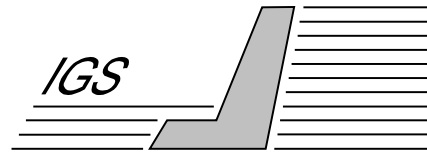


Universität Stuttgart



Institut für Geotechnik

2003
Mitteilung 50

Herausgeber P. A. Vermeer

Thomas Marcher

Nichtlokale Modellierung der Entfestigung
dichter Sande und steifer Tone

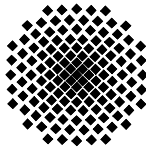
Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. P. A. Vermeer
Institut für Geotechnik
Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 35
70569 Stuttgart
Telefon 0711/685-2436
Telefax 0711/685-2439
e-mail: vermeer@igs.uni-stuttgart.de

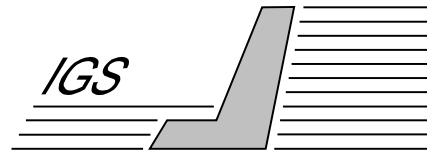
ISBN 3-921837-50-2

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.

Herausgegeben 2003 im Eigenverlag des Instituts für Geotechnik



Universität Stuttgart



Institut für Geotechnik

2003
Mitteilung 50

Herausgeber P. A. Vermeer

Thomas Marcher

Nichtlokale Modellierung der Entfestigung
dichter Sande und steifer Tone

Nichtlokale Modellierung der Entfestigung dichter Sande und steifer Tone

Von der Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde
eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung,

vorgelegt von

THOMAS MARCHER
geboren in Fürstenfeldbruck

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. P. A. Vermeer
Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. W. Ehlers
Prof. Dr. sc. techn. T. Schanz

Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart
Stuttgart, November 2002

Vorwort des Herausgebers

Charakteristisch für dicht gelagerte Böden unter Scherbeanspruchung ist eine Auflockerung des Korngerüstes durch Volumenzunahme bzw. Dilatanz. Dies wird nicht nur bei dicht gelagerten Sanden beobachtet, sondern auch bei steifen bis festen Tonen, wie bereits im vorigem Heft dieser Reihe gezeigt. Gleichzeitig mit dieser Dilatanz beobachtet man eine Abnahme der Festigkeit nach Erreichen eines Peakwertes. Es tritt Entfestigung ein, die sich auf die Stabilität von Bodenkörpern in Form eines progressiven Bruches auswirkt; beispielsweise bei Böschungen und der Ortsbrust eines Tunnels. Die Entfestigung bewirkt das Auftreten eines im mathematischen Sinne schlecht gestellten Problems, d.h. ein Problem ohne eindeutige Lösung. Bei Finite Elemente Berechnungen ergibt sich daher sowohl für die Bruchlast als auch für die Last-Verschiebungsbeziehungen eine starke Abhängigkeit von der Feinheit des Netzes.

Den Unzulänglichkeiten bei der Kombination von klassischen Kontinuumstheorien und entfestigenden Materialmodellen versuchte man in den letzten Jahren durch Regularisierungsmaßnahmen zu begegnen. Als wichtigste Ansätze seien hier das mikropolare Cosserat-Kontinuum, das Gradienten-Kontinuum (Gradienten-Plastizität) und das Integralkontinuum (nicht-lokale Plastizität) genannt. Die Brauchbarkeit der Regularisierungsmethoden ist bisher nur teilweise demonstriert worden, wobei die Verbindung zwischen einer effektiven Regularisierung und dem jeweils verwendeten Stoffgesetz teilweise noch offen ist. Die Forschung in diesem relativ neuen wissenschaftlichen Bereich wird an der Universität Stuttgart von einer durch die DFG geförderten Forschergruppe mit dem Thema „Modellierung kohäsiver Reibungsmaterialien als Kontinuum oder als Diskontinuum“ durchgeführt. Die vorliegende Promotionsschrift von Herrn Dr.-Ing. Thomas Marcher entstand im Rahmen dieser Forschergruppe und dadurch ergaben sich besonders förderliche Impulse. Auch die wichtige Verbindung zu den französischen Kollegen der „Laboratoire 3S“ in Grenoble darf nicht unerwähnt bleiben.

Herr Dr. Marcher gewährt in seiner Arbeit zu Beginn einen Einblick in das Verhalten von Böden. Die Abhandlung enthält hier zunächst das Verhalten der kohäsionslosen Sande, welches in Vorarbeiten des Instituts bereits beschrieben wurde. Neu ist die Literaturstudie und eigene Studien zur Dicke der Scherfugen in Sanden, welche zu einem nicht unerheblich weiterreichenden Beitrag führen. Die Abhandlung über das Bodenverhalten beschreibt im Weiteren die umfangreichen experimentellen Untersuchungen an einem steifen Ton. Dabei werden hier nur die wesentlichsten Resultate wiedergegeben, da im vorigem Heft dieser Reihe bereits eine detaillierte Zusammenstellung erfolgte.

Ein weiterer Teil der Studie enthält die Abhandlung über ein theoretisch anspruchsvolles elastoplastisches Stoffgesetz, welches sowohl die Reibungsentfestigung, als auch die Kohäsionsentfestigung des Bodens berücksichtigt. Es ist der Verdienst von Herrn Dr. Marcher, dass das Problem des progressiven Bruches nun lösbar geworden ist. Dabei sei der finanziellen Unterstützung der Deutschen Forschungsgesellschaft besonders gedankt.

Pieter A. Vermeer

Vorwort des Verfassers

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart von 1998 bis 2002.

Die Entscheidung, nach einer bereits aufgenommenen Tätigkeit in der freien Wirtschaft eine wissenschaftliche Arbeit am Institut aufzunehmen, reifte aus der Erfahrung, dass die Praxis – insbesondere in der derzeitigen angespannten Lage – keine intensive Behandlung der unterschiedlichsten Aufgabenstellungen zulässt. Um das Gefühl zu bewahren, intuitiv die richtigen Ansätze und Folgerungen zu ziehen, ist meines Erachtens eine gediegene Ausbildung im Fachgebiet von Nöten.

Mein Dank gilt an erster Stelle Herrn Prof. Dr.-Ing. Dimitrios Kolymbas und Herrn Prof. Dr.-Ing. Pieter Vermeer. Durch deren freundschaftlichen Kontakte habe ich von der zu besetzenden wissenschaftlichen Stelle erfahren und die beiden Herren haben mich dazu ermutigt, die Praxis zu verlassen, um in die „Tiefen“ der Ingenieurwissenschaften einzutauchen. Herrn Prof. Dr.-Ing. Pieter Vermeer danke ich weiteres für die Übernahme des Hauptberichtes und Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Ehlers, sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. Tom Schanz für die kritische Auseinandersetzung mit meiner Arbeit und die bereitwillige Übernahme des Mitberichts. Nicht zuletzt bedanke ich mich bei allen Kollegen und Mitarbeitern am Institut für Geotechnik für die angenehme Arbeitsatmosphäre. Die fachlich herausfordernde und konstruktive Zusammenarbeit in der Forschergruppe „Modellierung kohäsiver Reibungsmaterialien als Kontinuum oder als Diskontinuum“ lieferte wesentliche Beiträge für das Gelingen der vorliegenden Arbeit. Die zahlreichen Präsentationen und Vorträge innerhalb der Forschergruppe aber auch aktive Präsenz an nationalen und internationalen Tagungen festigten meine Fähigkeiten zur Vermittlung komplexer Zusammenhänge und den Umgang mit kritischen Fragestellungen. Wesentliche Teile der numerischen Umsetzung im Bereich der Materialmodelle sind in intensiver Zusammenarbeit mit Herrn Dr. Paul Bonnier entstanden, wofür ich mich an dieser Stelle herzlichst bedanken möchte. Die vorliegende Arbeit baut auf einem umfangreichen experimentellen Programm auf, welches in einem eigenständigen Mitteilungsheft beschrieben wurde (IGS-Mitteilungsheft 49). Das umfangreiche Testprogramm wäre nicht ohne die tatkräftige Unterstützung von mehreren Wissenschaftlern und wissenschaftlichen Hilfskräften möglich gewesen. An dieser Stelle möchte ich mich bei den Mitarbeitern des Laboratoire 3S in Grenoble für die intensive, freundschaftliche Zusammenarbeit bedanken: Dr. Jacques Desrues, Dr. G. (Cino) Viggiani, Frau Dipl. Ing. S. Marelllo, Herr Dipl. Ing. L. Lenti und Herr Ing. Charrier haben maßgeblich zum Gelingen des kooperativen Versuchsprogramms beigetragen. Im IGS Labor wurden die Versuche von Herrn Dipl. Ing. Jan Mock und Herrn Mößner vorangetrieben, wofür ich mich herzlichst bedanken möchte. Für das kritische Gegenlesen der vorliegenden Arbeit bin ich Herrn PD Dr.-Ing. Hermann Schad und Herrn Dipl. Ing. Heiko Neher dankbar.

Von Herzen danke ich meiner Frau Patricia Tartarotti und meinem Sohn Aaron S., die mir stets Heimat vermittelten und Stärke bewiesen, einerseits das Wesentliche und die Freude im Leben aufzuzeigen, andererseits mit einer ausgewogenen Mischung aus gesunder Kritik und erbauendem Optimismus zur Seite zu stehen.

Die gewonnenen Erfahrungen empfinde ich nunmehr als ein Set von praktischen Möglichkeiten, die es zulassen, sich an einem „Sprachspiel“ zu beteiligen und mit denen man beobachtet, wie jede Handlung die „Stellung im Spiel“ verändert. Auch im Ingenieurwesen sollte sich das Denken nicht alleinig in Form von Plänen und Formeln sondern vielmehr durch die Sprache ausdrücken, sodass die Bedeutung einer Idee durch seine Verwendungsweise bestimmt wird. Denn zu verstehen, was jemand gesagt hat, heißt (auch) in der Lage zu sein, zu unterscheiden, auf was man sich festgelegt hat, um anderes abzulehnen und unter welchen Bedingungen man seine Ansprüche gerechtfertigt sieht (frei angewandt nach Thesen von ROBERT B. BRANDOM in *Making It Explicit*).

In Anerkennung der Förderung durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG)

Thomas Marcher

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1
2	Entfestigung in Geomaterialien	5
2.1	Praktische Relevanz der Entfestigung	5
2.2	Grundlagen der Dehnungslokalisierung	7
2.3	Lokalisierungsanalyse — Stand der Forschung	9
3	Reibungsentfestigung nichtbindiger Böden	13
3.1	Experimentelle Daten — Hostun–Sand	14
3.1.1	Charakterisierung des Versuchssandes	15
3.1.2	Typisches Materialverhalten	16
3.1.3	Lokalisierungsphänomene dichter Sande	17
3.2	Lokale Modellierung und Parameteridentifikation	22
3.2.1	Reibungsentfestigung — ein empirischer Ansatz	22
3.2.2	Verwendete Stoffgesetze	25
3.2.3	Parameteridentifikation für Hostun–Sand	38
3.3	Nichtlokale Modellierung	49
3.3.1	Notwendigkeit einer Regularisierungsmaßnahme	50
3.3.2	Nichtlokales Integralkontinuum	52
3.3.3	Validierungsbeispiel Biaxialtest	60
3.4	Zusammenfassung und Beurteilung	64
3.4.1	Zusammenfassung der Reibungsentfestigung	64

3.4.2	Beurteilung der Reibungsentfestigung	65
4	Kohäsionsentfestigung bindiger Böden	69
4.1	Charakteristische Merkmale bindiger Böden	70
4.1.1	Homogenität natürlich anstehender Böden	70
4.1.2	Kohäsion in bindigen Böden	71
4.1.3	Sedimentationsanisotropie	71
4.1.4	Ton / Tonminerale	72
4.1.5	Steife, überkonsolidierte Tone	72
4.1.6	Kohäsionsentfestigung / Restscherfestigkeit	73
4.2	Experimentelle Daten — Beaucaire–Mergel	74
4.2.1	Charakterisierung des Beaucaire–Mergels	75
4.2.2	Typisches Materialverhalten	78
4.2.3	Materialverhalten unter ebener Verformung	82
4.2.4	Lokalisierungsphänomene steifer Tone	83
4.2.5	Auswertung der Festigkeits– und Steifigkeitsparameter	89
4.3	Lokale Modellierung und Parameteridentifikation	92
4.3.1	Parameteridentifikation für Beaucaire–Mergel	93
4.3.2	Kohäsionsentfestigung — ein empirischer Ansatz	100
4.3.3	Lokale Modellierung mit Kohäsionsentfestigung	103
4.3.4	Kalibrierung der Kohäsionsentfestigung	103
4.4	Nichtlokale Modellierung	104
4.4.1	Entfestigungsgesetz und nichtlokales Integralkontinuum	106
4.4.2	Validierungsbeispiel Biaxialtest	107
4.5	Zusammenfassung und Beurteilung	110
4.5.1	Zusammenfassung der Kohäsionsentfestigung	110
4.5.2	Beurteilung der Kohäsionsentfestigung	111
5	Geotechnische Randwertprobleme	115

5.1	Berechnung einer geböschten Baugrube	116
5.1.1	Betrachtetes Randwertproblem	116
5.1.2	Betrachteter Boden und Parameterwahl	117
5.1.3	Diskretisierung und Berechnungsablauf	118
5.1.4	Berechnungsergebnisse	119
5.1.5	Diskussion der Ergebnisse	122
5.2	Berechnung einer Tunnelortsbrust	123
5.2.1	Betrachtetes Randwertproblem	125
5.2.2	Diskretisierung und Berechnungsablauf	125
5.2.3	Berechnungsergebnisse	127
5.2.4	Diskussion der Ergebnisse	131
5.3	Bewertung der Randwertprobleme	132
6	Zusammenfassung und Ausblick	135
	Literaturverzeichnis	141

Kapitel 1

Einführung

Die vorliegende Arbeit liefert einen Beitrag zur Beschreibung von Entfestigungsphänomenen in Geomaterialien, wie dichten Sanden und steifen Tonen. Versagensmechanismen sind in solchen Materialien meistens Konsequenz einer Dehnungslokalisierung in dünnen Zonen, den so genannten Scherbändern, verbunden mit einer fortschreitenden Reduzierung der Festigkeit. Ausgangspunkt ist eine phänomenologische Betrachtung des Verhaltens der untersuchten Böden, um auf Grundlage dieser Erfahrungen, eine möglichst realistische Modellierung zu erreichen.

Aufgabe des Ingenieurs ist die Entwicklung eines Modells zur wirklichkeitsnahen Wiedergabe der wesentlichen Materialeigenschaften. Bei der Verwirklichung dieses Ziels steht jedoch der Geotechniker vor der Schwierigkeit, dass der Boden im Unterschied zu den künstlichen Materialien des konstruktiven Ingenieurbaus durch eine erhebliche Varianz der grundlegenden Eigenschaften geprägt ist. Erkundungen vor Ort und Erprobungen im Labor sind zwar Hilfsmittel des geotechnischen Ingenieurs, um einen kleinen Einblick in das zu untersuchende Material zu erhalten, örtliche Inhomogenitäten (wie Hohlräume, Klüfte, Risse, etc.) führen jedoch immer zu einer in der Geotechnik als Baugrundrisiko bezeichneten Unsicherheit. GÜDEHUS [62] drückt dies wie folgt aus:

„Nur wenn ein Erdkörper künstlich und kontrolliert hergestellt worden ist, sind Aufbau und Zusammensetzung bekannt. Bei der Entstehung des natürlichen Erdkörpers, also des Baugrundes, war aber niemand dabei, und sie lässt sich auch mit den Methoden der Geologie höchstens teilweise rekonstruieren.“

Beobachtungen und Erfahrungen sind daher wesentliche Bestandteile des geotechnischen Ingenieurs zur Beschreibung des zu analysierenden Bodens. Auf Grundlage von Klassifikationen, empirischen Beziehungen und Korrelationen lässt sich das Materialverhalten näherungsweise beschreiben.

Die geschilderte Komplexität des Materials „Boden“ beeinflusst auch den vorliegenden Beitrag. Die Modellierung der Entfestigung in bindigen und nichtbindigen Böden

basiert in erster Linie auf der Betrachtung der bodenspezifischen Phänomenologie. Grundlage der Arbeit ist eine kontinuumsmechanische Modellierung und die Verwendung eines Stoffgesetzes, welches Materialparameter mit einem möglichst praxisrelevanten Bezug verwendet. Die numerische Untersuchung von Versagensmechanismen mit einhergehender Dehnungslokalisierung erfordert sowohl auf der Ebene des Stoffgesetzes als auch auf der Ebene des Kontinuumsmodells Erweiterungen gegenüber herkömmlichen Formulierungen und führt so zu zusätzlichen Parametern. Ziel der vorliegenden Arbeit ist eine möglichst einfache Weiterentwicklung eines bestehenden Materialmodells zur hinreichend genauen und praxisorientierten Beschreibung der Entfestigungsphänomene in dichten Sanden und steifen Tonen.

Unter Berücksichtigung dieser einführenden Bemerkungen gliedert sich die Arbeit in folgende Abschnitte:

- In Kapitel 2 wird die Entfestigung in Geomaterialien allgemein behandelt; nach einer Erörterung der praktischen Relevanz der Entfestigung werden die Grundlagen der Dehnungslokalisierung aufgezeigt und der Stand der Forschung auf dem Gebiet der Lokalisierungsanalyse dargestellt.
- Kap. 3 behandelt die Reibungsentfestigung kohäsionsloser Böden am Beispiel des Versuchsmaterials Hostun–Sand. Nach einer kurzen Charakterisierung des verwendeten Versuchsmaterials inklusive einer Darstellung des typischen Materialverhaltens und der auftretenden Lokalisierungsphänomene, wird ein empirischer Ansatz zur Beschreibung der Reibungsentfestigung aufgestellt. Anschließend wird ein elastoplastisches Materialmodell mit Verfestigung (Hardening–Soil–Modell) um die Reibungsentfestigung erweitert, um eine Identifikation der notwendigen Parameter zur Beschreibung des betrachteten Materialverhaltens zu ermöglichen. Wesentlicher Bestandteil des Kapitels ist die Beschreibung inhomogener Deformationsfelder durch eine Kombination der erweiterten Materialtheorie mit einer regularisierenden Kontinuums-theorie, um so konsistente, netzunabhängige Ergebnisse zu erhalten. Damit einhergehende zusätzliche Parameter werden einer ersten Sensitivitätsanalyse unterzogen. Biaxialversuche an Hostun–Sand dienen im weiteren als Validierungsbeispiele, um eine Überprüfung der Entfestigungsmodellierung anhand von Testdaten zu ermöglichen. Eine Zusammenfassung und kritische Bewertung des vorgestellten Modells zur Erfassung des Phänomens der Reibungsentfestigung in Sandböden schließt das vorliegende Kapitel ab.
- Kap. 4 behandelt das Phänomen der Kohäsionsentfestigung am Beispiel eines steifen, überkonsolidierten bindigen Bodens. Im Unterschied zum Hostun–Sand, für den ausreichend Testdaten zur Verfügung standen, gab es keine ausreichenden Experimente an einem bindigen Boden, die eine Modellierung des Postpeak–Materialverhaltens erlauben würden. Somit wurde die Durchführung eines umfangreichen Versuchsprogramms an Beaucaire–Mergel notwendig. Der Aufbau des vorliegenden Kapitels ist identisch zu Kap. 3: zunächst werden die Grundeigenschaften des betrachteten Materials vorgestellt, gefolgt von einer

Charakterisierung des typischen Materialverhaltens und der Präsentation typischer Lokalisierungsphänomene. Der Hauptteil des Kapitels beschäftigt sich mit der konstitutiven Beschreibung des betrachteten Materialverhaltens. Eine lokale Betrachtung beginnt mit einer Kalibrierung des Hardening–Soil–Modells durch Nachrechnung der Testdaten und der Identifizierung eines Parametersatzes. Im Anschluss daran wird das zunächst lediglich verfestigende Materialmodell zur Wiedergabe der in steifen Tönen zu beobachtende Kohäsionsentfestigung erweitert. Eine daran anschließende nichtlokale Modellierung ermöglicht die Beschreibung der inhomogenen Verformungszustände. Ein Biaxialtest wird benutzt, um eine erste Verifizierung der Entfestigungsmodellierung durch Nachrechnung von Versuchsdaten durchzuführen. Abschließend findet eine kurze Zusammenfassung und eine kritische Bewertung der angewandten Modellbildung statt.

- In Kap. 5 wird das in Kap. 4 entwickelte Entfestigungsmodell angewandt, um zwei geotechnische Randwertprobleme — eine geböschte Baugrube und ein Tunnelbauwerk — numerisch zu analysieren. Eine kritische Bewertung der nichtlokalen Berechnung der geotechnischen Randwertprobleme schließt das vorliegende Kapitel ab.
- Kap. 6 schließt die Arbeit mit einer Zusammenfassung und einem Ausblick der nichtlokalen Modellierung zur Beschreibung der Entfestigung dichter Sande und steifer Tone.

Kapitel 2

Entfestigung in Geomaterialien

2.1 Praktische Relevanz der Entfestigung

Einer der wichtigsten Aufgaben der Geotechnik ist die Bemessung der betrachteten Baumaßnahme mit ausreichender Sicherheit zur Verhinderung eines Grenzzustandes im allgemeinen und eines Bruchzustandes des Baugrundes bzw. des Systems Bauwerk/Baugrund im speziellen. In Abhängigkeit des Verhaltens des Geomaterials bzw. der Systemsteifigkeit (Bauwerk/Baugrund) kann sich ein spröder oder duktiler Bruch einstellen. Die Europäische Normung zur Geotechnik [54] drückt diese grundsätzlichen Anforderungen an die geotechnische Bemessung wie folgt aus:

„Die Verformungsverträglichkeit der eingesetzten Materialien im Bruchzustand ist zu untersuchen, besonders für Materialien mit sprödem Verhalten oder solchen, die einen Festigkeitsrückgang bei steigenden Verformungen zeigen. Beispiele dafür sind überbewehrter Beton, dichtgelagerte nichtbindige Böden, zementierte Böden und Tone mit geringer Restscherfestigkeit.“

„Der Festigkeitsrückgang bei steigenden Verformungen“ ist ein typisches Materialverhalten natürlich anstehender Böden, wie z. B. dicht gelagerte nichtbindige Böden und steife (meist überkonsolidierte) bindige Böden. Die im Postpeak-Bereich auftretende Reduzierung der Festigkeit bei fortgesetzter Verformung wird in der vorliegenden Arbeit als **Entfestigung** bezeichnet.

