Fedá. Interaction of spread footings with sandy subsoil. Part 2: Plane strain FE modelling. *Engineering Mechanics*, 9(4):259–272, 2002.
- [17] R. Kondner. Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 89(SM1):115–143, 1963.
- [18] K. Lee and R. Rowe. Deformations caused by surface loading and tunnelling: the role of elastic anisotropy. *Géotechnique*, 39(1):125–140, 1989.

- [19] M. Maehr and I. Herle. Volume loss and soil dilatancy. *Rivista italiana di geotecnica*, 38(4), 2004. In print.
- [20] D. Mašín. *Laboratory and numerical modelling of natural clays*. MPhil-Thesis, City University, London, 2004.
- [21] D. Mašín and I. Herle. Numerical analyses of a tunnel in London clay using different constitutive models. In *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground*. A.A.Balkema, 2005. In print.
- [22] D. Muir Wood. *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge University Press, Cambridge, 1990.
- [23] A. Niemunis and I. Herle. Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 2(4):279–299, 1997.
- [24] H. F. Schweiger, M. Kofler, and H. Schuller. Some recent developments in the finite element analysis of shallow tunnels. *Felsbau*, 17:426–431, 1999.
- [25] B. Simpson, N. O’Riordan, and D. Croft. A computer model for the analysis of ground movements in London Clay. *Géotechnique*, 29(2):149–175, 1979.
- [26] C. Tamagnini and G. Viggiani. On the incremental non-linearity of soils. Part I: theoretical aspects. *Rivista italiana di geotecnica*, 36(1), 2002. 44-61.
- [27] G. Viggiani and C. Tamagnini. Ground movements around excavations in granular soils: a few remarks on the influence of the constitutive assumptions on FE predictions. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 5:399–423, 2000.
- [28] P.-A. von Wolffersdorff. Verformungsprognosen für Stützkonstruktionen. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1997. Heft 141.
- [29] W. Wu. Hypoplastizität als mathematisches Modell zum mechanischen Verhalten granularer Stoffe. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1992. Heft 129.

**Autoren**

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle  
Technische Universität Dresden  
Professur für Bodenmechanik und Grundbau  
01062 Dresden  
Tel. 0351/463-37540  
e-mail: [ivo.herle@mailbox.tu-dresden.de](mailto:ivo.herle@mailbox.tu-dresden.de)  
Internet: [www.tu-dresden.de/biwigt/Grundbau](http://www.tu-dresden.de/biwigt/Grundbau)

David Mašín, MPhil.  
Karlsuniversität Prag  
Institut für Hydrogeologie, Ingenieurgeologie und Angewandte Geophysik  
Albertov 6  
12843 Praha 2  
Tschechische Republik  
Tel. 420/221951552  
e-mail: [masin@natur.cuni.cz](mailto:masin@natur.cuni.cz)  
Internet: [www.natur.cuni.cz/uhigug](http://www.natur.cuni.cz/uhigug)