Versagensmechanismen in Geomaterialien sind meist eine Konsequenz der Konzentration von Schubverzerrungen in dünnen Zonen, die in weiterer Folge die maximale Festigkeit überschreiten und entfestigen. Eine volle Mobilisierung dieser Festigkeit in den Scherzonen führt zu Relativverschiebungen und damit einhergehend zum Versagen. In der geotechnischen Praxis sind solche Phänomene bei reinen Erdbauwerken zu beobachten (z. B. Böschungsbruch) bzw. sind ein Resultat der Kombination mit geotechnischen Bauwerken, wie z. B. Grundbruch einer Flachgründung, Gelände-

bruch einer Stützmauer, Traglastversagen von Erdankern/Pfählen oder Verbruch eines Tunnels.

Die in der Geotechnik mit solchen Versagensmechanismen einhergehenden Kosten können enorm sein. Daher muss die Komplexität jedes geotechnischen Problems im Zusammenhang mit dem veranschlagten Risiko für Menschen und für Sachschäden erfasst werden, um die Mindestanforderungen für den Umfang und die Qualität geotechnischer Untersuchungen, Berechnungen und Überwachungsmaßnahmen sicherstellen zu können [54].

Geotechnische Berechnungen werden traditionell durch konventionelle Standsicherheitsanalysen und getrennt davon durch Verformungsanalysen im Sinne einer Gebrauchstauglichkeit durchgeführt. Die FE-Methode wurde zunächst als Instrument der Verformungsanalyse in die Ingenieurwissenschaften eingeführt. Durch die Erweiterung der linear-elastischen Berechnungen auf die Elastoplastizität wurden auch Grenzzustandsanalysen mit der FE-Methode möglich.

Die Modellierung der geotechnischen Randwertprobleme unterliegt generell starken Vereinfachungen. Als Beispiel sei die zweidimensionale Abbildung eines Bemessungsobjektes genannt, die nach wie vor den Stand der Technik darstellt. Das Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens ist jedoch in den meisten Fällen stark durch dreidimensionale Effekte beeinflusst. Zum Beispiel setzt die Herstellung eines Tunnelbauwerkes die Standsicherheit eines teilweise ungestützten Hohlraumes voraus, der ausschließlich durch die Mobilisierung einer dreidimensionalen Gewölbewirkung zustande kommen kann.

Hinsichtlich der notwendigen Stoffgesetze werden in der geotechnischen Praxis derzeit vorwiegend einfache Materialmodelle angewandt. Meist kommen linear-elastische, starr-plastische Formulierungen zum Einsatz, die das komplexe Spannungs-Dehnungsverhalten der meisten Böden nur unzureichend wiedergeben können. Der Versuch, höherwertige Stoffgesetze in die Praxis umzusetzen, scheitert oftmals an „akademischen“ Materialparametern der Modelle, die vielfach mit speziellen Techniken bzw. mit von üblichen Versuchsvorgängen abweichenden Abläufen ermittelt werden müssen. Darüber hinaus führt die Einführung „neuer“ Bodenkennwerte dazu, dass die gesammelten Erfahrungen bzw. Korrelationen nicht mehr anwendbar sind.

Sobald Versagensmechanismen selbst bzw. das Verformungsverhalten eines geotechnischen Bauwerks nahe eines Bruchzustandes numerisch untersucht werden sollen, ist die Erweiterung eines Materialmodells unumgänglich. Im vorliegenden Beitrag wird ein effizientes Materialmodell vorgestellt, das die Effekte der Dehnungslokalisierung und Scherbandentwicklung erfassen kann.

2.2 Grundlagen der Dehnungslokalisierung

Das Phänomen der Dehnungslokalisierung und der damit einhergehenden Entfestigung kann bei verschiedensten Geomaterialien beobachtet werden. Neben den typischen Lockergesteinen (bindige und nichtbindige Böden, wie z. B. Tone und Sande) gehören Festgesteine (Fels), aber auch Beton und Mauerwerk zu entfestigenden Materialien.

Lokalisierung kann als ein Vorgang beschrieben werden, in dem die zunächst homogene Deformation abrupt oder stetig in einen ausgesprochen inhomogenen Deformationsmodus übergeht. Die Konzentration der Verformungen in einem schmalen Band führt dazu, dass sich die übrigen Bereiche entlasten und im weiteren wie starre Körper verhalten. Die Deformationsvorgänge innerhalb der lokalisierten Zone führen zu einer Entfestigung, d. h. einem Verlust an Tragfähigkeit bei gleichzeitiger Zunahme der Deformationen. Die „Art der Lokalisierung“ und das Ausmaß der Entfestigung ist extrem unterschiedlich und hängt von verschiedensten Faktoren ab.

Nach Art des Deformationsmodus können zwei Hauptgruppen unterteilt werden:

- Materialien, die unter fortgesetzter Verformung zu einer **Rissbildung** tendieren (Schädigung bzw. Trennung des Materials). Zu dieser Gruppe gehören Fels, Beton und Mauerwerk unter moderaten Spannungsniveaus.
- Materialien, die durch die **Ausbildung eines Scherbandes** mit finiter Dicke und einer Gleitreibung gekennzeichnet sind. Zu dieser zweiten Gruppen zählen typischer Weise Lockergesteine, wie dichte Sande und steife Tone, aber auch Fels, und Beton unter hohen Spannungsniveaus.

U. a. nach DE BORST *et al.* [32] werden diese beiden Modi als Bruchmodus I respektive Bruchmodus II bezeichnet. Die Kombination aus beiden Modi, die bei Fels und Beton unter verschiedenen Spannungsniveaus denkbar ist, wird zum Teil als Bruchmodus III beschrieben.

In der vorliegenden Arbeit werden dichte Sande und steife Tone in Betracht gezogen, die dem Versagensmodus II zuzuordnen sind. Ein markantes Kennzeichen dieser Materialien ist die unter fortgesetzter Scherbeanspruchung auftretende Dilatanz innerhalb der Lokalisierungszone, d. h. eine Auflockerung des Partikelgefüges und eine damit einhergehende Abnahme der Festigkeit.

Bei der Analyse von Lokalisierungsphänomenen ist prinzipiell zwischen zwei Komponenten der Entfestigung zu unterscheiden:

- Die Dilatanz innerhalb der Scherfuge führt zur Auflockerung des Korngerüsts [6, 13]. Diese **Materialentfestigung** kann im idealen Fall an einer homogen deformierbaren Probe beobachtet werden.
- Sobald jedoch erste Lokalisierungen feststellbar sind, wird der materielle Ent-

festigungsvorgang durch einen weiteren Anteil aus der inhomogenen Probendeformation bestimmt, der als **geometrische Entfestigung** bezeichnet werden kann — vgl. DRESCHER *et al.* [45]. Die Ausprägung des Anteils der Entfestigung aus der inhomogenen Probendeformation ist abhängig von den Randbedingungen des betrachteten Problems.

Innerhalb der geotechnisch relevanten Lockergesteine wird vielfach eine Unterscheidung in bindige und nichtbindige Böden vorgenommen. Der wesentliche Unterschied dieser beiden Bodenarten ist das spezifische Gefüge, insbesondere Granulometrie und Mineralogie des Materials. **Bindige Böden** weisen im Gegensatz zu **nichtbindigen Böden** physikalisch-chemische Bindungen zwischen den Partikeln und eine leichte mineralogische Verkittung auf, weswegen vor allem feinkörnige Böden nicht nur innere Reibung, sondern auch eine Kohäsion besitzen. Aus diesem Grund werden bindige Böden auch als „kohäsive Reibungsmaterialien“ bezeichnet.

Der Verlust an Tragfähigkeit bei gleichzeitiger Zunahme der Deformationen bezieht sich bei reinen Reibungsmaterialien (ohne Kohäsion) auf die Reduzierung des Reibungswinkels, weswegen dieser Vorgang als **Reibungsentfestigung** bezeichnet wird [133]. In bindigen Böden ist neben der Reibungsentfestigung auch eine Reduktion der Bindungskräfte maßgebend. Als Bezeichnung dieses Vorganges wird **Kohäsionsentfestigung** verwendet [15].

Im weiten Spektrum der natürlich anstehenden Böden ergibt sich nur selten der Fall einer ausschließlichen Kohäsions- oder Reibungsentfestigung. Die vorliegende Arbeit wird sowohl aus experimenteller als auch aus numerischer Sicht aufzeigen, dass der Anteil der Entfestigung aus Reibung bzw. Kohäsion in bindigen Böden durch zwei wesentliche Faktoren bestimmt wird: es sind dies der betrachtete Spannungsniveau und der Aufbau des Bodengefüges.

Ähnlich wie der Entfestigungsvorgang selbst variiert die Dicke der Scherzone innerhalb der verschiedenen Materialien erheblich. In Metallen ist eine Scherfugendicke von unter einem Millimeter feststellbar, während im Fels durch geologisch bedingte (tektonische) Verwerfungen Scherzonendicken von mehreren Metern feststellbar sind [32]. In Abhängigkeit der auftretenden Versagensmechanismen, sowie der Mineralogie/Granulometrie des Bodens und des vorhandenen Spannungszustandes kann hinsichtlich der Dicke der Scherzone zwischen einer **schwach ausgeprägten Diskontinuität** (Scherzone in dilatanten Materialien, wie z. B. dichter Sand oder überkonsolidierter, toniger Schluff) bzw. einer **stark ausgeprägten Diskontinuität** (z. B. Rissebildung im Fels oder nicht-dilatante Gleitfläche in Tonen) unterschieden werden. Die vorliegende Arbeit wird die Dicke der experimentellen Scherfugen dichter Sande und steifer Tone zunächst aus experimenteller Sicht und in weiterer Folge aus kontinuumsmechanischer Sicht analysieren.

2.3 Lokalisierungsanalyse — Stand der Forschung

Prinzipiell gibt es verschiedenste Herangehensweisen, um den lokalisierten Verformungsprozess zu analysieren. Es gilt zunächst die Modelle der **Partikelmechanik** von den Modellen der **Kontinuumsmechanik** zu unterscheiden. Bei einer Betrachtung auf der Ebene des einzelnen Partikels (Mikro-Ebene) ist bei Kontakt eine individuelle, diskrete Interaktion festzustellen, die durch lineare oder auch nichtlineare Normal- und Tangentialfedern mit Grenzbedingungen (sogenannte Kontaktgesetze) Reibungs- und Bindungskräfte abbilden können. Form, Größe und Materialeigenschaften der einzelnen Partikel können frei gewählt oder zufallsverteilt sein. Wesentlicher Vorteil dieser Herangehensweise ist die intrinsisch enthaltene körnige Struktur¹, die Risse bzw. Scherfugen auf der Teilchenebene automatisch abbilden lässt. Die Forschung innerhalb dieser Partikelmechanik² wurde von Wissenschaftlern unterschiedlichster Fachgebiete vorangetrieben. Stellvertretend seien folgende genannt [26, 49, 111, 119, 128]. Diese diskreten Modelle wurden bisher vorwiegend auf Korngefüge (granulare Materialien) und Schädigungsmechanismen in Fels (z. B. Felssprengungen) eingesetzt und oftmals als Diskrete-Elemente-Methode (DEM) bezeichnet (Übersichtsartikel siehe [27]). Aus der diskreten Formulierung des Partikelgefüges wird ein bedeutender Fortschritt in der Behandlung kontinuumsmechanischer Formulierungen erwartet; insbesondere physikalisch begründete Aussagen zur Dickenbegrenzung der Lokalisierungszone, sowie zum Degradationsverhalten und eventuellen Maßstabeffekten. Innerhalb der Entwicklung neuer Materialtheorien fließen immer mehr Erkenntnisse der Mikromechanik in die Beschreibung der Makromechanik ein, z. B. [81, 94] — eine Übersicht bietet [134]. Die Anwendbarkeit der diskreten Methoden wird derzeit noch durch den mit der großen Teilchenzahl verbundenen numerischen Aufwand zur Beschreibung realistischer Randwertprobleme und durch die schwer zu bestimmenden Materialparameter eingeschränkt.

In der vorliegenden Arbeit wird eine andere Vorgehensweise betrachtet, die auf einem makroskopischen, phänomenologischen Zugang aufbaut. Das sogenannte **Punkt-kontinuum** betrachtet ein Bodengefüge, dessen Volumen so groß angelegt sein muss, dass die darin enthaltenen Partikel statistisch gesehen das globale Materialverhalten repräsentieren. Dabei wird das Materialverhalten dieses Kontrollvolumens in einem Punkt beschrieben, d. h. das Stoffgesetz setzt an diesem Materiepunkt an. Werden klassische Kontinuumstheorien mit entfestigenden Materialtheorien kombiniert tritt eine Netzabhängigkeit des numerischen Diskretisierungsprozesses auf³. Die Entfestigungsformulierung führt zu einer Dehnungskonzentration mit der Tendenz der Ausbildung eines möglichst schmalen Scherbandes. Die Scherbanddicke wird in dieser Weise durch die gewählte Netzanordnung definiert und stellt sich meist in der

¹In der Partikelmechanik bildet der Korndurchmesser einen physikalisch vorgegebenen internen Längenparameter.

²Die Partikelmechanik wird auch als Mikro-, oder Diskontinuumsmechanik bezeichnet.

³Im mathematischen Sinne entsteht dabei ein Verlust der Elliptizität der Differentialgleichungen, welches dann als ein „schlecht gestelltes Problem“ bezeichnet wird.

Breite einer Elementlänge ein⁴.

Um dieser Schwierigkeit zu begegnen wurden in der Literatur verschiedenste Regularisierungsstrategien vorgestellt, wobei sich zunächst zwei Hauptgruppen unterscheiden lassen: Dies sind einerseits erweiterte Kontinuumsansätze mit einer vorgegebenen internen Längenskala und andererseits innerhalb des Kontinuums eingebettete diskontinuierliche Ansätze, die keine interne Längenskala benötigen.

Hinsichtlich der **eingebetteten Diskontinuumsansätze** etablierte sich eine Herangehensweise, bei der auf der Elementebene die Interpolations- bzw. Formfunktionen (*shape functions*) verändert werden (*enhanced FE*). Die Formfunktionen werden erweitert, sobald eine Bifurkationsanalyse den Beginn der Lokalisierung anzeigt, und geht dann in einen erweiterten Deformationsmodus über. Je nach Deformationsmodus unterscheidet man zwischen der Einbettung einer Diskontinuität mit Sprüngen im Verschiebungsfeld (*jump in displacement field*, u. a. [3, 120]) oder alternativ mit Sprüngen im Verzerrungsfeld (*jump in strain field*, u. a. [79, 147]). Wesentlicher Vorteil dieser Methoden ist deren Anwendung auf relativ grobmaschige Elementnetze.

Die zweite Hauptgruppe innerhalb der erweiterten Kontinuumstheorien stellen die **Regularisierungsstrategien mit interner Längenskala** dar. Dabei zeigt die aktuelle Forschung auf, dass sich zum einen die mikropolaren Cosserat-Kontinua und zum anderen die nichtlokalen Integralkontinua durchsetzen⁵. Die ebenfalls oft zitierten Gradientenmethoden lassen sich als Spezialfall aus den nichtlokalen Methoden und aus der mikropolaren Kontinuumsmechanik herleiten und können deshalb diesen Gruppen zugeordnet werden.

Die Erweiterung der klassischen Kontinuumsbeschreibung um Elemente der **Theorie mikropolarer Kontinua** führt dazu, dass zusätzlich zu den konventionellen Translationsfreiheitsgraden Rotationsfreiheitsgrade aufgenommen werden, siehe GEBRÜDER COSSERAT [25]. Durch diese Vorgehensweise kann die in lokalisierten Zonen zu beobachtende Partikeldrehung (insbesondere in dilatanten Reibungsmaterialien) wiedergegeben werden. Zudem ist es möglich, die in mikropolaren Theorien enthaltene interne Länge so zu wählen, dass diese zu einer Regularisierung des ansonsten schlecht gestellten Problems führt. Die zahlreichen Anwendungen dieser Methode (siehe u. a. [30, 52, 53, 96, 125, 144]) zeigen, dass diese Technik Lokalisierungsphänomene granularer Materialien physikalisch fundiert wiedergeben kann, jedoch mit einem großen numerischen Aufwand verbunden ist.

Die vorliegende Arbeit verwendet als Erweiterung des klassischen Kontinuums das sogenannte **nichtlokale Integralkontinuum**, welches in seinen Ursprüngen auf ERINGEN [55, 56] und BAŽANT *et al.* [8] zurückgeht. Das Konzept dieser Regularisierungstechnik und die wesentlichsten Anwendungen dieser Technik in den vergan-

⁴Eine nicht-regularisierte lokale Entfestigungsstudie wird in der vorliegenden Arbeit aufzeigen, dass eine Netzverfeinerung lediglich zur Reduzierung der Lokalisierungszone führt und damit einhergehend das globale Postpeak-Materialverhalten stark netzabhängig reagiert.

⁵Zusätzlich existieren viskose Ansätze (u. a. [99]), deren physikalisch begründete Anwendbarkeit jedoch auf Materialien mit natürlicher Viskosität beschränkt bleiben.

genen Jahren, die vor allem eine einfache Handhabung der Methode aufzeigen, sind in Kap. 3.3.2 beschrieben. Wie bereits erwähnt, kann die **Gradientenmethode** als ein Spezialfall des nichtlokalen Integralkontinuums betrachtet werden (u. a. [32]). Die Berücksichtigung der Gradienten des Verzerrungstensors (bzw. die Gradienten der Schädigungsparameter) in den konstitutiven Beziehungen führt zu einer Regularisierung, die bei Auftreten inhomogener Verformungszustände in netzunabhängigen Lösungen resultiert. Im Gegensatz zur nichtlokalen Methode verbleiben bei der Gradientenmethode alle Größen strikt lokal. Anwendungen der Gradientenmethode gibt es sowohl in Verbindung mit Plastizitätstheorien [94, 103] als auch in Verbindung mit Schädigungstheorien, z. B. [77, 60].

Kapitel 3

Reibungsentfestigung nichtbindiger Böden

Im Mittelpunkt der vorliegenden Arbeit steht die Beschreibung der Entfestigung von bindigen und nichtbindigen Böden. Zunächst werden die nichtbindigen d. h. kohäsionslosen, granularen Reibungsmaterialien betrachtet. Als Versuchsmaterial dient Hostun-Sand. Das physikalische Phänomen einer Kohäsion im Sand durch Kapillarität oder Zementierung wird nachfolgend nicht betrachtet. Das typische Entfestigungsverhalten nichtzementierter Sande wird im weiteren als **Reibungsentfestigung** bezeichnet [133].

Nach einer kurzen Charakterisierung des verwendeten Versuchsmaterials, inklusive einer Darstellung des typischen Materialverhaltens und der auftretenden Lokalisierungsphänomene, wird ein auf empirischen Beobachtungen beruhender Ansatz zur Beschreibung der Reibungsentfestigung aufgestellt.

Anschließend wird ein elastoplastisches Modell um die Reibungsentfestigung erweitert, um dann an umfangreichen Testdaten eine Kalibrierung durchzuführen und somit eine Identifikation der notwendigen Parameter zur Beschreibung des betrachteten Materialverhaltens zu ermöglichen. Dieser Vergleich mit Testdaten findet zunächst lokal, d. h. an einem Spannungspunkt, statt und wird mit einem Stoffgesetz aus der hypoplastischen Modellfamilie verglichen.

Die Analyse inhomogener Deformationsfelder kann durch eine kontinuumsmechanische Untersuchung im Rahmen der Finite Element Methode erfolgen. Bei Kombination von klassischen Kontinuumstheorien mit entfestigenden Stoffgesetzen treten die bekannten Schwierigkeiten der sogenannten Netzabhängigkeit des numerischen Diskretisierungsprozesses auf, vgl. Kap. 2.3. Diese Unzulänglichkeiten versucht man durch Regularisierungsmaßnahmen zu begegnen.

Unter Verwendung der biaxialen Randbedingungen (ebener Verformungszustand) wird die Notwendigkeit einer Regularisierungsmaßnahme aufgezeigt, anschließend erfolgt ein kurzer Überblick über unterschiedliche Regularisierungsstrategien, um

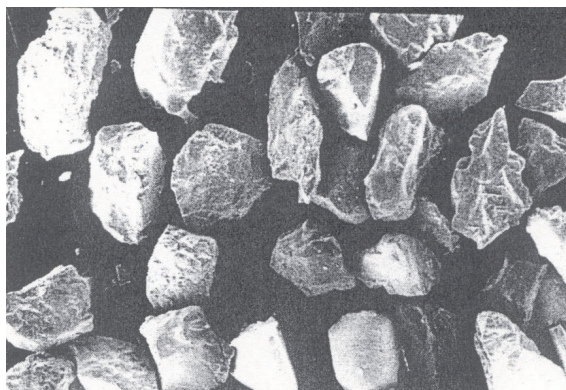


Abbildung 3.1: Kornform Hostun-'RF'-Sand [57].

dann auf die Regularisierungstechnik der nichtlokalen Methode einzugehen. Nach der Vorstellung des verwendeten nichtlokalen Integralekontinuums und der Darstellung der Effektivität der Regularisierungsmaßnahme wird vor allem die Rolle des darin enthaltenen internen Längenparameters und dessen Beziehung zur numerisch resultierenden Scherbanddicke, sowie die Frage nach der notwendigen Feinheit des FE-Netzes diskutiert.

Die Biaxialversuche an Hostun-Sand dienen im weiteren als Validierungsbeispiele, um eine erste Überprüfung der Entfestigungsmodellierung anhand von Testdaten zu ermöglichen. Es resultiert eine quantitative Gegenüberstellung der numerischen und experimentellen Ergebnisse bezüglich der resultierenden Arbeitslinien sowie der auftretenden Lokalisierungsphänomene (Scherbanddicke, Scherbandneigung etc.).

Abschließend findet eine kurze Zusammenfassung des vorliegenden Kapitels und eine kritische Bewertung der erzielten Ergebnisse statt.

3.1 Experimentelle Daten — Hostun-Sand

Die experimentelle Datenbasis, die in einer Zusammenarbeit zwischen dem Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart und dem Laboratoire 3S, Grenoble, zusammengestellt worden ist (siehe DESRUES *et al.* [38]), dient als Grundlage für Kalibrierung und Validierung des reibungsentfestigenden Modells und verwendet ausschließlich Tests an Hostun-'RF'-Sand (vgl. FLAVIGNY *et al.* [57]). Dieser Quarzsand wurde an verschiedensten Forschungsinstitutionen für wissenschaftliche Zwecke in unterschiedlichsten Laborgeräten genutzt. Die Datenbasis [38] nützt sowohl Resultate, die am Laboratoire 3S in Grenoble durchgeführt wurden [34, 64, 90], als auch Versuchsergebnisse aus dem eigenen Labor [114, 116].

Um eine objektive Vergleichbarkeit gewährleisten zu können, wurde eine Einteilung bezüglich der Initialdichte vorgenommen. Es resultierte ein sogenannter 'lockerer'

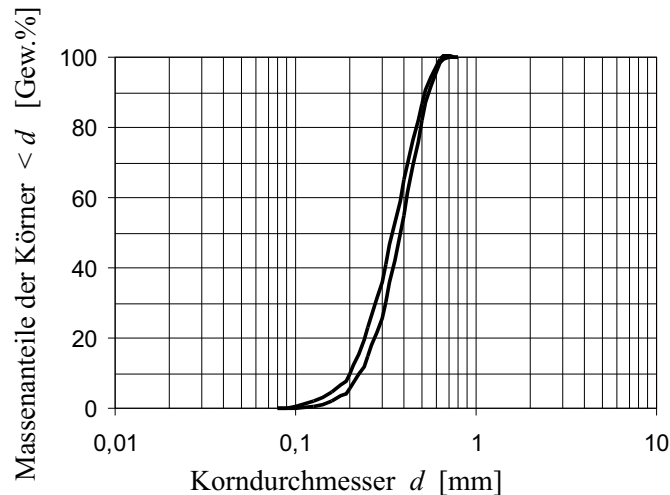


Abbildung 3.2: Sieblinie Hostun-’RF’-Sand.

Hostun-Sand mit einer Ausgangsporenzahl¹ e zwischen 0,85 – 0,92 und ein ’dichter’ Hostun-Sand mit einer spezifizierten Ausgangsporenzahl zwischen 0,63 – 0,68 [38]².

Die umfangreichen Testdaten an klassischen Laborgeräten, wie Oedometer-, Triaxial- und Biaxialgerät, werden durch weitere Daten an einem Torsionsschergerät, dem sogenannten Torsionsoedometer komplettiert. Dieses Versuchsgerät wurde am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart mit der technischen Unterstützung der Firma Wille Geotechnik GmbH und der FMFA Stuttgart entwickelt und gebaut [116]. Der grundlegende Vorteil dieses neuartigen Versuchsgeräts ist die Eigenschaft, dass an einer einzigen scheibenförmigen Probe sowohl Steifeparameter als auch Scherfestigkeitsparameter bestimmt werden können. Dem entsprechend besteht der Versuchsablauf aus zwei verschiedenen Versuchsphasen. In einer Oedometerphase wird die Probe einer vertikalen Belastung bei verhinderter Seitendehnung ausgesetzt. Die anschließende Torsionsphase entspricht nahezu der Situation im Kreisringschergerät, Details siehe [116].

3.1.1 Charakterisierung des Versuchssandes

Der in der vorliegenden Arbeit verwendete Versuchssand wird als Hostun-’RF’-Sand [57] bezeichnet. Das Material stammt aus einer Gesteinsgrube in der Nähe des Ortes Hostun (Drôme District, Frankreich) und wurde zur kommerziellen Verwendung als Industriesand einer vordefinierten Siebung unterzogen. Der in Abb. 3.1 illustrierte eckige Silikatsand kann nach DIN18196 [43] als enggestufter Feinsand bezeichnet

¹ e bezeichnet in der Geotechnik die Porenzahl, die mit dem, in der klassischen Mechanik geläufigeren, Porenanteil n in folgender Beziehung steht: $e = \frac{n}{1-n}$.

²Die bezogene Lagerungsdichte $I_D = \frac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}}$ ergibt für den ’lockeren’ Hostun-Sand $I_D = 0,22 - 0,40$ und für den ’dichten’ Hostun-Sand $I_D = 0,87 - 1,00$.

Tabelle 3.1: Bodenphysikalische Kennwerte des Versuchssandes.

Kennwert	Betrag
Trockendichte ρ_s [g/cm ³]	2,65
Mittlerer Korndurchmesser d_{50} [mm]	0,35
Ungleichförmigkeitsgrad $U = d_{60}/d_{10}$ [-]	1,7
Minimale Porenzahl e_{min} [-]	0,63
Maximale Porenzahl e_{max} [-]	1,0

werden (Abb. 3.2). Die wichtigsten bodenphysikalischen Kennwerte dieses Granulats sind in Tab. 3.1 zusammengefasst.

3.1.2 Typisches Materialverhalten

In Abb. 3.3 sind ausgewählte Triaxial- und Oedometerversuche aus der Hostun-Sand Datenbank [38] dargestellt. Die Phänomenologie dieser Daten lässt die Unterscheidung grundlegender Materialeigenschaften granularer Materialien zu:

- Das Spannungs-Dehnungsverhalten bei triaxialer Kompression nach isotroper Konsolidation ist generell stark nichtlinear; bei Betrachtung der Abb. 3.3(b) und (c) ist festzustellen, dass die Steifigkeit mit Druck und Dichte zunimmt.
- Erstbelastungsvorgänge liefern von Beginn an irreversible, d. h. plastische Dehnungsanteile, während bei Ent- und Wiederbelastungen ein annähernd elastisches Verhalten zu beobachten ist.
- Reine Reibungsmaterialien zeigen in Abhängigkeit von Initialdichte und Spannungsniveau bei jedweder Scherbeanspruchung ein kontraktantes bzw. dilatantes Verhalten. Dieses (Kontraktanz-) Dilatanzverhalten ist eine Verknüpfung von Volumen- und Scherdehnungen, beschrieben durch den Dilatanzwinkel ψ . Charakteristisch für dicht gelagerten Sand unter fortgesetzter Scherung ist eine Auflockerung des Korngerüsts durch Volumenzunahme (Dilatanz). Eine Vergrößerung der initialen Lagerungsdichte führt zu einer verstärkten Dilatanz. Bei konstanter Lagerungsdichte nimmt die Dilatanz bei Erhöhung des gewählten Spannungsniveaus ab.
- Eine Vergrößerung der Ausgangslagerungsdichte führt zu einer Zunahme an Festigkeit (vgl. Abb. 3.3(c)). Eine Erhöhung des Spannungsniveaus führt bei Betrachtung der absoluten Festigkeit ($\sigma_1 - \sigma_3$) in Abb. 3.3(b) zu einer Zunahme an Festigkeit, während bei Betrachtung der normierten Festigkeit (σ_1/σ_3) in Abb. 3.3(a) eine Abnahme an Festigkeit festzustellen ist. Somit ist die maximal

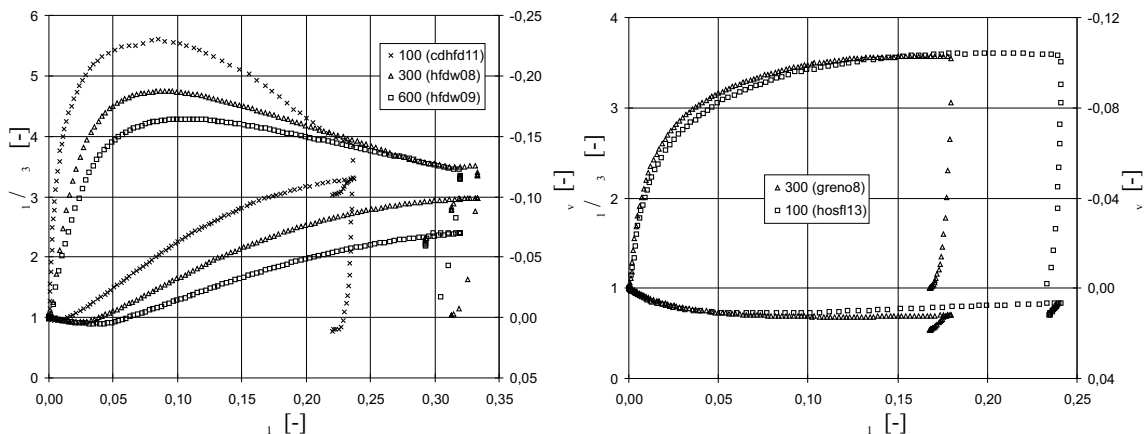
erreichbare Festigkeit (Peakfestigkeit) dichte- und spannungsabhängig.

- Nach Erreichen der maximalen Festigkeit kann — insbesondere bei dichten Sanden — eine Auflockerung des Korngefüges begleitet von einer Abnahme der Festigkeit beobachtet werden. Es tritt also bei fortgesetzter Scherbeanspruchung ein, im weiteren als Reibungsentfestigung bezeichneter, Abfall der Festigkeit auf. Dabei geht die Homogenität des Probenkörpers verloren. Es sind in Abhängigkeit von Initialdichte und Ausgangsspannungszustand Dehnungslokalisierungen in Form von Scherbändern festzustellen.
- Schließlich steuert die Festigkeit einem konstanten kritischen Zustand (*critical state*) entgegen. Dieser Zustand ist gekennzeichnet durch das Erreichen konstanter Schubspannungen und konstanter Volumendehnungen.

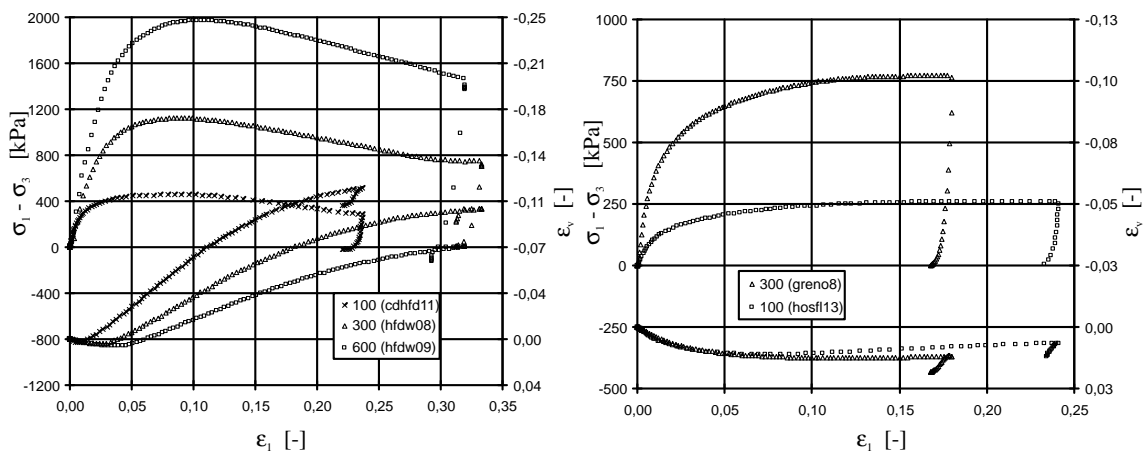
Weitere typische Einflüsse auf das Materialverhalten von Sanden, die aus der experimentellen Zusammenstellung in Abb. 3.3 nicht rückgeschlossen werden können, sind u. a. der Einfluss des Wassergehaltes, die Pfadabhängigkeit, die Anisotropie, eine Zeit- und Geschwindigkeitsabhängigkeit und das Verhalten unter zyklischer Belastung.

3.1.3 Lokalisierungsphänomene dichter Sande

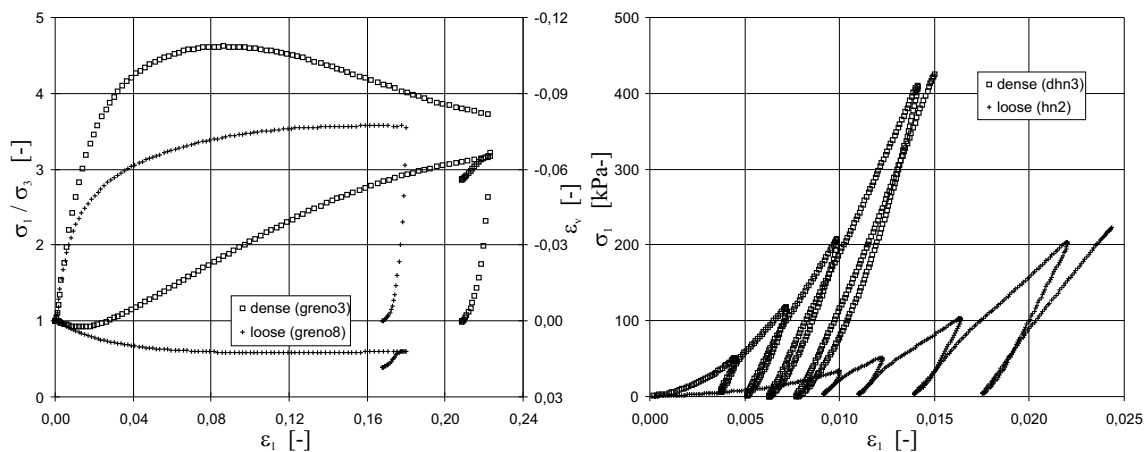
Bei Betrachtung der globalen Spannungs–Dehnungsbeziehungen, die ein Resultat der Aufzeichnung der axialen Belastungskraft und der Stempelverschiebung sind, ist vor allem bei dichter Lagerung ein ausgeprägtes Entfestigungsverhalten zu beobachten. In der Folge entstehen lokalisierte Zonen (sogenannte Scherbänder). Bei fortgesetzter Scherung spielt sich der Verformungsmechanismus vorwiegend in diesen räumlich begrenzten Zonen ab – Dilatanz und Entfestigung setzen sich fort, bis der sogenannte volumenkonstante Zustand erreicht ist. Der Übergang zu einer Lokalisierung kann allmählich oder plötzlich erfolgen, wobei die wesentlichsten Faktoren, die diesen Übergang bestimmen, durch die gewählten Versuchsrandbedingungen, wie Versuchsart (z. B. triaxiale oder biaxiale Randbedingungen — vgl. PETERS *et al.* [105]), sowie durch die verwendete Probenschlankheit und die Endflächenreibung an den Probenenden festgelegt werden (siehe u. a. [10, 24, 80]). Schlanke Proben weisen zum einen viel früher inhomogene Versagensmuster auf und zeigen zum anderen viel stärker lokalisierte Versagensmechanismen. Bei Anwendung verbesserter Randbedingungen, d. h. gedrungene Probenkörper mit entsprechender Endflächenschmierung, sind im Vergleich zu schlanken Probenkörpern Spannungs–Dehnungskurven mit ausgeprägter Verfestigung (Ausrundung bzw. Abflachung der Arbeitslinien) und ein Erreichen des Peaks bei größerer Axialdehnung, sowie daran anschließend eine weniger abrupt verlaufende Entfestigung zu beobachten (siehe u. a. [45, 89]). Ein annähernd homogener Verformungszustand bleibt bei drainierten triaxialen Versuchen an gedrungenen Sandproben in der Regel bis zu weitaus größeren Axialdehnungen erhalten — vgl. PETERS *et al.* [105]). Dies wurde mittels Computertomographie für triaxiale Randbedingungen an Sanden untersucht: COLLIAT-DANGUS *et al.* [24]



a) Drainierte triaxiale Kompressionsversuche für dichten Hostun-Sand (links) bzw. lockeren Hostun-Sand (rechts) — Spannungsverhältnis σ_1/σ_3 als Funktion der Axialdehnung ε_1 .



b) Drainierte triaxiale Kompressionsversuche für dichten Hostun-Sand (links) bzw. lockeren Hostun-Sand (rechts) — Spannungsdeviator $\sigma_1 - \sigma_3$ als Funktion der Axialdehnung ε_1 .



c) Dichteabhängigkeit drainierter triaxialer Kompressionsversuche (links) bzw. Oedometerversuche (rechts) für Hostun-Sand.

Abbildung 3.3: Illustration ausgewählter drainierter Standard-Triaxialversuche und Oedometerversuche an lockerem und dichtem Hostun-Sand — Variation des Spannungsniveaus durch Darstellung des Spannungsverhältnisses σ_1/σ_3 (a) bzw. des Spannungsdeviators $\sigma_1 - \sigma_3$ (b) als Funktion der Axialdehnung ε_1 respektive Variation der Initialdichte (c).

beobachteten unter diesen Randbedingungen annähernd homogene Verformungsfelder bis zu einer Axialdehnung von 20 %. Eine spätere Untersuchung von DESRUES *et al.* [36] (ebenfalls mittels Computertomographie) bestätigte diese Feststellung zumindest bis zu einer Axialdehnung von 10 %.

Der Beginn der Scherbandausbildung ist neben den oben erwähnten Randbedingungen auch vom Ausgangsspannungszustand und von der gewählten Lagerungsdichte abhängig. DESRUES *et al.* [37] analysieren für Hostun–Sand eine Verzögerung der Lokalisierung mit zunehmendem Seitendruck und abnehmender Initialdichte.

Im Folgenden werden wesentliche Kennwerte der Lokalisierung, wie die Scherbanddicke und die Scherbandneigung, sowie deren maßgeblichen Einflussfaktoren diskutiert.

Scherbanddicke

Neben dem gewählten Spannungsniveau und der vorhandenen Initialdichte wird die entstehende Scherfugendicke von Grundcharakteristika des betrachteten Granulats, wie Kornform, Partikelgröße, Oberflächenrauigkeit und Kornverteilung (Materialabstufung), beeinflusst, wobei der Einfluss der Partikelgröße nach VIGGIANI *et al.* [142] am stärksten scheint.

Erste quantitative Aussagen über die Dicke t_s der Scherbandzone als Funktion des mittleren Korndurchmessers d_{50} stammen von ROSCOE [109] ($t_s \approx 10 d_{50}$); weitere experimentelle Bestimmungen gehen u. a. auf folgende Autoren zurück [37, 112, 130]. Unter Verwendung der Stereophotogrammetrietechnik bestimmten DESRUES *et al.* [37] für Hostun–'RF'–Sand die Breite der Lokalisierungszone zu 15 bis 20 mal dem mittleren Korndurchmesser d_{50} . 1994 präsentierten YOSHIDA *et al.* [150] experimentell analysierte Scherbanddicken von 7 verschiedenen Sanden. Wiederum wurden stereophotogrammetrische Messungen durchgeführt, und in Abhängigkeit des betrachteten Sandes konnte die Breite des Scherbandes in einem vergleichsweise weiten Bereich von 10 bis 20 mal dem mittleren Korndurchmesser gefunden werden.

Eine neue Technik zur Bestimmung der Scherbanddicke wurde von ODA *et al.* [101] eingeführt. Bei dieser Technik wird die deformierte Probe mit einem speziellen Kunstharz getränkt, um die Einzelkörner in ihrer Lage zu fixieren. Nach der Aushärtung der harzgetränkten Probe können aus dem imprägnierten Sand senkrecht zur Lokalisierungszone dünne Scheiben geschnitten werden. Diese stabilisierten Sandscheibchen, auf einen Objektträger geklebt, werden soweit abgeschliffen, bis ein sogenannter Dünnschliff entsteht, der im Mikroskop betrachtet werden kann. Am eigenen Labor wurde diese Technik für Hostun–Sand getestet, wobei überraschend deutliche Scherbänder in der stabilisierten Probe gefunden werden konnten [113]. Nach Herstellung eines Dünnschliffs wurden im Mikroskop präzise Übergänge zwischen der Lokalisierungszone und dem Rest der Probe beobachtet — dies ermöglicht eine exakte Bestimmung der Scherbanddicke auf Basis des Korndurchmessers. Ana-

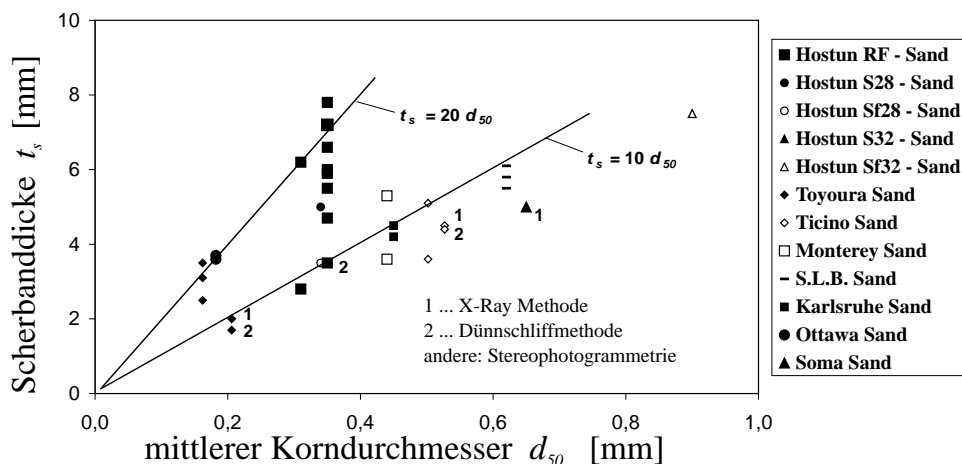


Abbildung 3.4: Die Scherbanddicke t_s diverser Sande als Funktion des mittleren Korndurchmessers d_{50} .

log zu den Untersuchungen von ODA *et al.* [101] konnte das Verhältnis Scherbanddicke zu Korndurchmesser mit einem Faktor 10 identifiziert werden.

In einer umfangreichen Literaturrecherche wurden die Daten der oben genannten Autoren [37, 101, 150] und weitere Daten von VIGGIANI *et al.* [142] zusammengetragen. Dies erlaubt, die Scherbanddicken von 10 diversen Fein- bis Mittelsanden als Funktion des mittleren Korndurchmessers in Abb. 3.4 darzustellen. Eine große Anzahl der Daten bestätigt die Korrelation $t_s = 10 d_{50}$, insbesondere alle Messergebnisse mit der Dünnschliffmethode und desweiteren mit der Methode der Röntgenstrahlen [101]. ODA *et al.* [101] propagieren die letzteren Methoden, da bei Anwendung der Stereophotogrammetrie die optischen Messungen durch die Glasplatte des Biaxialgerätes und durch die Gummimembran, die die Biaxialprobe umgibt, zwangsläufig Abweichungen involvieren.

Scherbandneigung

Neben den Randbedingungen des Versuchsgertes, dem gewählten Spannungsniveau und der vorhandenen Initialdichte [37, 91] wird die Scherbandneigung von Korneigenschaften beeinflusst: Analysen verschiedenster Autoren weisen auf einen deutlichen Einfluss der Partikelgröße, der Angularität, sowie der Materialabstufung (Kornverteilung) [4, 90, 129] hin. Demgegenüber zeigt VIGGIANI *et al.* [142] in einer eingehenden Untersuchung an verschiedenen Hostun-Sanden³ auf, dass die Scherbandneigung weder eindeutig auf den mittleren Korndurchmesser noch auf andere Korneigenschaften, wie z. B. die Materialabstufung, bezogen werden kann.

Auf Grundlage einer Literaturrecherche können die Daten unterschiedlicher Autoren

³Neben dem Hostun-’RF’-Sand existieren noch weitere Hostun-Sande, mit unterschiedlicher Kornverteilung, z. B. Hostun-’S28’ und Hostun-’S32’ [142].

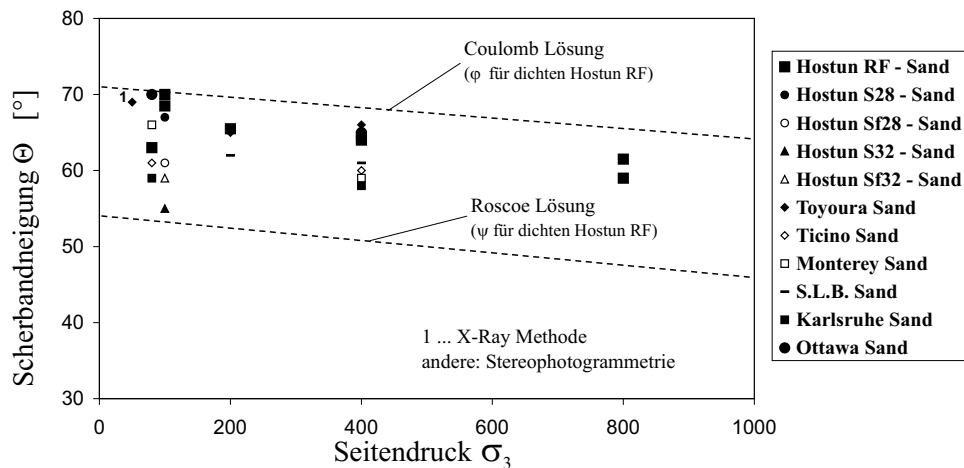


Abbildung 3.5: Die Scherbandneigung (zur Horizontalen) als Funktion des angewandten Seitendrucks für diverse Sande.

an verschiedenen Sanden mit einer bezogenen Lagerungsdichte⁴ zwischen $I_D = 0,7$ und $I_D = 1,0$ unter biaxialen und triaxialen Randbedingungen als Funktion des verwendeten Seitendrucks dargestellt werden (siehe Abb. 3.5). Die beobachteten Scherbandneigungen liegen in einem Bereich von 58° bis 70° in Bezug auf die Richtung der kleineren Hauptspannung. Zusätzlich zu diesen experimentellen Daten sind in Abb. 3.5 die theoretischen Lösungen nach COULOMB ($\theta_C = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$) und ROSCOE ($\theta_R = 45^\circ + \frac{\psi}{2}$) unter Verwendung des Reibungs- und Dilatanzwinkels für dichten Hostun–Sand [37] aufgenommen⁵ (vgl. auch [141]). Es scheint, dass diese φ - und ψ -Werte auch für die weiteren Sande gelten — in Anbetracht der Tatsache, dass alle analysierten Sande als dichte, gering-eckige Quarzsande und bezüglich der Sieblinie als enggestufte Fein- bis Mittelsande klassifiziert werden können, ist dies auch nicht weiter verwunderlich. Abb. 3.5 legt zugleich dar, dass die Scherbandneigungen zwischen den klassischen Lösungen, mit einer leichten Tendenz hin zur Coulomblösung, liegen. Außerdem illustriert Abb. 3.5 analog zu Untersuchungen, die am Laboratoire 3S in Grenoble gemacht wurden [37, 91], eine marginale Abnahme der Scherbandneigung mit zunehmendem Seitendruck.

⁴Die bezogenen Lagerungsdichte I_D bringt die gegebene Initialdichte in Bezug zur maximalen und minimalen Dichte des betrachteten Materials (siehe Glg. 3.4).

⁵Dabei werden die spannungsabhängigen φ - und ψ -Werte der Tests bei unterschiedlichen Spannungsniveaus angesetzt.

3.2 Lokale Modellierung und Parameteridentifikation

3.2.1 Reibungsentfestigung — ein empirischer Ansatz

Wie bereits eingangs erwähnt, ist bei der Analyse von Lokalisierungsphänomenen prinzipiell zwischen zwei Komponenten der Entfestigung zu unterscheiden: ein Anteil, die sogenannte **Materialentfestigung**, entsteht in einem kohäsionslosen, granularen Material durch Dilatanz, d. h. durch eine Auflockerung des Korngerüsts [6, 13]. Diese Materialentfestigung kann im idealen Fall an einer homogen deformierbaren Probe beobachtet werden.

Wie in Kap. 3.1.3 aufgezeigt, weisen Experimente an gedrunghenen Triaxialproben mit Endflächenschmierung einen allmählichen, stetigen Entfestigungsvorgang auf. Die Homogenität der Probe bleibt nach COLLIAT-DANGUS *et al.* [24] bis zu einer Axialdehnung von 20 % bzw. nach DESRUES *et al.* [36] zumindest bis zu einer Axialdehnung von 10 % aufrecht. Sobald jedoch erste Lokalisierungen feststellbar sind, wird der Entfestigungsvorgang durch einen weiteren Anteil aus der inhomogenen Proben- deformation bestimmt, der als **geometrische Entfestigung** bezeichnet wird — vgl. DRESCHER *et al.* [45]. Die Ausprägung des Anteils der Entfestigung aus der inhomogenen Proben- deformation ist abhängig von den betrachteten Versuchsrandbedingungen. So zeigen Biaxialversuche (ebener Verformungszustand) nach Erreichen der maximalen Festigkeit einen relativ abrupten Entfestigungsvorgang und ausgeprägte Scherbandlokalisierungen – ein Effekt, der überwiegend durch geometrische Entfestigung, d. h. aus der inhomogenen Proben- deformation, und nur im untergeordneten Maße durch die Materialentfestigung entsteht. MOONEY *et al.* [92] separierten durch Verwendung von lokalen und globalen Weggebern an Sand-Biaxialproben den Anteil der Entfestigung, der als Materialentfestigung im Scherband vorherrscht, von der geometrischen Entfestigung, die die gesamten Randbedingungen einschließt. Diese Experimente machen deutlich, dass der Anteil der reinen Materialentfestigung nur ein Bruchteil der gesamten — global zu beobachtenden — Entfestigung ausmacht.

Nachfolgend wird ein Ansatz zur Reibungsentfestigung als Erweiterung eines verfestigenden Stoffgesetzes (Hardening-Soil-Modell) auf Grundlage von empirischen Beobachtungen aufgestellt. Die Erweiterung der Entfestigung auf der Ebene des Stoffgesetzes erfordert die ausschließliche Betrachtung der Materialentfestigung und eine strikte Trennung von der geometrischen Entfestigung. Somit kann dieser Ansatz als eine „rational-pragmatische“ Erweiterung eines ursprünglich lediglich verfestigenden Materialmodells aufgefasst werden, indem eine Abhängigkeit der Festigkeitsparameter von Zustandsgrößen verwendet wird, wie dies z. B. von WOOD *et al.* [149] vorgeschlagen wurde.

Eine erste Illustration der Reibungsentfestigung gelingt durch das Auftragen von Triaxial-Resultaten an Hostun-Sand. Werden die Ergebnisse bei unterschiedlichen

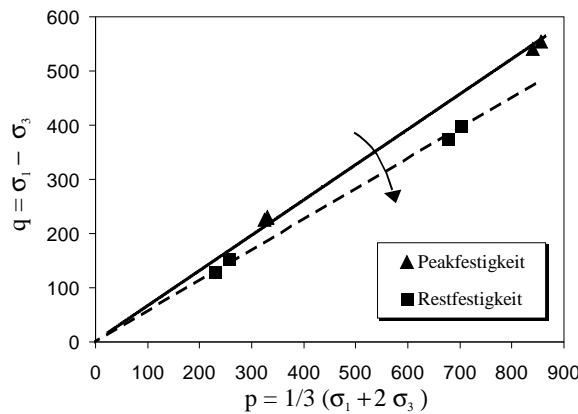


Abbildung 3.6: Rotation der Festigkeitseinhüllenden für drainierte Triaxialdaten an 'dichtem' Hostun-Sand.

Seitendrücken in der Spannungsebene ($p - q$ - Diagramm)⁶ aufgetragen, kann die Abnahme des Reibungswinkels als Rotation der Festigkeitseinhüllenden von einem Peakwert zu einem Residualwert im kritischen Zustand (*critical state*) dargestellt werden (siehe Abb. 3.6). Es sei angemerkt, dass die Darstellung der Residualfestigkeiten in der $p - q$ - Spannungsebene einen eindeutigen kritischen Zustand, unabhängig von der verwendeten Initialdichte und dem gewählten Spannungsniveau ergibt⁷.

Die in Abb. 3.6 illustrierte Abnahme des Reibungswinkels von einem Peak- zu einem Residualwert wird durch eine Beziehung zwischen der hier gewählten Entfestigungsvariable bzw. Zustandsgröße der Entfestigung (Porenzahl e) und der Entfestigungszahl h_φ analog Glg. (3.1) beschrieben:

$$\frac{d\varphi}{de} = -h_\varphi \quad \text{für} \quad \varphi > \varphi_{cs} \quad . \quad (3.1)$$

Ein konstanter h_φ -Wert wurde z. B. von TEFERRA [126] und SCHULZE [118] identifiziert. Beide Autoren verglichen eine Vielzahl von Testresultaten mit unterschiedlichen Ansätzen und befürworteten die Verwendung eines einfachen linearen Verhältnisses zwischen Porenzahl e und Reibungswinkel φ . Somit kann eine konstante Entfestigungszahl h_φ bis zum Erreichen des Restreibungswinkels φ_{cs} im kritischen Zustand (*critical state*) angenommen werden.

Der lineare Ansatz in Glg. (3.1) wird auch durch die Testdaten an Hostun-Sand bestätigt. Ergebnisse drainierter Triaxialversuche bei unterschiedlichen Seitendrücken und bei verschiedenen Initialdichten sind in Abb. 3.7 durch Dreiecke gekennzeichnet. Dieses Diagramm, eine Relation zwischen (Peak-)Reibungswinkel φ und Initialpo-

⁶Definitionen der Roscoe-Variablen lt. Glgn. 3.12 bzw. 3.13.

⁷Experimente an Sandproben von MOONEY *et al.* [92] bestätigen, dass das im kritischen Spannungszustand erreichte Spannungsverhältnis eindeutig und unabhängig von Initialdichte und Spannungszustand respektive Schubspannungsniveau ist.

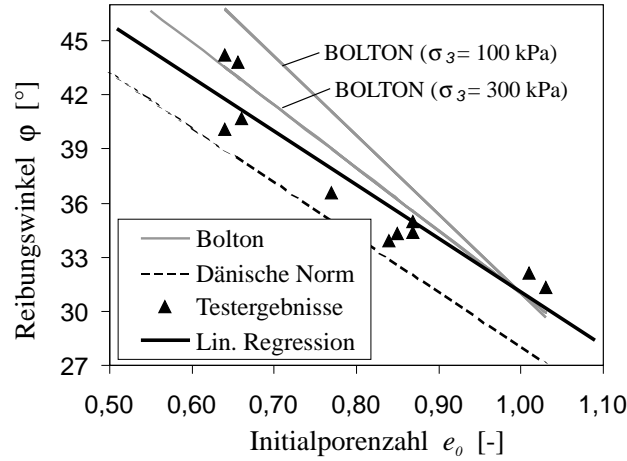


Abbildung 3.7: Relation zwischen dem Reibungswinkel φ und der Initialporenzahl e_0 für Hostun-Sand.

renzahl e_0 , verdeutlicht, dass eine Regressionsgerade von der Form

$$\varphi = 60,9^\circ - 30^\circ e \quad (3.2)$$

eine gute Näherung bietet⁸. Desweiteren wird vorausgesetzt, dass diese lineare Beziehung unter quasi-homogener Scherung, auch bei inhomogenen Verzerrungszuständen innerhalb der Lokalisierungzone(n) Gültigkeit besitzt.

Zwei empirische Ansätze konstatieren in Abb. 3.7 zusätzlich das lineare Verhältnis zwischen Reibungswinkel φ und Porenzahl e . Die empirische Beziehung von BOLTON [13] ist für triaxiale Spannungszustände in Glg. (3.3) angegeben. I_R ist gemäß Glg. (3.4) der Dilatanzindex unter triaxialen Spannungszuständen, worin I_D die bezogene Lagerungsdichte und p' die hydrostatische Spannung⁹ bezeichnet:

$$\varphi = \varphi_{cs} + 3 I_R \quad , \quad (3.3)$$

$$I_R = I_D(10 - \ln(p')) - 1; \quad I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad . \quad (3.4)$$

Unter Verwendung von Glg. (3.1) entsteht

$$\frac{d\varphi}{de} = -h_\varphi \quad \text{mit} \quad h_\varphi = \frac{3(10 - \ln(p'))}{e_{max} - e_{min}} \quad . \quad (3.5)$$

⁸U. a. nach WOOD *et al.* [149] ist es bei der empirischen Ermittlung der Beziehung zwischen (Peak-)Reibungswinkel φ und Porenzahl e irrelevant, ob die maximale Festigkeit in Bezug zur Initialdichte bzw. zu einer anderen Dichte, z. B. zur Dichte, die mit der Peakfestigkeit korrespondiert, angesetzt wird.

⁹Als Einheit für die effektive Hauptspannung ist kPa zu verwenden, da die Formel nicht dimensionsecht ist.

Die empirische Näherung aus der dänischen Norm [28] lautet für triaxiale Randbedingungen

$$\varphi = 30^\circ + \left(14 - \frac{4}{U}\right) I_D - \frac{3}{U} - K \quad . \quad (3.6)$$

Hierin bezeichnet U den Ungleichförmigkeitsindex (d_{60}/d_{10}), und K ist ein Faktor, der die Kornform und den Schluffgehalt beschreibt. Unter Anwendung der Glg. (3.1) resultiert

$$\frac{d\varphi}{de} = -h_\varphi \quad \text{mit} \quad h_\varphi = \left(14 - \frac{4}{U}\right) \frac{1}{e_{max} - e_{min}} \quad . \quad (3.7)$$

Beide empirischen Beziehungen, BOLTON lt. Glg. (3.5) und dänische Norm lt. Glg. (3.7), bestätigen somit die Benutzung einer in der vorliegenden Studie verwendeten konstanten Entfestigungszahl h_φ .

Desweiteren wird die Beziehung zwischen der Rate der Porenzahl und der Volumendehnung in einer Geschwindigkeitsformulierung benutzt:

$$\dot{\varepsilon}_v = \frac{\dot{e}}{1+e} \approx \frac{\dot{e}}{1+e_0} \quad . \quad (3.8)$$

Unter Verwendung von Glg. (3.8) kann die Abnahme des Reibungswinkels durch die auftretenden Volumendehnungen kontrolliert werden. Die Zusammensetzung der Glgn. (3.1) und (3.8) ergibt

$$\frac{d\varphi}{d\varepsilon_v} = -h_\varphi (1 + e_0) \quad . \quad (3.9)$$

Bei der Ermittlung der Volumendehnungen auf Grundlage von Testdaten kann davon ausgegangen werden, dass die elastischen Dehnungen gegenüber den plastischen Dehnungen vernachlässigbar klein sind ($\dot{\varepsilon}_v \approx \dot{\varepsilon}_v^p$). Somit gilt für den Ansatz der Reibungsentfestigung:

$$\frac{d\varphi}{d\varepsilon_v^p} = -h_\varphi (1 + e_0) \quad . \quad (3.10)$$

3.2.2 Verwendete Stoffgesetze

Allgemeines

In der Kontinuumsmechanik werden Spannungen und Dehnungen eines Volumenelementes als tensorielle Größen einem Punkt zugeordnet. Die Komponenten des

symmetrischen Tensors können bei Voraussetzung einer orthonomierten Basis in einem Spaltenvektor zusammengefasst werden (VOIGTsche Darstellung), weswegen zur Beschreibung der Spannungen und Dehnungen eine sogenannte Vektornotation genutzt wird, d. h.:

$$\begin{aligned}\boldsymbol{\varepsilon}^T &= [\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}] \quad , \\ \boldsymbol{\sigma}^T &= [\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{yz}, \sigma_{zx}] \quad .\end{aligned}\quad (3.11)$$

Einflüsse der Anisotropie bleiben in den hier verwendeten Stoffgesetzen unberücksichtigt, d. h. man legt den Berechnungen ein isotropes Material zu Grunde. Außerdem wird zunächst ein homogenes Verformungsfeld betrachtet. Die Problematik der Erweiterung auf Entfestigung, kombiniert mit inhomogenen Verformungszuständen, wird zu einem späteren Zeitpunkt eingeführt (vgl. Kap. 3.3).

Druckspannungen und Kontraktanz werden nachfolgend — wie in der Bodenmechanik üblich — positiv definiert. Es werden weiterhin nur drainierte Randbedingungen betrachtet. Daher entfällt eine Einteilung in totale σ bzw. effektive Spannungen σ' . Alle Spannungen verstehen sich als effektive Spannungen, weswegen auf eine Unterscheidung in der Notation verzichtet wird.

Die sogenannten Roscoe–Variablen bezeichnen die isotropen Spannungen p und die deviatorischen Spannungen q :

$$\begin{aligned}p &= 1/3(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad , \\ q &= \left[\frac{1}{2}((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2) \right]^{\frac{1}{2}} \quad .\end{aligned}\quad (3.12)$$

Unter triaxialen Randbedingungen ($\sigma_2 = \sigma_3$) vereinfacht sich Glg. (3.12) zu:

$$p = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad \text{und} \quad q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad .\quad (3.13)$$

Zur Beschreibung des elastoplastischen Materialverhaltens werden die Dehnungsänderungen in einen elastischen und einen plastischen Anteil zerlegt (geometrisch lineare Theorie):

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p \quad .\quad (3.14)$$

Der linear-elastische Anteil des Materialverhaltens wird durch das Hookesche Gesetz wiedergegeben:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D}^e \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e \quad \text{mit} \quad \dot{\boldsymbol{\sigma}} = \frac{d\boldsymbol{\sigma}}{dt} = \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}}{\partial t} + \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}}{\partial \mathbf{x}} \frac{\partial \mathbf{x}}{\partial t} \quad .\quad (3.15)$$

In der vorliegenden Arbeit beschreibt $\dot{\boldsymbol{\sigma}}$ die Spannungsgeschwindigkeit in Matrizennotation.

Unter Einhaltung des sogenannten Objektivitätsprinzips sind die klassischen Spannungs- und Deformationsmaße in allgemeiner Tensorschreibweise wie folgt definiert:

Während für Größen der Referenzkonfiguration zur Zeit $t = t_0$ (wie z. B. für den Greenschen Verzerrungstensor oder den 2. Piola–Kirchhoff–Spannungstensor) die materielle Ableitung ausreicht, ist dies für Größen der aktuellen Konfiguration ($t > t_0$) nicht der Fall. Somit ist z. B. für den Cauchy–Spannungstensor \mathbf{T} , den Almansi–Verzerrungstensor \mathbf{A} oder für die Deformationsgeschwindigkeit \mathbf{D} die materielle Zeitableitung für die Formulierung der Materialgesetze nicht geeignet, da das Resultat vom Beobachter abhängt (d. h. einer überlagerte Starrkörperbewegung verändert das Ergebnis.).

Die Lie-Ableitung (oder auch Oldroydableitung genannt) erfüllt die notwendigen Objektivitätsanforderungen, d. h. es handelt sich um eine Ableitung, die ein Ergebnis liefert, welches vom Beobachter unabhängig ist. Diese Form entspricht in der Interpretation in natürlichen Basissystemen einer Ableitung der Tensorkoeffizienten bei festgehaltener Basis. Somit ändert sich die natürliche Basis mit der Deformation des materiellen Körpers.

Der Tensor \mathbf{L} , der sogenannte räumliche Geschwindigkeitsgradient, kann mithilfe des Deformationsgradienten \mathbf{F} dargestellt werden:

$$\mathbf{L} = \dot{\mathbf{F}} \cdot \mathbf{F}^{-1} \quad , \quad (3.16)$$

wobei

$$\mathbf{L} = \mathbf{D} + \mathbf{W} \quad (3.17)$$

eine eindeutige Zerlegung von \mathbf{L} in den Deformationsgeschwindigkeitstensor \mathbf{D} (symmetrischer Anteil) und den Drehgeschwindigkeitstensor \mathbf{W} (schiefsymmetrischer Anteil) ist. Lediglich der Deformationsgeschwindigkeitstensor \mathbf{D} eignet sich für die Formulierung ratenabhängiger Konstitutivgleichungen.

Die Verzerrungsgeschwindigkeit \mathbf{D} wird als Vorwärtstransport (push forward) der materiellen Zeitableitung des Greenschen–Verzerrungstensors \mathbf{E} erzeugt

$$\mathbf{D} = \mathbf{F}^{T-1} \cdot \dot{\mathbf{E}} \cdot \mathbf{F}^{-1} \quad . \quad (3.18)$$

Durch den Zusammenhang

$$\mathbf{A} = \mathbf{F}^{T-1} \cdot \mathbf{E} \cdot \mathbf{F}^{-1} \quad (3.19)$$

und deren Kombination mit Glg. (3.18) sowie mit

$$\overset{\nabla}{\mathbf{A}} = \dot{\mathbf{A}} + \mathbf{L}^T \cdot \mathbf{A} + \mathbf{A} \cdot \mathbf{L} \quad (3.20)$$

kann die Verzerrungsgeschwindigkeit über die Rate des Almansitensors berechnet werden. Diese ist keine materielle Zeitableitung sondern die sogenannte obere Oldroyd oder die obere Lie–Ableitung

$$\mathbf{D} = \overset{\nabla}{\mathbf{A}} \quad . \quad (3.21)$$

In gleicher Weise gilt für den Cauchy–Spannungstensor \mathbf{T} mit der unteren Oldroyd– oder der unteren Lie–Ableitung

$$\overset{\nabla}{\mathbf{T}} = \dot{\mathbf{T}} - \mathbf{L} \cdot \mathbf{T} - \mathbf{T} \cdot \mathbf{L}^T \quad , \quad (3.22)$$

wobei unter Voraussetzung $\mathbf{T} = T^{ij} \mathbf{a}_i \otimes \mathbf{a}_j$ die untere Lie–Ableitung der materiellen Zeitableitung des Koeffizientenschemas T^{ij} entspricht.

Für weitere Details zu o. a. Objektivitätsprinzip sei auf [66] verwiesen.

Darüber hinaus wird in Glg. (3.15) die in der Geotechnik geläufige elastische Stoffmatrix \mathbf{D}^e verwendet. In der klassischen Mechanik findet hingegen allgemein der vierstufige elastische Materialtensor $\overset{4}{\mathbf{D}}$ Anwendung, der in Tensorschreibweise folgender Weise definiert ist:

$$\overset{4}{\mathbf{D}} = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \left[(1 - 2\nu) \overset{4}{\mathbf{I}} + \nu \mathbf{I} \otimes \mathbf{I} \right] \quad . \quad (3.23)$$

E ist der Elastizitätsmodul und ν stellt die Poissonzahl dar¹⁰. Wie bereits erwähnt, wird im weiteren die Matrixschreibweise verwendet, weswegen für die elastische Stoffmatrix \mathbf{D}^e resultiert:

$$\mathbf{D}^e = \frac{E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \begin{bmatrix} 1 - \nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1 - \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1 - \nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} - \nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} - \nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} - \nu \end{bmatrix} \quad . \quad (3.24)$$

¹⁰Darüber hinaus wird in Glg. (3.23) der Fundamentaltensor vierter Stufe $\overset{4}{\mathbf{I}}$ und der Identitätstensor zweiter Stufe \mathbf{I} angewandt.

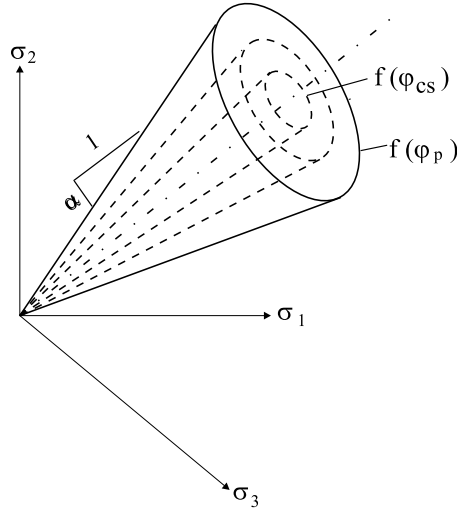


Abbildung 3.8: Fließfläche des Drucker–Prager–Modells mit Entfestigung.

Für triaxiale Randbedingungen ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) ergibt sich daraus

$$\mathbf{D}^e = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 1 - \nu & \nu & 0 & 0 \\ \nu & 1 - \nu & \nu & 0 \\ 0 & \nu & 1 - \nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1 - 2\nu)/2 \end{bmatrix} . \quad (3.25)$$

Drucker–Prager–Modell mit Reibungsentfestigung

Das bekannte Drucker–Prager–Modell (DP–Modell) erlaubt lediglich eine sehr grobe Annäherung des tatsächlichen Bodenverhaltens. Dennoch findet es in der vorliegenden Arbeit Eingang, um in Kap. 3.3.1 einen ersten Schwerpunkt auf die Reibungsentfestigungserweiterung zu legen. Nachfolgend werden die wichtigsten Formeln dieses Modells erläutert. Die Fließfunktion wird in Glg. (3.26) durch die Roscoe–Variablen (isotrope Spannung p und Deviatorspannung q analog Glg. (3.12)) ausgedrückt:

$$f = q - \alpha p \quad \text{mit} \quad \alpha = \alpha_0 - h_\alpha (1 + e_0) \varepsilon_v^p \geq \alpha_{cs} \quad . \quad (3.26)$$

Die Fließbedingung $f = 0$ ergibt entsprechend Abb. 3.8 einen Kegel im Spannungsraum, wobei der Koeffizient α sich direkt auf den Reibungswinkel φ bezieht und die Neigung des Kegels zur hydrostatischen Achse bestimmt. Im speziellen Fall des ebenen Verformungszustandes (Biaxialversuch) gibt CHEN [23] für kleine Dilatanzwinkel die Beziehung $\alpha \approx \sqrt{3} \sin \varphi$ an (siehe auch [47]). Die Entfestigungsbedingung für α bedient sich des Entfestigungsansatzes aus Glg. (3.10). Mit Erreichen der Fließfläche ($\varphi = \varphi_p$) wird die Festigkeit sukzessive und solange reduziert, bis der kritische Reibungswinkel φ_{cs} erzielt ist.

Mit der Einführung eines plastischen Potentials wird die Richtung der plastischen

Dehnungsänderungen unabhängig von der Fließfläche definiert und der Fall einer nicht-assozierten Fließregel gehandhabt:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad \text{mit} \quad g = q - \beta p \quad . \quad (3.27)$$

In dieser Fließregel bezeichnet der Koeffizient β die Dilatanz des betrachteten Materials. Der plastische Multiplikator λ in Glg. (3.27) wird durch die nachfolgende Konsistenzbedingung ermittelt:

$$\dot{f} = \left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \dot{\boldsymbol{\sigma}} + \frac{\partial f}{\partial \alpha} \dot{\alpha} = 0 \quad . \quad (3.28)$$

In dieser Konsistenzbedingung bezeichnet $\dot{\boldsymbol{\sigma}}$ die Spannungsgeschwindigkeit in Matrixnotation (vgl. Glg. (3.11)). Mit $\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D}^e \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e = \mathbf{D}^e (\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p)$ und Glg. (3.27) ergibt sich:

$$\left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \mathbf{D}^e \left(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right) + \frac{\partial f}{\partial \alpha} \dot{\alpha} = 0 \quad . \quad (3.29)$$

Um $\dot{\lambda}$ festzustellen, muß die Geschwindigkeit der Reibungsentfestigung $\dot{\alpha}$ betrachtet werden, die analog zu Glg. (3.10) erstellt wird und in Glg. (3.26) vollständig spezifiziert ist. Nach Differenzierung der Gleichung erhält man für $\dot{\alpha}$

$$\dot{\alpha} = -h_\alpha (1 + e_0) \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_v^p = -h_\alpha (1 + e_0) \boldsymbol{\delta}^T \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = -h_\alpha (1 + e_0) \boldsymbol{\delta}^T \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad , \quad (3.30)$$

worin $\boldsymbol{\delta}^T = (1, 1, 1, 0, 0, 0)$ Eingang findet. Kombiniert mit Glg. (3.29) resultiert $\dot{\lambda}$:

$$\dot{\lambda} = \frac{1}{d} \left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \mathbf{D}^e \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \quad \text{mit} \quad d = \left[\left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \mathbf{D}^e + \frac{\partial f}{\partial \alpha} h_\alpha (1 + e_0) \boldsymbol{\delta}^T \right] \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad . \quad (3.31)$$

Das Hyperbolische Modell

Das Hyperbolische Modell (HB-Modell) dient als Grundlage für das nachfolgend vorgestellte Hardening-Soil-Modell (HS-Modell) und wurde im wesentlichen von SCHANZ [113] und SCHANZ *et al.* [117] auf Basis der Arbeiten von DUNCAN *et al.* [46], KONDNER *et al.* [75] und OHDE [102] entwickelt. Die grundsätzlichen Charakteristika dieses Modells beziehen sich auf die Simulation der z. B. in Triaxialversuchen

zu beobachtenden Verfestigung und auf die spannungsabhängige Steifigkeit, die die Resultate von Oedometer- und Triaxialtests widerspiegelt. Die Ent- und Wiederbelastung wird als ein rein elastischer Vorgang mittels des Hookeschen Gesetzes modelliert. Die Beschreibung des Hyperbolischen Modells wird nachfolgend unter triaxialen Bedingungen ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) vorgenommen.

Eines der typischen Merkmale geotechnischer Materialien ist das Auftreten irreversibler Schubverzerrungen unter deviatorischer Erstbelastung. Zur Wiedergabe dieses Materialverhaltens wird die folgende hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung¹¹ gewählt:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b \varepsilon_1} \quad \text{mit } a = \frac{1}{E_i} \quad \text{und } b = \frac{1}{q_a} . \quad (3.32)$$

Gleichzeitig mit den plastischen Schubverzerrungen unter deviatorischer Beanspruchung treten irreversible Volumendehnungen aus isotroper Kompression auf, die in einer Erweiterung der vorliegenden Formulierung im folgenden Kapitel (Hardening-Soil-Modell) mitberücksichtigt werden.

Einer der Vorteile des Hyperbolischen Modells im Vergleich zu anderen elastoplastischen Modellen (z. B. Mohr-Coulomb Modell nach [132]) liegt in der strikten Trennung zwischen Erstbelastungs- und Ent- und Wiederbelastungsvorgängen. Die Initialsteifigkeit E_i ist experimentell schwer zu bestimmen, weswegen an deren Stelle eine leichter zu ermittelnde Sekantensteifigkeit E_{50} tritt. Dieser Sekantenmodul wird an einer triaxialen Spannungs-Dehnungsbeziehung derart bestimmt, dass die Steifigkeit mit der Mobilisierung der maximalen Scherfestigkeit von 50 % korrespondiert. Somit lässt sich die hyperbolische Beziehung aus Glg. (3.32) analog Abb. 3.9 in folgender Weise beschreiben¹²:

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} . \quad (3.33)$$

Die asymptotische Deviatorspannung q_a und der Sekantenmodul E_{50} sind wie folgt definiert:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} = \frac{2 \sin \varphi}{R_f (1 - \sin \varphi)} (\sigma_3 + c \cot \varphi) , \quad (3.34)$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi}{\sigma_3^{ref} + c \cot \varphi} \right)^m . \quad (3.35)$$

R_f ¹³ bezeichnet das Verhältnis zwischen der maximalen Deviatorspannung q_f und

¹¹In Anlehnung an die Arbeit von KONDNER *et al.* [75]

¹²Aus dem hyperbolischen Ansatz in Glg. (3.32) kann $E_i = 2 E_{50}$ abgeleitet werden.

¹³Empirische Erfahrungswerte legen meist einen Standardwert von $R_f = 0,9$ nahe.

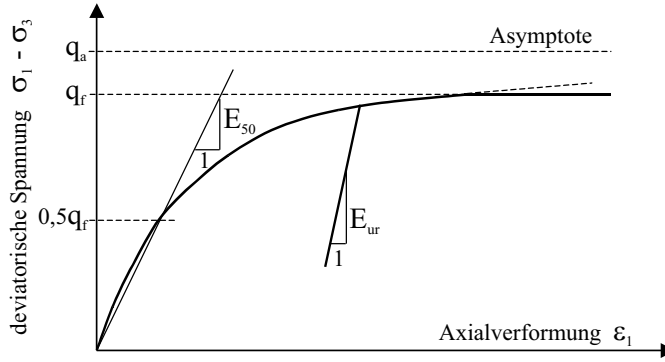


Abbildung 3.9: Hyperbolische Spannungs–Dehnungsbeziehung bei Betrachtung einer Erstbelastung im drainierten Standard–Triaxialversuch.

der asymptotischen Deviatorspannung q_a . Mit zunehmender Belastung erreicht die Fließfläche schließlich die Grenzbedingung nach Mohr–Coulomb, die mit q_f in Glg. (3.34) ausgedrückt wird. Diese Gleichung beinhaltet die (Peak–)Kohäsion c und den (Peak–) Reibungswinkel φ , klassische Bodenparameter zur Bestimmung der Festigkeit. Der triaxiale Sekantenmodul E_{50} wird analog OHDE [102] in Abhängigkeit des aktuellen Spannungsniveaus über Referenz–Wertepaare (σ_3^{ref} und E_{50}^{ref}) festgelegt (vgl. Glg. (3.35)). Der Exponent m kann experimentell bestimmt bzw. auf Grundlage von empirischen Erfahrungswerten¹⁴ abgeschätzt werden.

Wie bereits erwähnt, werden Ent– und Wiederbelastungsvorgänge als rein elastischer Vorgang mittels des Hookeschen Gesetzes modelliert. Der elastische Anteil der Dehnungen ϵ^e kann durch die Poissonzahl ν_{ur} und die spannungsabhängige Steifigkeit E_{ur} entsprechend der Glgn. (3.15) und (3.25) beschrieben werden (vgl. hierzu auch Ausführungen in [89]); E_{ur} ergibt sich aus:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \varphi}{\sigma_3^{ref} + c \cot \varphi} \right)^m . \quad (3.36)$$

Abb. 3.10 illustriert die Gestalt der gekrümmten Fließfläche f^s in der p–q–Ebene, begrenzt durch die lineare Mohr–Coulomb–Grenzbedingung. Unter triaxialen Randbedingungen ergibt sich die Fließfläche f^s zu

$$f^s = \bar{f} - \gamma^{ps} \quad \text{mit} \quad \bar{f} = \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{\left(1 - \frac{q}{q_a}\right)} - \frac{2q}{E_{ur}} , \quad (3.37)$$

worin die plastische Schubverzerrung γ^{ps} als maßgebender Verfestigungsparameter dient. Dieser Verfestigungsparameter ist folgender Weise definiert:

$$\gamma^{ps} = \epsilon_1^p - \epsilon_2^p - \epsilon_3^p . \quad (3.38)$$

¹⁴Erfahrungswerte liefern für Sande einen Exponenten m zwischen 0,35 und 0,65 [115].

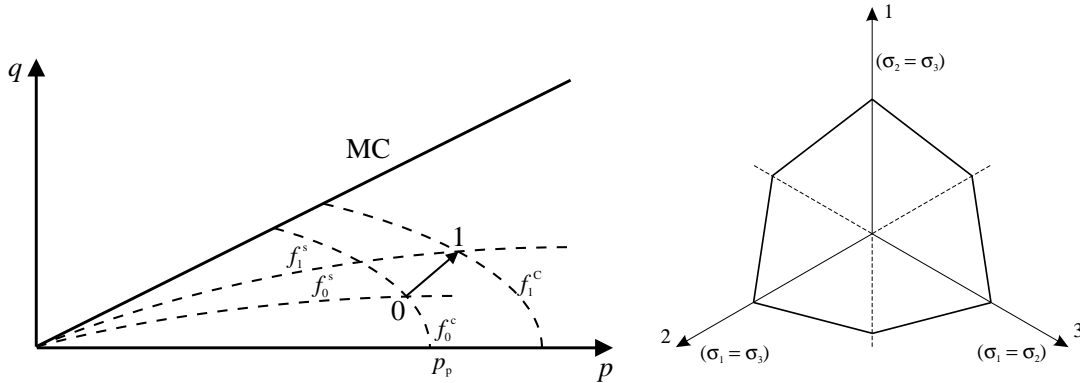


Abbildung 3.10: Fließfunktion f^s des Hyperbolischen Modells mit Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb (MC) in der p-q-Ebene (links) und in der Deviatorebene (rechts).

Unter der Annahme, dass bei Scherbeanspruchung die plastischen Volumendehnungen ε_v^p im Vergleich zu den plastischen Schubverzerrungen klein sind, entsteht unter triaxialen Bedingungen $\gamma^{ps} \approx 2 \varepsilon_1^p$.

Die allgemeine Formulierung nach Glg. (3.37) bedarf bei Betrachtung im 3-dimensionalen Spannungsraum einer Erweiterung. In der Deviatorebene unterscheiden sich dann 6 Einzelfließflächen mit einer unstetigen Ableitung nach den Spannungen in den auftretenden Eckpunkten¹⁵. Werden triaxiale Randbedingungen betrachtet, liegen die Spannungszustände auf diesen Eckpunkten, und im weiteren ist die Unterscheidung zweier Fließflächen notwendig:

$$\begin{aligned} f_{12}^s &= \bar{f}_{12} - \gamma^{ps} \text{ mit } \bar{f}_{12} = \frac{1}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_2)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_2)}{E_{ur}} , \\ f_{13}^s &= \bar{f}_{13} - \gamma^{ps} \text{ mit } \bar{f}_{13} = \frac{1}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_{ur}} . \end{aligned} \quad (3.39)$$

Die während einer Scherverfestigung auftretenden plastischen Dehnungsänderungen werden im HB-Modell über das plastische Potential g^s ermittelt. Mit $g^s \neq f^s$ liegt also eine nicht-assozierte Fließregel vor:

$$g^s = (3 - \sin \psi_m) q - 6 \sin \psi_m p . \quad (3.40)$$

Analog zur Fließfläche f^s bedarf die allg. Formulierung von g^s in Glg. (3.40) einer Erweiterung bei Betrachtung des 3-dimensionalen Spannungsraumes. Werden triaxiale Randbedingungen betrachtet, sind zwei Potentiale notwendig:

¹⁵Fließen zufolge zweier Fließflächen wird dann unter der Anwendung der Koiter-Regel [71, 72] gelöst.

$$\begin{aligned} g_{12}^s &= (\sigma_1 - \sigma_2) / 2 - (\sigma_1 + \sigma_2) / 2 \sin \psi_m , \\ g_{13}^s &= (\sigma_1 - \sigma_3) / 2 - (\sigma_1 + \sigma_3) / 2 \sin \psi_m . \end{aligned} \quad (3.41)$$

Der in den Glgn. (3.41) und (3.40) verwendete mobilisierte Dilatanzwinkel ψ_m ist wie folgt definiert:

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cs}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cs}} . \quad (3.42)$$

Darin ist φ_{cs} der Restreibungswinkel im kritischen Zustand. Der mobilisierte Reibungswinkel φ_m ergibt sich aus

$$\sin \varphi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2c \cot \varphi} . \quad (3.43)$$

Die Dehnungsänderungen $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}$ setzen sich aus einem elastischen Anteil $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^e$ und einem plastischen Anteil infolge deviatorischer Belastung (Scherverfestigung) $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{ps}$ zusammen:

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}} = \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^e + \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{ps} = \mathbf{D}^{e(-1)} \dot{\boldsymbol{\sigma}} + \dot{\lambda} \frac{\partial g^s}{\partial \boldsymbol{\sigma}} . \quad (3.44)$$

Der plastische Multiplikator $\dot{\lambda}$ wird bei Vorliegen einer plastischen Beanspruchung (Belastungsbedingung $(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}})^T \dot{\boldsymbol{\sigma}}$) über die Konsistenzbedingung $\dot{f}^s = 0$ ermittelt. Der deviatorische Verfestigungsparameter γ^{ps} nach Glg. (3.38) ist eine Funktion der deviatorischen plastischen Dehnungsgeschwindigkeit $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{ps}$, somit gilt unter triaxialen Randbedingungen

$$\dot{\gamma}^{ps} = \boldsymbol{\nu}^{sT} \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{ps} = [1 \quad -1 \quad -1] \begin{bmatrix} \dot{\boldsymbol{\epsilon}}_1^{ps} \\ \dot{\boldsymbol{\epsilon}}_2^{ps} \\ \dot{\boldsymbol{\epsilon}}_3^{ps} \end{bmatrix} . \quad (3.45)$$

Wird vereinfachend ξ_i als eine Menge von n zusätzlichen Parametern, die Funktionen der plastischen Dehnungen $\boldsymbol{\epsilon}^p$ darstellen, eingeführt, dann gilt mit $\xi = \xi_i (\boldsymbol{\epsilon}^p)$ für die Konsistenzbedingung

$$\dot{f} = \left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \dot{\boldsymbol{\sigma}} + \sum_{i=1}^n \frac{\partial f}{\partial \xi_i} \dot{\xi}_i = 0 . \quad (3.46)$$

Somit ergibt sich $\dot{\lambda}$ zu

$$\dot{\lambda} = \frac{\left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right)^T \mathbf{D}^e \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}}{\left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right)^T \mathbf{D}^e \left(\frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right) + H} \quad \text{mit} \quad \frac{1}{H} = \left(\sum_{i=1}^n \frac{\partial f}{\partial \xi_i} \frac{\partial \xi_i}{\partial \varepsilon^p} \right) \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (3.47)$$

worin H als Verfestigungsparameter bezeichnet werden kann.

Das Hardening–Soil–Modell

Grundlage des Hardening–Soil–Modells (HS–Modell) ist das Hyperbolische Modell des vorhergehenden Abschnittes. Das Hardening–Soil–Modell wurde von SCHANZ [113] und SCHANZ *et al.* [117] auf Basis des sogenannten „Double Hardening“ Modells [131] weiterentwickelt. Zunächst sollen die wesentlichsten Grundlagen dieses Stoffgesetzes erläutert werden, daran anschließend erfolgt eine Erweiterung um die Reibungsentfestigung.

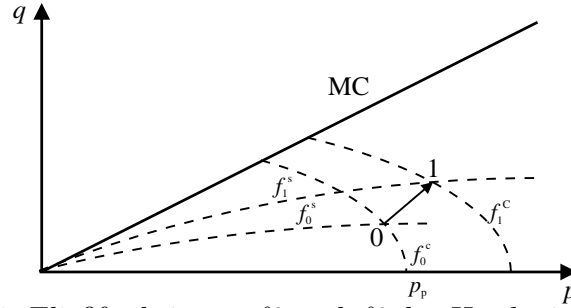
Die Ausführungen zum Hyperbolischen Modell betrafen die Verfestigung unter Scherbeanspruchung, d. h. die deviatorische Fließfläche f^s zur Abgrenzung des plastischen Bereiches und das plastische Potential g^s zur Abgrenzung der plastischen Dehnungsänderungen¹⁶.

Eine Darstellung dieser deviatorischen Fließfläche in der p – q –Ebene zeigte (Abb. 3.10), dass eine Abgrenzung bei zunehmender isotroper Kompression fehlt. Dieses Manko äußert sich bei der Nachrechnung von Elementversuchen mit unterschiedlichen Versuchsrandbedingungen. Werden z. B. Triaxial– und Oedometerversuche mit denselben Eingangsparametern berechnet, resultiert eine Diskrepanz zwischen den numerischen und experimentellen Ergebnissen hinsichtlich der Steifigkeiten (Details vgl. [113]).

Die Erweiterung bezieht sich auf die Einführung einer 2. Fließfläche, die nachfolgend als „Kappe“ bezeichnet wird. Wie in Abb. 3.11 ersichtlich, wird dies erreicht, indem unter isotroper Belastung ebenfalls eine Verfestigung durch die Kappenfließfläche f^c eingeführt wird, die sich unabhängig von der deviatorischen Fließfläche entwickelt. Die plastischen Dehnungsänderungen aus isotroper Belastung werden durch das plastische Potential g^c ermittelt; dabei liegt im Unterschied zur deviatorischen Fließfläche der Fall einer assoziierten Fließregel vor ($g^c = f^c$). Die Form der Kappe, die den plastischen Bereich bei isotroper Belastung abgrenzt, ist durch die Kappen–Fließfunktion f^c definiert:

$$f^c = \frac{q^2}{\alpha^2} - p^2 - p_p^2; \quad (3.48)$$

¹⁶Es liegt also unter deviatorischer Beanspruchung — wie bereits erwähnt — der Fall einer nicht–assozierten Fließregel vor ($g^s \neq f^s$).

Abbildung 3.11: Fließfunktionen f^s und f^c des Hardening-Soil-Modells.

α ist hierin eine Materialkonstante¹⁷. Die Lage und Größe der Kappe im Spannungsraum wird durch p_p , die sogenannte isotrope Vorkonsolidationsspannung, kontrolliert. Das Verfestigungsgesetz in Glg. (3.49) gibt die Relation zwischen der volumetrischen Kappendehnung ε_v^{pc} und der Vorkonsolidationsspannung p_p wieder:

$$p_p = p^{ref} \left(\frac{1-m}{\beta} \varepsilon_v^{pc} \right)^{\frac{1}{1-m}} \quad (3.49)$$

mit

$$\varepsilon_v^{pc} = \int \dot{\varepsilon}_v^{pc} dt \quad \text{und} \quad \dot{\varepsilon}_v^{pc} = \dot{\lambda}^c \delta^T \frac{\partial g^c}{\partial \sigma} . \quad (3.50)$$

Die Materialkonstante β wird über den Eingabeparameter E_s^{ref} , der Oedometersteifigkeit, festgelegt.

Die Dehnungsänderungen $\dot{\varepsilon}$, setzen sich aus einem elastischen Anteil $\dot{\varepsilon}^e$, sowie aus plastischen Anteilen infolge deviatorischer Belastung (Scherverfestigung) $\dot{\varepsilon}^{ps}$ und infolge isotroper Belastung (volumetrische Verfestigung) $\dot{\varepsilon}^{pc}$ zusammen:

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^{ps} + \dot{\varepsilon}^{pc} . \quad (3.51)$$

Sowohl der deviatorische Verfestigungsparameter γ^{ps} nach Glg. (3.38) als auch der isotrope Verfestigungsparameter, die volumetrische Kappendehnung ε_v^{pc} nach Glg. (3.50), sind Funktionen der plastischen Dehnungen $\dot{\varepsilon}^p = \dot{\varepsilon}^{ps} + \dot{\varepsilon}^{pc}$. Somit gilt unter triaxialen Randbedingungen:

¹⁷ α steht mit dem Erdruchdruckbeiwert K_0^{nc} in Verbindung, der durch die Beziehung $K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi$ mit dem (Peak-)Reibungswinkel φ in Beziehung steht.

$$\begin{aligned}\gamma^{ps} &= \boldsymbol{\nu}^{sT} \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{ps} = [1 \quad -1 \quad -1] \begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_1^{ps} \\ \dot{\epsilon}_2^{ps} \\ \dot{\epsilon}_3^{ps} \end{bmatrix}, \\ \epsilon_v^{pc} &= \boldsymbol{\nu}^{cT} \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{pc} = [1 \quad 1 \quad 1] \begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_1^{pc} \\ \dot{\epsilon}_2^{pc} \\ \dot{\epsilon}_3^{pc} \end{bmatrix}.\end{aligned}\quad (3.52)$$

Wie bereits für das Hyperbolische Modell kann ξ_i vereinfachend als eine Menge von n zusätzlichen Parametern, die Funktionen der plastischen Dehnungen $\boldsymbol{\epsilon}^p$ darstellen, eingeführt werden. Es gilt mit $\xi = \xi_i$ ($\boldsymbol{\epsilon}^p = \boldsymbol{\epsilon}^{ps} + \boldsymbol{\epsilon}^{pc}$) für die Konsistenzbedingung:

$$\dot{f} = \left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \dot{\boldsymbol{\sigma}} + \sum_{i=1}^n \frac{\partial f}{\partial \xi} \dot{\xi} = 0. \quad (3.53)$$

Somit ergibt sich für die nicht-assozierte Fließregel $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}}$ zu:

$$\dot{\lambda} = \frac{\left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \mathbf{D}^e \dot{\boldsymbol{\epsilon}}}{\left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \mathbf{D}^e \left(\frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right) + H} \quad \text{mit} \quad \frac{1}{H} = \left(\sum_{i=1}^n \frac{\partial f}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial \boldsymbol{\epsilon}^p} \right) \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}}, \quad (3.54)$$

worin H als Verfestigungsparameter bezeichnet werden kann.

Hardening–Soil–Modell mit Reibungsentfestigung

Das HS–Modell verwendet einen konstanten (Peak-)Reibungswinkel φ , unabhängig vom sogenannten Lodewinkel und unabhängig von der Lagerungsdichte des Bodens. Die Dichteabhängigkeit des Reibungswinkels kann in Anlehnung an Glg. (3.1) durch folgende Formulierung eingeführt werden:

$$\varphi = \varphi_{cs} + h_\varphi (e_{cs} - e). \quad (3.55)$$

e , die Porenzahl, stellt in dieser Gleichung die sogenannte Entfestigungsvariable (Zustandsgröße der Entfestigung) dar. Daraus folgert unter Verwendung der Gln. (3.8) und (3.10):

$$\dot{\varphi} = -h_\varphi \dot{e} = -h_\varphi (1 + e_0) \dot{\epsilon}_v^p. \quad (3.56)$$

Diese Dichteabhängigkeit des Reibungswinkels erlaubt sowohl eine Ent- als auch eine Verfestigung. Die Entfestigung ist offensichtlich mit der Dilatanz unter Scherbeanspruchung verbunden. Im HS–Modell wird ein mobilisierter Dilatanzwinkel ψ_m

(vgl. Glg. (3.42)) verwendet. Positive Werte dieses Dilatanzwinkels erlauben Entfestigung, während Materialverdichtung durch zwei Effekte verursacht werden kann: durch negative Werte des mobilisierten Dilatanzwinkels ψ_m und/oder durch Verfestigung der Fließ-Kappe infolge isotroper Belastung. Für bindige Materialien (speziell für tonige Böden) ist eine solche Verdichtung signifikant, aber für die hier betrachteten Reibungsmaterialien spielt dieser Effekt eine untergeordnete Rolle. Anstelle der Anwendung von Glg. (3.56) wird eine Formulierung gewählt, in der die Änderung des Reibungswinkels infolge einer Verdichtung ($\psi_m < 0$ bzw. $\dot{\epsilon}_v > 0$) ausgeschlossen wird:

$$\begin{aligned}\dot{\varphi} &= -h_\varphi(1 + e_0)\dot{\epsilon}_v^p \quad \text{für } \dot{\epsilon}_v \leq 0 \text{ ,} \\ \dot{\varphi} &= 0 \quad \text{für } \dot{\epsilon}_v > 0 \text{ .}\end{aligned}\tag{3.57}$$

Die Gleichungen des vorhergehenden Abschnittes (Hardening-Soil-Modell) gelten weiterhin unter der Beachtung, dass mit Einsetzen der Entfestigung ($\dot{\epsilon}_v \geq 0$) der Reibungswinkel φ als Zustandsparameter zu betrachten ist. Die Konsistenzbedingung nach Glg. (3.53) bleibt bestehen und die Ermittlung des plastischen Multiplikators nach Glg. (3.54) beinhaltet den Parameter H , der im vorliegenden Fall als Ver- und Entfestigungsparameter dient.

3.2.3 Parameteridentifikation für Hostun-Sand

Das im vorhergehenden Kapitel beschriebene HS-Modell mit der Erweiterung um Reibungsentfestigung wird einer detaillierten Kalibrierung und Verifizierung unterzogen, indem die umfangreichen Testdaten an Hostun-Sand (siehe Kap. 3.1) verwendet werden. Dieser Vergleich an Testdaten findet zunächst lokal an einem Spannungspunkt statt und wird mit den Ergebnissen eines weiteren Stoffgesetzes aus der hypoplastischen Modellfamilie verglichen.

In einem ersten Schritt werden die Ergebnisse triaxialer Kompressionsversuche und Oedometerversuche verwendet, um eine Kalibrierung für den 'lockeren' Hostun-Sand¹⁸ und für den sogenannten 'dichten' Hostun-Sand¹⁹ zu erreichen. In einer weiteren Phase werden die beiden Stoffgesetze dann angewandt, um das Spannungs-Dehnungsverhalten in Biaxialversuchen und Einfachscherversuchen zu simulieren²⁰.

Die notwendigen Materialparameter der nachfolgend angewandten Stoffgesetze sind

¹⁸'Lockerer' Hostun-Sand ist mit einer Ausgangsporenzahl e zwischen 0,85 - 0,92 spezifiziert, vgl. Kap. 3.1.

¹⁹'Dichter' Hostun-Sand bezeichnet einen Sand mit einer Ausgangsporenzahl e zwischen 0,63 - 0,68, vgl. Kap. 3.1.

²⁰Leider gibt es an Hostun-Sand keine echten Kreisringscherversuche, jedoch stehen Daten aus dem Torsionsoedometer zur Verfügung, deren Scherphase mit den Randbedingungen eines Einfachscherversuches vergleichbar ist (vgl. Kap. 3.1).

eng mit bodenmechanischen Kennwerten verbunden, weswegen deren Identifizierung ohne umfangreiche Optimierungsverfahren möglich wird²¹.

Bstimmung der Parameter für das Hardening–Soil–Modell

Das Hardening–Soil–Modell, erweitert um lokale Reibungsentfestigung, benötigt 9 Materialparameter. Drei dieser Parameter beschreiben die Grenzbedingung nach Mohr–Coulomb und stimmen mit dem klassischen Mohr–Coulomb Modell überein:

- φ : (Peak–)Reibungswinkel,
- c : (Peak–)Kohäsion,
- ψ : maximaler Dilatanzwinkel.

Für die Beschreibung der Erstbelastungssteifigkeit werden drei weitere Parameter verwendet:

- E_{50}^{ref} : triaxiale Sekantensteifigkeit (für Referenzspannung σ^{ref}),
- E_s^{ref} : Oedometersteifigkeit (für Referenzspannung σ^{ref}),
- m : Exponent.

Diese Parameter zur Beschreibung der Erstbelastungssteifigkeit werden durch zwei weitere Parameter ergänzt, die die Ent– und Wiederbelastungsvorgänge beschreiben können:

- E_{ur}^{ref} : Ent– und Wiederbelastungssteifigkeit (für Referenzspannung σ^{ref}),
- ν_{ur} : Poissonzahl bzw. Querdehnzahl für Ent– und Wiederbelastungsvorgänge.

Dieser Standard–Parametersatz des HS–Modells wird um die sogenannte Entfestigungszahl h_φ erweitert, die empirisch aus Glg. (3.2) resultiert.

Das HS–Modell erlaubt die Beschreibung des Materialverhaltens bei definierter Dichte; das Modell beinhaltet somit keine dichteabhängige Formulierung der Steifigkeit bzw. der Peakfestigkeit. Die Kalibrierung erfolgte durch Nachrechnung der triaxialen Kompressionsversuche und der Oedometerversuche; der Parametersatz zur Beschreibung des 'lockeren' Hostun–Sandes ist in Tab. 3.2 gegeben. Für die Nachrechnung der Testergebnisse bei dichter Lagerung ist ein zweiter Parametersatz notwendig (Tab. 3.3).

Die beiden Parametersätze ermöglichen die Nachrechnung aller zur Verfügung stehenden Versuchsergebnisse. Ein Vergleich mit den Testdaten erfolgt in den folgenden Abschnitten.

²¹Für eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse der Modellierung mit den Ergebnissen der Experimente würden sich Optimierungsverfahren eignen, wie z. B. die Methode der kleinsten Feldquadrate mit unterschiedlichen numerischen Verfahren (stochastische oder deterministische), siehe u. a. [89].

Tabelle 3.2: Parametersatz des HS-Modells für 'lockeren' Hostun-Sand ($\sigma^{ref} = 100$ kPa).

φ [°]	c [kPa]	ψ [°]	E_{50}^{ref} [kPa]	E_s^{ref} [kPa]	m	E_{ur}^{ref} [kPa]	ν_{ur}	h_φ
34	0	0	12000	16000	0,75	60000	0,25	0

Bestimmung der Parameter für das hypoplastische Modell

Neben dem HS-Modell wurde ein hypoplastisches Stoffgesetz verwendet, um über den Vergleich mit Testdaten hinaus auch eine Gegenüberstellung mit einem „andersartigen“ Stoffgesetz zu ermöglichen [87].

Das verwendete hypoplastische Modell ist eine Formulierung nach VON WOLFFERSDORFF [146], welche auf den Grundlagen von KOLYMBAS [73, 74], GUDEHUS [63] und BAUER [7] beruht. Nur die wesentlichsten Grundcharakteristika dieses Modells sollen im Rahmen der vorliegenden Arbeit beschrieben werden. Die generelle Formulierung des Stoffgesetzes lautet:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{F}(\boldsymbol{\sigma}, e, \dot{\boldsymbol{\epsilon}}). \quad (3.58)$$

Das vollständige Stoffgesetz wird durch eine einzige tensorielle Gleichung formuliert, in der analog Glg. (3.58) aus einer gegebenen Dehnungsgeschwindigkeit $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}$, dem Ausgangsspannungszustand $\boldsymbol{\sigma}$ und der vorhandenen Dichte e die objektive Spannungsrate berechnet wird. Diese Formulierung beinhaltet bereits eine Dichte- und Spannungsabhängigkeit, wodurch Effekte der Dilatanz/Kontraktanz beschrieben werden können. Die Grenzbedingung ist implizit enthalten – Formulierungen im Rahmen der Hypoplastizität verwenden keine explizite Argumente zur Beschreibung der Fließfläche bzw. der Fließregel; somit entfällt eine Deformationszerlegung in elastische und plastische Komponenten. Steifigkeit, Volumenänderung und Festigkeit sind Resultate der aktuellen Spannung und Dichte des Materials, sowie von der gegebenen Dehnungsgeschwindigkeit.

Das angewandte hypoplastische Stoffgesetz benötigt zur Beschreibung der Hostun-Sand-Versuche insgesamt 8 Materialparameter (vgl. HERLE [67]):

- h_s : die Granulathärte,
- n : ein Exponent,

Tabelle 3.3: Parametersatz des HS-Modells für 'dichten' Hostun-Sand ($\sigma^{ref} = 100$ kPa).

φ [°]	c [kPa]	ψ [°]	E_{50}^{ref} [kPa]	E_s^{ref} [kPa]	m	E_{ur}^{ref} [kPa]	ν_{ur}	h_φ
44	0	14	30000	30000	0,55	90000	0,25	30

Tabelle 3.4: Parametersatz des hypoplastischen Modells für Hostun–Sand.

φ_c [°]	h_s [MPa]	n	e_{c0}	e_{d0}	e_{i0}	α	β
32	1000	0,29	0,91	0,61	1,09	0,19	2,0

- φ_c : der kritische Reibungswinkel,
- e_{c0} : die kritische Porenzahl für $\sigma = \mathbf{0}$,
- e_{d0} : die Porenzahl bei dichtester Lagerung für $\sigma = \mathbf{0}$,
- e_{i0} : die Porenzahl bei lockerster Lagerung für $\sigma = \mathbf{0}$,
- α : ein Exponent,
- β : ein Exponent.

Ein Teil der Parameter ist eng mit den Grundeigenschaften granularer Materialien verbunden und gilt für eine große Bandbreite verschiedenster Spannungs- und Dichtenniveaus. Für die nachfolgende Nachrechnung der Hostun–Sand–Versuche bedeutet dies, dass ein Parametersatz ausreicht, um alle Testergebnisse zu beschreiben. Prinzipiell genügen einfache Laborversuche, um die Parameteridentifikation zu ermöglichen. HERLE [67] führte eine umfangreiche Analyse an verschiedensten Laborsanden zur Bestimmung der hypoplastischen Materialparameter durch; mitunter beinhaltet die Veröffentlichung von HERLE auch Materialparameter für Hostun–Sand. Die in der vorliegenden Arbeit verwendeten Parameter für Hostun–Sand (vgl. Tab. 3.4) stimmen mit den von HERLE ermittelten Materialparametern größtenteils überein, lediglich der kritische Reibungswinkel φ_c und der Exponent α sind geringfügig modifiziert worden.

Kalibrierung an 'lockerem' Hostun–Sand

Oedometertests: Zur Kalibrierung der Modelle wurden drei Oedometerergebnisse verwendet, die entsprechend Abb. 3.12 auch Ent- und Wiederbelastungsschleifen enthalten. Die Nachrechnung mit dem HS–Modell beinhaltet drei Ent- und Wiederbelastungsschleifen bei einer Vertikalspannung von 50, 100 und 200 kPa. Demgegenüber wurde mit dem hypoplastischen Modell lediglich eine Entlastung nach Erreichen der maximalen Spannung durchgeführt. Während das HS–Modell sowohl den Erstbelastungsast als auch die Ent- und Wiederbelastungsäste außerordentlich gut abbilden kann, trifft die hypoplastische Modellierung die Testresultate mäßig. Außerdem kann das angewandte hypoplastische Modell [146] nicht eindeutig zwischen Erst- und Ent- und Wiederbelastungsvorgängen unterscheiden, weswegen in Abb. 3.12 von der Darstellung des Wiederbelastungsastes — der vollkommen unrealistische zusätzliche Dehnungen ergeben würde — abgesehen wird²².

²²Eine Ergänzung des Modells durch die sog. 'intergranularen Dehnungen' [100] würde dieses Manko beheben.

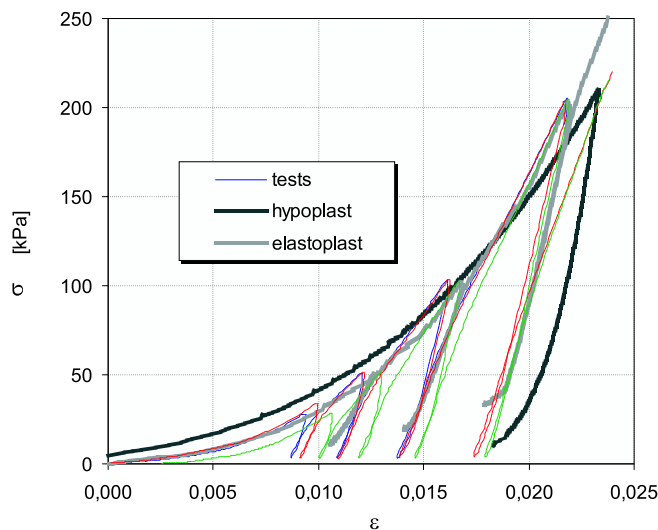
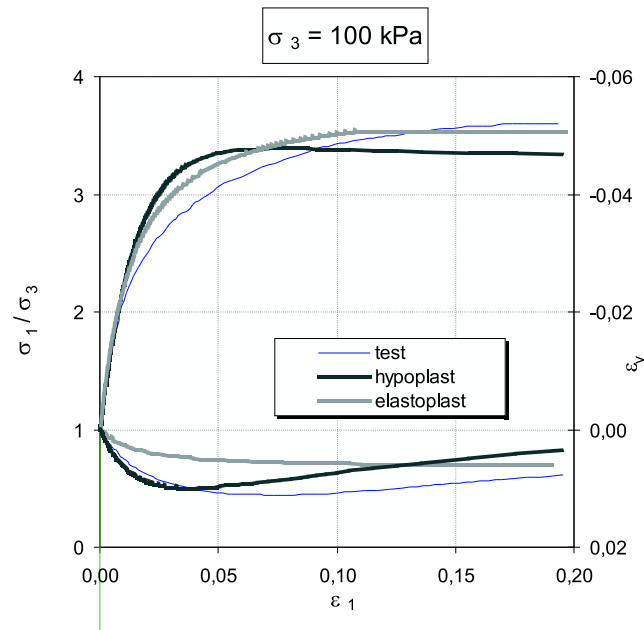


Abbildung 3.12: Oedometertests — Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse für 'lockeren' Hostun-Sand.

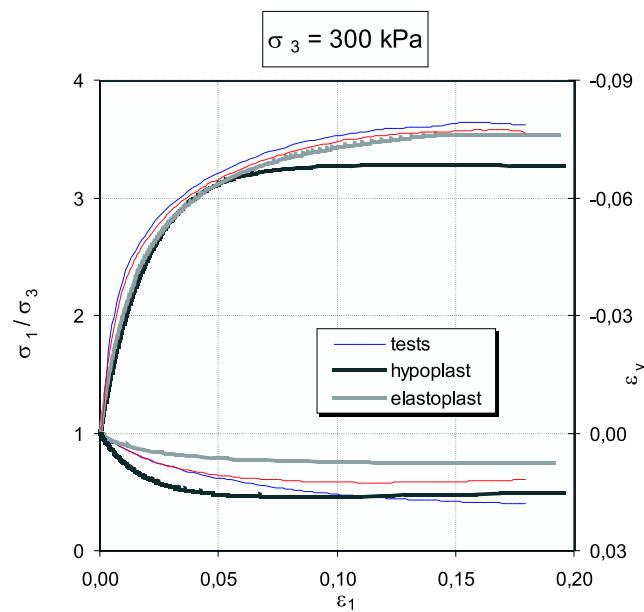
Drainierte Triaxialtests: Die Abb. 3.13a und 3.13b beinhalten je zwei unterschiedliche Kurven: die eine stellt das Spannungsverhältnis als Funktion der Axialdehnungen dar, die zweite Kurve gibt die Volumendehnungen als Funktion der Axialdehnungen wieder. Abb. 3.13a illustriert Daten bei einem Spannungsniveau von 100 kPa, während in Abb. 3.13b ein konstanter Seitendruck von 300 kPa betrachtet wird. Leider steht für das geringere Spannungsniveau ($\sigma_3 = 100$ kPa) nur ein Test zur Verfügung. Die Kalibrierung der beiden Modelle zeigt, dass die Steifigkeit im Vergleich zu dem einen Test überschätzt scheint. Werden jedoch die Testdaten bei $\sigma_3 = 300$ kPa betrachtet (Abb. 3.13b), trifft das HS-Modell die Spannungs-Dehnungskurven ausgezeichnet, die Volumendehnungen werden jedoch geringfügig unterschätzt. Das hypoplastische Modell erreicht die Festigkeit, die sich in den Testresultaten zeigt, nicht, während die Volumendehnungen mit diesem Modell hinreichend genau prognostiziert werden.

Biaxialtests: Abb. 3.14a präsentiert Biaxialtests bei einem Seitendruck von 100 kPa. Verglichen mit den Triaxialresultaten zeigen Biaxialtests generell ein steiferes Materialverhalten — bei Gegenüberstellung der beiden Kalibrierungen mit den Tests wird klar, dass die Anfangssteifigkeit gut getroffen ist. Die maximal erreichte Festigkeit der beiden Nachrechnungen liegt ebenfalls in jenem Bereich, den die Testresultate vorgeben. Anzumerken gilt, dass das hypoplastische Modell die tatsächlichen Volumenänderungen deutlich überschätzt.

Torsionsoedometertests: Abb. 3.14b zeigt die Resultate aus dem Torsionsoedometer. In diesem Diagramm ist einerseits das Spannungsverhältnis σ_{xy}/σ_{yy} (linke Vertikalachse) über der Schubverzerrung γ_{xy} aufgetragen; andererseits ist die Volumendehnung (rechte Vertikalachse) als Funktion der Schubverzerrung dargestellt. Die Randbedingungen der Scherphase im Torsionsoedometer wird durch die Modellierung eines Einfachscherversuchs abgebildet. Die Gegenüberstellung der Nach-

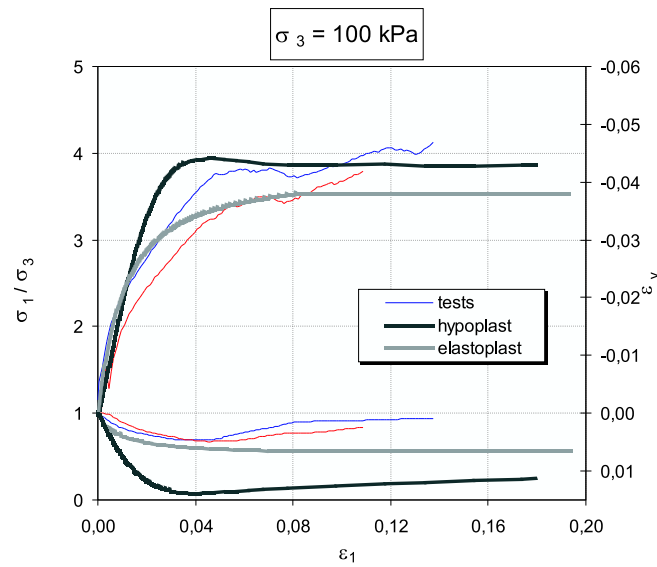


a) Triaxiale Kompressionsversuche bei einem Seitendruck von $\sigma_3 = 100$ kPa.

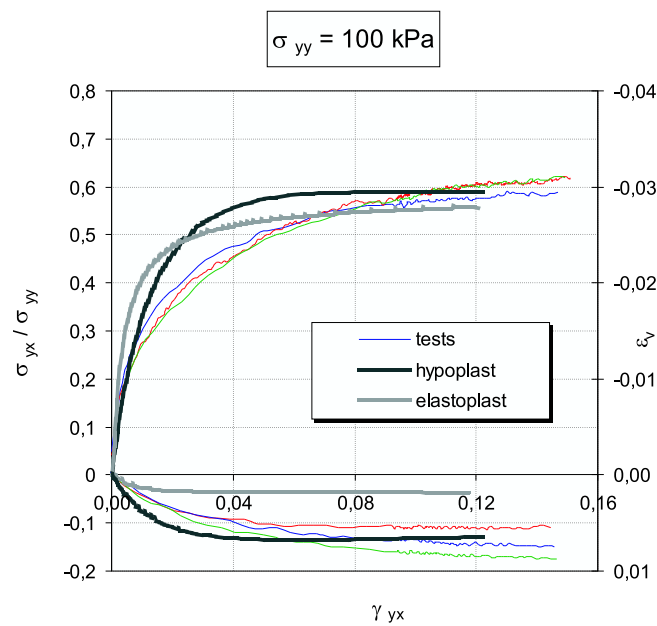


b) Triaxiale Kompressionsversuche bei einem Seitendruck von $\sigma_3 = 300$ kPa.

Abbildung 3.13: Drainierte triaxiale Standard-Kompressionsversuche — Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse für 'lockeren' Hostun-Sand.



a) Drainierte biaxiale Kompressionsversuche bei einem Seitendruck von $\sigma_3 = 100$ kPa.



b) Drainierte Torsionsoedometerversuche bei einer Vertikalbelastung von $\sigma_{yy} = 100$ kPa.

Abbildung 3.14: Biaxiale Kompressionsversuche und Torsionsoedometerversuche — Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse für 'lockeren' Hostun-Sand.

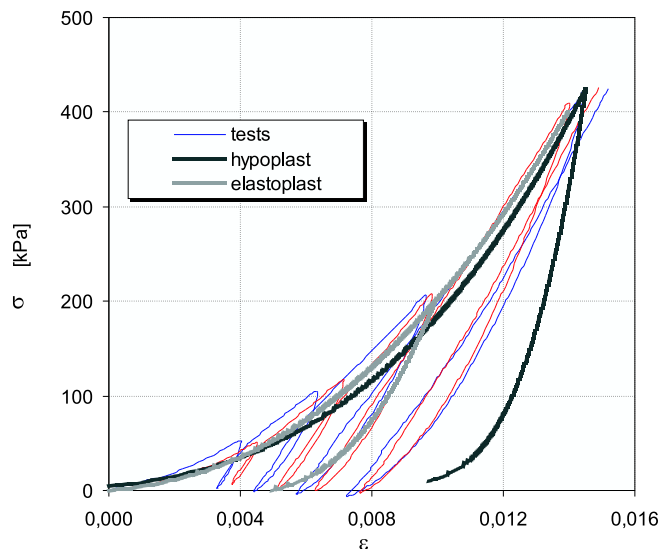


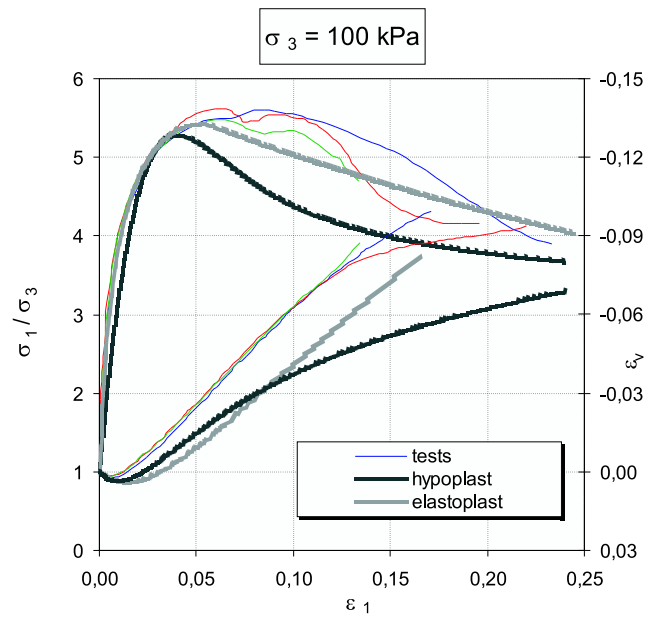
Abbildung 3.15: Oedomertertests — Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse für 'dichten' Hostun-Sand.

rechnungen mit den experimentell ermittelten Daten verdeutlicht, dass die Steifigkeit signifikant überschätzt wird; die hypoplastische Modellierung liegt geringfügig näher an den experimentellen Daten, vor allem trifft dieses Modell die auftretenden Volumendehnungen besser.

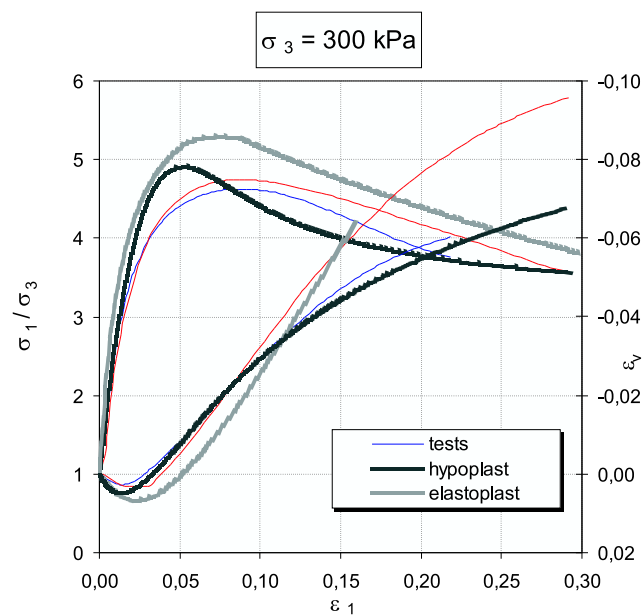
Kalibrierung an 'dichtem' Hostun-Sand

Oedomertertests: Werden die numerischen Ergebnisse der beiden verwendeten Stoffgesetze mit den Testresultaten aus dem Oedometer unter Verwendung des 'dichten' Hostun-Sandes konfrontiert (Abb. 3.15), zeigt sich zunächst ein hoher Grad an Übereinstimmung. Beide Modelle geben einen Entlastungsvorgang, die HS-Modellierung bei $\sigma_1 = 200$ kPa bzw. die hypoplastische Modellierung nach der maximal aufgebrauchten Last, wieder. Testdaten an dichten Sanden zeigen generell einen geringeren Unterschied zwischen der Erstbelastung und den weiteren Ent- und Wiederbelastungsvorgängen; der elastische Anteil der Dehnungen ist bei dichter Lagerung beträchtlich. Das HS-Modell gibt dieses Verhalten sehr gut wieder, während die hypoplastische Modellierung deutlich davon abweicht.

Drainierte Triaxialtests: Die Abb. 3.16a und 3.16b illustrieren Testdaten bei Seitendrücken von 100 kPa bzw. 300 kPa. Die beiden Stoffgesetze bilden den Belastungsbeginn sehr gut ab, Abweichungen ergeben sich allerdings im weiteren Verlauf der Lastaufbringung. Das HS-Modell gibt die Peakfestigkeit und den Entfestigungsbereich bei einem Spannungsniveau von $\sigma_3 = 100$ kPa passabel wieder, während das hypoplastische Modell das Ausmaß der Entfestigung deutlich überschätzt. Der Beginn des dilatanten Materialverhaltens setzt bei beiden Stoffgesetzen zu spät ein, während die maximal mobilisierte Dilatanz von beiden Modellen annehmbar simu-



a) Triaxiale Kompressionsversuche bei einem Seitendruck von $\sigma_3 = 100$ kPa.



b) Triaxiale Kompressionsversuche bei einem Seitendruck von $\sigma_3 = 300$ kPa.

Abbildung 3.16: Drainierte triaxiale Standard-Kompressionsversuche — Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse für 'dichten' Hostun-Sand.

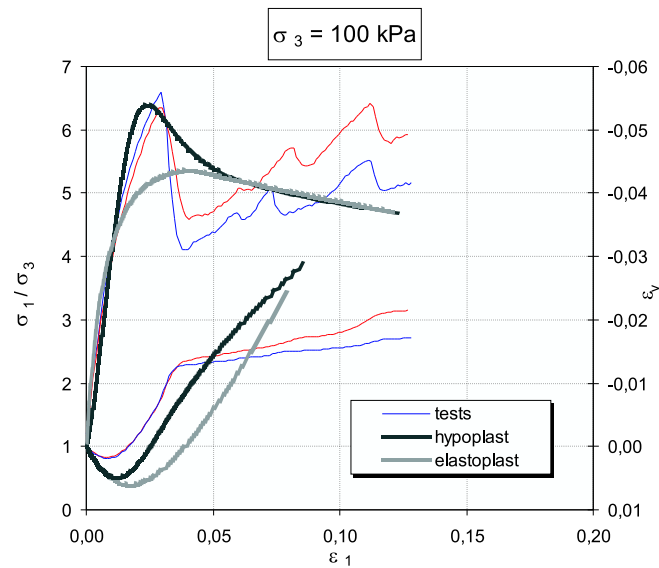
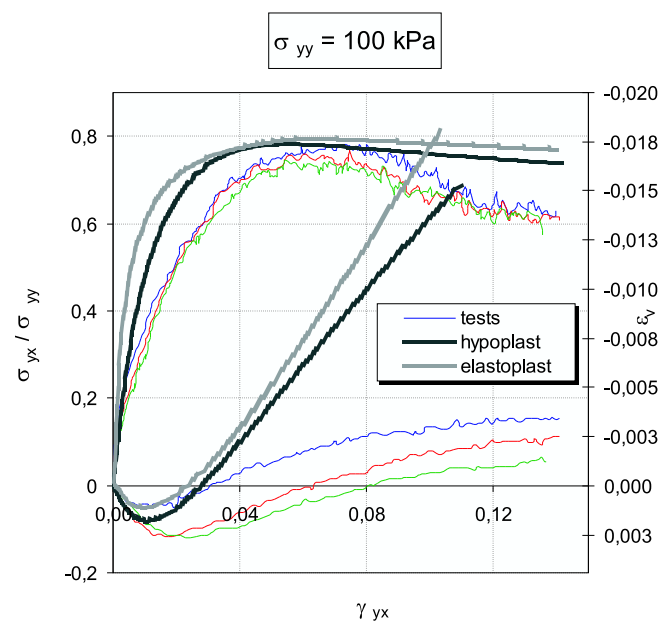
a) Biaxiale Kompressionsversuche bei einem Seitendruck von $\sigma_3 = 100$ kPa.b) Torsionsoedometerversuche bei einer Vertikalbelastung von $\sigma_{yy} = 100$ kPa.

Abbildung 3.17: Drainierte biaxiale Kompressionsversuche und drainierte Torsions-oedometerversuche — Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse für 'dichten' Hostun-Sand.

liert wird. Die Nachrechnung der Triaxialversuche bei einem konstanten Seitendruck von $\sigma_3 = 300$ kPa lässt eine signifikante Schwachstelle der HS-Modellierung erkennen: die Formulierung der Festigkeit ist spannungsunabhängig, so dass im direkten Vergleich mit den Testdaten eine deutliche Überschätzung der maximal mobilisierten Festigkeit resultiert. Das hypoplastische Modell, welches eine spannungs- und dichtabhängige Formulierung aufweist, erreicht eine maximale Festigkeit, die mit den Testdaten in ihrer Größenordnung übereinstimmt, jedoch zu früh erreicht wird. Die nachfolgende Entfestigung erscheint, vor allem direkt nach dem Peak, betragsmäßig zu stark. Die Volumendehnungen werden bei einem Spannungsniveau von $\sigma_3 = 300$ kPa durch die hypoplastische Nachrechnung überaus gut prognostiziert; die maximalen Dilatanzwinkel stimmen bei beiden Nachrechnungen sehr gut mit den Testdaten überein.

Biaxialtests: Die Anfangssteifigkeit wird von beiden Modellen ausgesprochen gut prognostiziert (siehe 3.17a), jedoch wird gleichzeitig die anfängliche Kontraktanz d. h. die Volumenverringerung von beiden Modellen überschätzt. Bemerkenswerte Unterschiede sind am Peak festzustellen: das HS-Modell verwendet die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb und unterschätzt dadurch die Scherfestigkeit eines Sandes unter biaxialen Randbedingungen deutlich. Um die bei dieser Verformung auftretenden Spannungspfade richtig wiederzugeben, wären konvexe, ausgerundete Fließflächen in der Deviatorebene notwendig (vgl. u. a. auch [47, 48]). Das hypoplastische Modell verwendet in der Deviatorebene die Grenzbedingung nach Matsuoka-Nakai (vgl. [146]) und kann die biaxiale Festigkeit außerordentlich gut abbilden. Die in den Nachrechnungen nach dem Peak auftretende Entfestigung soll — da es sich um Spannungspunktanalysen handelt — lediglich den Anteil der Materialentfestigung²³ beschreiben; in Anbetracht dessen scheint die hypoplastische Entfestigungsgeschwindigkeit zu stark.

Torsionsoedometertests: Die Gegenüberstellung der beiden Modellierungen mit den zur Verfügung stehenden Testdaten (Abb. 3.17b) zeigt zunächst, dass die Steifigkeit — wie bereits bei dem Vergleich der Ergebnisse unter lockerer Lagerung festgestellt — deutlich überschätzt wird, während die maximale Festigkeit überraschend gut übereinstimmt. Darüber hinaus illustriert der Vergleich, dass die Volumenänderungen von beiden Modellen nicht prognostiziert werden können. Andererseits stellt sich die Frage, ob die speziellen Randbedingungen während der Scherphase im Torsionsoedometer durch die Modellierung eines homogenen Einfeldscherversuches (Spannungspunkt-Analyse) wiedergegeben werden können. Die relativ geringe Festigkeit, die aus den Testdaten hervorgeht (man würde unter ebener Verformung des Einfeldscherversuches analog zum Biaxialversuch höhere Festigkeiten erwarten), legt die Hypothese nahe, dass der dicht gelagerte Sand im Torsionsoedometer bereits am Peak zu ersten Lokalisierungen, d. h. sehr früh zu Inhomogenitäten, tendiert.

²³In Kap. 3.2.1 ist der Anteil aus reiner Materialentfestigung dem Anteil aus geometrischer Entfestigung in Abhängigkeit des betrachteten Randwertproblems gegenübergestellt.

Elastoplastische und hypoplastische Modellierung – ein Vergleich

Die Nachrechnungen der Hostun–Sand–Versuche mit dem HS–Modell einerseits und mit dem hypoplastischen Modell andererseits sowie der direkte Vergleich der Ergebnisse untereinander zeigt zunächst deutlich auf, dass die beiden Modelle — obwohl sie unter unterschiedlichen Rahmenbedingungen entstanden sind und andersartige Eingangsparameter verwenden — die betrachteten Spannungs–Dehnungszustände vergleichbar gut abbilden können. Die Gegenüberstellung der beiden Modelle lässt, zumindest, was den direkten Vergleich an den zur Verfügung stehenden Testdaten betrifft, viele Ähnlichkeiten aufscheinen. Im Detail treten die Vor– und Nachteile der jeweiligen Stoffgesetze zum Vorschein, die deutlich die Grundcharakteristika des jeweiligen Modells widerspiegeln.

Mitunter der wichtigste Vorteil des hypoplastischen Modells ist die Verwendung von typischen Sand–Eingabeparametern, die (unter Verwendung eines Parametersatzes) zu einer generellen spannungs– und dichteabhängigen Formulierung führen. Dieser Vorteil wird jedoch zum Nachteil, wenn nicht mehr kohäsionslose Reibungsmaterialien, sondern bindige Böden, wie Schluffe und Tone, betrachtet werden.

Abschließend sei angemerkt, dass sich die Triax– und Oedometerdaten gut zur Kalibrierung eignen. Die ebenen Verformungszustände des Biaxialversuchs und des Torsionsoedometerversuchs²⁴ sind jedoch stark durch inhomogene Deformationen gekennzeichnet und — wie erwartet — nur bedingt für eine Spannungspunktanalyse geeignet.

3.3 Nichtlokale Modellierung

Der Ansatz zur Beschreibung der Reibungsentfestigung wurde auf der Ebene des Stoffgesetzes eingeführt und beschreibt somit das physikalische Phänomen der „reinen Materialentfestigung“ im Sinne der Ausführungen in Kap. 3.2.1. Die Betrachtung der experimentellen Daten macht jedoch unmissverständlich klar, dass der zu Beginn homogene Dehnungszustand früher oder später – im wesentlichen abhängig von den Versuchsrandbedingungen (vgl. Kap. 3.2.1) – in eine Dehnungslokalisierung übergeht.

Die Analyse inhomogener Deformationsfelder kann durch eine kontinuumsmechanische Untersuchung im Rahmen der Finite–Elemente–Methode erfolgen. Wie bereits erwähnt, treten bei der Kombination von klassischen Kontinuumsmodellen mit um Entfestigung erweiterte Materialtheorien Schwierigkeiten der sogenannten Netzabhängigkeit des numerischen Diskretisierungsprozesses auf (vgl. Kap. 2.3). Dieser Unzulänglichkeit versucht man durch Regularisierungsmaßnahmen zu begegnen.

Der vorliegende Abschnitt beginnt mit der Verwendung eines um die Reibungsent-

²⁴Die Torsionsphase entspricht nahezu der Situation im Kreisringschergerät, Details siehe [116].

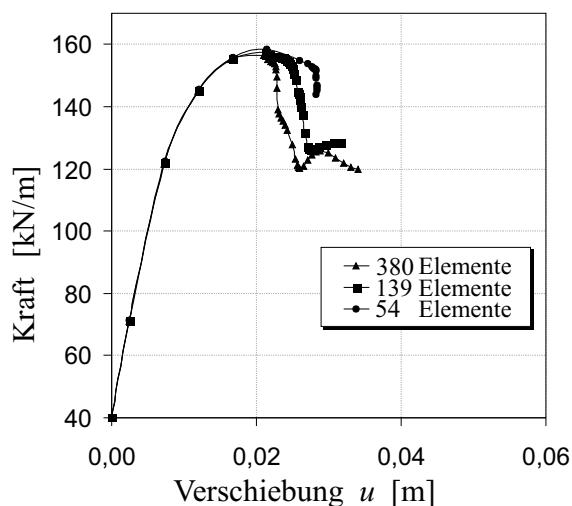


Abbildung 3.18: Netzabhängigkeit der biaxialen Last-Verschiebungskurven (Seiten- $\sigma_3 = 400$ kPa) bei Verwendung des lokalen DP-Modells.

festigung erweiterten, aber sehr einfachen Stoffgesetzes (Drucker-Prager-Modell), um den Schwerpunkt zunächst eindeutig auf die eingangs erwähnte Problematik der Entfestigungserweiterung innerhalb eines Kontinuumsansatzes zu legen. Durch Nachrechnung von Tests unter biaxialen Randbedingungen wird zunächst die Notwendigkeit einer Regularisierungsmaßnahme aufgezeigt. Anschließend erfolgt ein kurzer Überblick über unterschiedliche Regularisierungsstrategien, um dann auf die Regularisierungstechnik der nichtlokalen Methode einzugehen. Nach einer Vorstellung des verwendeten nichtlokalen Integralkontinuums und der Darstellung der Effektivität der Regularisierungsmaßnahme wird vor allem die Rolle des darin enthaltenen internen Längenparameters und dessen Beziehung zur numerisch resultierenden Scherbanddicke sowie die Frage nach der notwendigen Feinheit des FE-Netzes diskutiert.

Eine Verifizierung an Testdaten erfordert im weiteren die Verwendung eines im Vergleich zum DP-Modells höherwertigeren Stoffgesetzes, um das Materialverhalten realistischer abbilden zu können. Das um die Reibungsentfestigung erweiterte HS-Modell — welches Grundcharakteristika granularer Materialeigenschaften, wie verfestigende Plastizität und Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit, enthält — dient zur Nachrechnung von Biaxialversuchen aus der Testdatenbank Hostun-Sand. Dies ermöglicht eine quantitative Gegenüberstellung der numerischen und experimentellen Ergebnisse bezüglich der resultierenden Spannungs-Dehnungsbeziehungen, sowie der auftretenden Lokalisierungsphänomene (Scherbanddicke, Scherbandneigung etc.).

3.3.1 Notwendigkeit einer Regularisierungsmaßnahme

Das entfestigende DP-Modell wurde in das FE-Programm PLAXIS implementiert [132], um spezielle Effekte der Entfestigung zu ermitteln. Ein Biaxialversuch (ebe-

ner Verformungszustand) wurde mit unterschiedlichen FE-Netzen simuliert, um die Abhängigkeit dieser Diskretisierung auf die Dehnungslokalisierung zu untersuchen. Die Probe ($h/b = 25 \text{ cm}/10 \text{ cm}$) wurde in einer ersten Phase durch einen vorgegebenen Seitendruck isotrop belastet (konsolidiert) und anschließend durch axiale Kompression verformungsgesteuert abgesichert. Die Probenendplatten werden dabei reibungsfrei modelliert.

Das hier verwendete DP-Modell impliziert für einen kohäsionslosen Sand fünf Materialparameter, die typische Werte für einen dicht gelagerten Sand repräsentieren:

Steifigkeitsmodul	$E = 30 \text{ MPa}$,
Poissonzahl (Querdehnzahl)	$\nu = 0,25$,
Reibungswinkel	$\alpha = 1,11$ ($\varphi = 40^\circ$),
Dilatanzwinkel	$\beta = 0,3$ ($\psi = 10^\circ$),
Entfestigungszahl	$h_\alpha = 0,7$ ($h_\varphi = 30$).

Da dem betrachteten Randwertproblem prinzipiell ein homogener Verformungsmechanismus zu Grunde liegt (symmetrische Randbedingung und homogenes Material), wird die Zuordnung einer räumlich begrenzten Schwachstelle notwendig, um eine erste inhomogene Deformation auszulösen. Hierzu wurde im betrachteten Biaxialproblem der Reibungswinkel in einem definierten Spannungspunkt auf den Restreibungswinkel $\varphi = \varphi_{cs} = 34^\circ$ reduziert. Alternativ wäre die Anwendung einer Häufigkeitsverteilung für den Ausgangszustand der Porenzahl möglich [98], welche der natürlichen Streuung der Dichte eines Bodenmaterials und damit einer inhärenten Schwachstelle sehr nahe kommen würde (vgl. auch Lösung über eine elastische Konstante [53]).

Die FE-Berechnungen sind mit 6-knotigen Dreieckselementen (quadratischer Verschiebungsansatz) durchgeführt worden. Die resultierenden Last-Verschiebungskurven, alle für einen Seitendruck von 400 kPa aber mit unterschiedlicher FE-Diskretisierung (54/139/380 Elemente) sind in Abb. 3.18 veranschaulicht. Bis zur Maximalfestigkeit (Peak) sind die drei Berechnungen identisch, im anschließenden Entfestigungsbereich sind jedoch markante Unterschiede feststellbar. In diesem Postpeak-Bereich zeigen die Resultate einen unstablen Versagensmechanismus und illustrieren eindrucksvoll die Netzabhängigkeit von lokalen Entfestigungsmodellen.

Die fehlende Zuordnung einer eindeutigen Einflusszone der lokalisierten Deformationsfelder, eine sogenannte interne Länge, ist der Auslöser für die Netzabhängigkeit lokal definierter Plastizitätsmodelle. Zur Verhinderung dieses im mathematischen Sinne „schlecht gestellten Problems“ ist eine Erweiterung des Kontinuumsmodells unerlässlich.

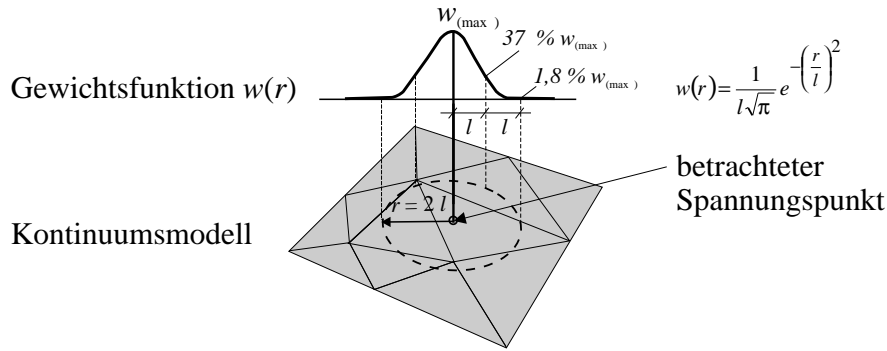


Abbildung 3.19: Darstellung der Gewichtungsfunktion w , mit der Einflusszone für die Mittelung ($r \approx 2l$; l ...interne Länge) und der Verteilung der Mittelung $w_{(max)}$ über die Einflusszone.

3.3.2 Nichtlokales Integralkontinuum

Regularisierungsmethoden

Die bereits angesprochene Unzulänglichkeit klassischer Kontinuumstheorien kombiniert mit entfestigenden Materialtheorien wird mittels verschiedenster Regularisierungstechniken begegnet (vgl. Übersicht in Kap. 2.3). Zu den bekanntesten Erweiterungen klassischer Kontinua zählen das mikropolare Cosserat-Kontinuum, u. a. [25, 30, 52, 53, 96], sowie das Gradientenkontinuum, u. a. [1, 31, 95, 103] und das nichtlokale Integralkontinuum [8, 55, 56]. Zusätzlich existieren viskose Ansätze (u. a. [99]), deren physikalisch begründete Anwendbarkeit jedoch auf Materialien mit natürlicher Viskosität beschränkt bleiben.

Konzept der nichtlokalen Regularisierungsmethode

Als Regularisierungsmaßnahme dient in der vorliegenden Arbeit die sogenannte nichtlokale Integralmethode. Die klassische nichtlokale Methode geht u. a. auf ERINGEN [55, 56] zurück. Erweiterungen erfolgten u. a. durch BAŽANT *et al.* [8]. Die ursprünglichen Formulierungen stellen eine Beziehung zwischen nichtlokalen Spannungen $\sigma^*(x_n)$ und nichtlokalen Dehnungen $\epsilon^*(x_n)$ auf:

$$\sigma^*(x_n) = \frac{1}{V_w} \iiint w(x'_n) \sigma(x_n + x'_n) dx'_1 dx'_2 dx'_3, \quad (3.59)$$

$$\epsilon^*(x_n) = \frac{1}{V_w} \iiint w(x'_n) \epsilon(x_n + x'_n) dx'_1 dx'_2 dx'_3. \quad (3.60)$$

$\epsilon^*(x_n)$ ist hierin die nichtlokale Dehnung, wobei der hochgestellte Stern die Anwendung der nichtlokalen Methode indiziert. Somit ist $\epsilon(x_n)$ die lokale Dehnung, x_n

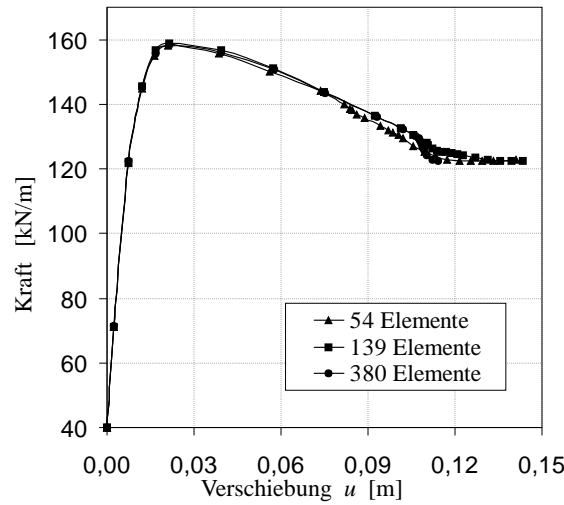


Abbildung 3.20: Netzunabhängigkeit der biaxialen Last-Verschiebungskurven (Seitendruck $\sigma_3 = 400$ kPa bei Verwendung des nichtlokalen DP-Modells).

wird als eine globale, x'_n als eine lokale Koordinate mit $n = 1, 2, 3$ eingeführt. $w(x'_n)$ fungiert als Gewichtsfunktion, eine Gaußsche Verteilung entsprechend Abb. 3.19, die das so bezeichnete gewichtete Volumen V_w beschreibt:

$$V_w = \iiint w(x'_n) dx'_1 dx'_2 dx'_3 . \quad (3.61)$$

Durch die Verwendung von $w(r)$ vereinfachen sich die Glgn. (3.59) und (3.60) zu

$$\boldsymbol{\sigma}^* = \frac{1}{V_w} \int_V w(r) \boldsymbol{\sigma} dV; \quad \boldsymbol{\varepsilon}^* = \frac{1}{V_w} \int_V w(r) \boldsymbol{\varepsilon} dV \quad \text{mit} \quad V_w = \int_V w(r) dV . \quad (3.62)$$

Hierin ist r die Distanz zwischen dem betrachteten Integrationspunkt und den anderen, in der Reichweite der Mittelungsfunktion liegenden Integrationspunkten. Als Mittelungs- bzw. Gewichtsfunktion für die nichtlokale Integralmethode dient die in Abb. 3.19 visualisierte Funktion

$$w(r) = \frac{1}{l\sqrt{\pi}} e^{-\left(\frac{r}{l}\right)^2} . \quad (3.63)$$

Diese Funktion beinhaltet eine interne Länge l . Die Mittelungsfunktion klingt relativ schnell ab und ist in einer Distanz $r = 2l$ bereits sehr klein $w_{(r=2l)} = 1,8\% w_{(max)}$. Somit ist die Einflusszone der Gewichtung auf ein vergleichsweise kleines Volumen um den betrachteten Materialpunkt bezogen.

Anwendung der nichtlokalen Methode

Die ersten Ansätze des nichtlokalen Integralkontinuums gehen, wie bereits erwähnt, auf Arbeiten von ERINGEN und BAŽANT zurück [8, 55, 56]. Dabei wird entsprechend der Glgn. (3.59) und (3.60) eine Durchschnittsbildung aller Spannungen und Dehnungen verwendet, welche als *Fully-nonlocal*-Methode bezeichnet wird. Im weiteren wurden Ansätze entwickelt, die nur mehr einen bestimmten Parameter nichtlokal betrachten und die Methode wird *partially-nonlocal* genannt, u. a. [9, 107].

Diese nichtlokalen Erweiterungen konnten in den vergangenen Jahren für verschiedenste Anwendungen eingesetzt werden und stellten sich als eine erfolgreiche und gleichzeitig einfache Regularisierungsstrategie heraus. Als Beispiele der Anwendung in jüngster Vergangenheit dienen nichtlokale Erweiterungen elastoplastischer Modellierungen, z. B. STRÖMBERG *et al.* [124] sowie ROLSHOVEN *et al.* [108] und GAO *et al.* [59], jeweils mit einem Vergleich zur Gradientenerweiterung. Desweiteren sind hypoplastische Modelle (MAIER [83]) und elasto-viskoplastische Modellierungen (DI PRISCO *et al.* [40]) um ein nichtlokales Integralkontinuum erweitert worden. Letztere Arbeit bietet ebenfalls einen Vergleich zur Gradientenerweiterung. Eine Übersicht über unterschiedlichste Formulierungen und Möglichkeiten der Anwendung der nichtlokalen Methode bietet JIRÁSEK *et al.* [70] in einem aktuellen Beitrag.

In der vorliegenden Arbeit wird lediglich die Zustandsgröße der Entfestigung, d. h. die Entfestigungsvariable, nichtlokal betrachtet. Diese Vorgehensweise ermöglicht eine annähernd lokale Behandlung der konstitutiven Gleichungen. Die Entfestigungsvariable, hier die plastische Volumendehnung ε_v^p , wird gemittelt und im weiteren als nichtlokale plastische Volumendehnung ε_v^* bezeichnet; in Ratenformulierung resultiert:

$$\dot{\varepsilon}_v^* = \int \dot{\varepsilon}_v^* dt \quad \text{mit} \quad \dot{\varepsilon}_v^* = \frac{1}{V_w} \int_V w(r) \dot{\varepsilon}_v^p dV . \quad (3.64)$$

Bei analytischer Betrachtung dieses nichtlokalen Entfestigungsansatzes im 1-dimensionalen Fall zeigt sich, dass eine Unterteilung in einen lokalen und nichtlokalen Anteil der Entfestigungsgröße (hier die plastische Volumendehnung) durch Einführung eines zusätzlichen Parameters $\alpha > 1$ notwendig wird (z. B. lt. [15, 108, 124]):

$$\dot{\varepsilon}_v^* = (1 - \alpha) \dot{\varepsilon}_v^p + \alpha \frac{1}{V_w} \int_V w(r) \dot{\varepsilon}_v^p dV . \quad (3.65)$$

FE-Analysen im 2-dimensionalen Fall machen jedoch deutlich, dass die Anwendung des Parameters $\alpha > 1$ unnötig ist [113]; mit $\alpha = 1$ reduziert sich die nichtlokale Formulierung wieder auf Glg. (3.64).

Die Effektivität dieser Regularisierungsmethode lässt sich demonstrieren, indem die numerischen Berechnungen aus Kapitel 3.3.1 wiederholt werden. Zusätzlich zu den

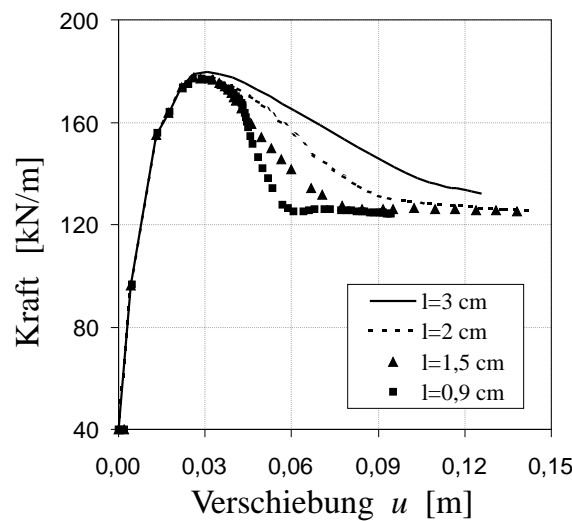


Abbildung 3.21: Biaxiale Last-Verschiebungskurven (Seitendruck $\sigma_3 = 400$ kPa) bei Variation der internen Länge l .

5 vorgestellten Parametern ist die Festlegung einer internen Länge l notwendig. Für das vorliegende Beispiel wird $l = 4$ cm verwendet, ein Wert, der in einer numerischen Scherbanddicke resultiert, die viel größer ist, als eine sich realistisch einstellende Lokalisierungszone. Vorrangig ist an dieser Stelle jedoch der Beweis der Wirksamkeit der gewählten Regularisierungsmethode²⁵. Eindrucksvoll belegt Abb. 3.20 die Netzunabhängigkeit durch Gegenüberstellung der Last-Verschiebungskurven als Ergebnis der unterschiedlich diskretisierten, nichtlokalen Biaxialsimulationen. Die regularisierten Berechnungen konvergieren schnell und zeigen ein stabiles Postpeak-Verhalten auf.

Die Betrachtung von 2-dimensionalen Berechnungsbeispielen, wie z. B. das Validierungsbeispiel Biaxialtest, legt die Diskussion des Einflusses der nichtlokalen Methode an einer äußeren Berandung nahe. Die in Abb. 3.19 dargestellte Gewichtung in der Art einer Gaußschen Verteilung reduziert sich für einen am äußeren Rand befindlichen Integrationspunkt auf die Hälfte. FE-Analysen zeigten, dass dies für eine Effektivität der nichtlokalen Methode ausreicht [15, 108]. Eine Verbesserung würde eine Verstärkung der Gewichtung für Integrationspunkte nahe des Randes bringen, z. B. STRÖMBERG *et al.* [124].

²⁵Die Einhaltung der nachfolgend aufgezeigten numerischen Bedingung für eine erfolgreiche Anwendung der nichtlokalen Methode analog Glg. (3.66) macht unter Verwendung eines FE-Netzes mit 54 Elementen (siehe Abb. 3.20) den Gebrauch einer großen internen Länge ($l = 4$ cm) notwendig.

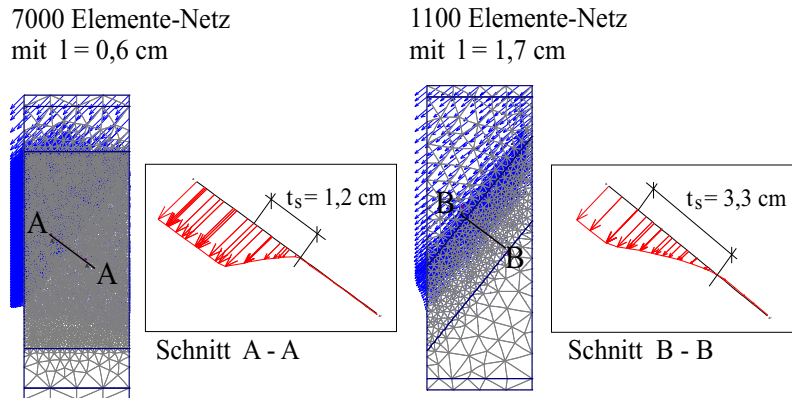


Abbildung 3.22: Biaxiale Verschiebungsfelder und Geschwindigkeitsverteilungen im Schnitt durch die Lokalisierungszone für 2 FE-Analysen mit unterschiedlichen internen Längen.

Rolle der internen Länge

Die in Abb. 3.20 dargestellten Simulationsergebnisse wurden unter Anwendung einer internen Länge $l = 4$ cm erreicht. Dabei wies das auftretende numerische Scherband eine Dicke von ca. 8 cm auf. Der Einfluss der internen Länge l auf die entstehende Lokalisierungszone wird nachfolgend durch eine FE-Analyse untersucht, wobei der Seitendruck mit $\sigma_3 = 400$ kPa und die Entfestigungszahl mit $h_\alpha = 0,7$ (entspricht $h_\varphi = 30^\circ$) konstant gehalten werden. Bei Variation der internen Länge l ist die Wirksamkeit der nichtlokalen Integralmethode durch ein ausreichend fein diskretisiertes Netz sicherzustellen. Die Einflusszone der Gewichtsfunktion (siehe Glg. (3.63) und Abb. 3.19), welche eine Funktion der internen Länge ist, muss eine Mittelung über mehrere Spannungspunkte gewährleisten. Das dafür erforderliche Kriterium lautet

$$l > \mu L_{el} \quad \text{mit} \quad \mu \approx 0,8 \quad , \quad (3.66)$$

wobei L_{el} die kleinste Seitenlänge eines Finiten Elements darstellt, das in der zu betrachtenden Berechnung zur Anwendung kommt. Für sechsknotige Dreieckselemente wurde $\mu \approx 0,8$ identifiziert.

In Abb. 3.21 sind resultierende Last-Verschiebungskurven für unterschiedliche Werte der internen Länge dargestellt. Die Berechnungen basieren alle auf dem nichtlokalen DP-Modell mit den in Kap. 3.3.1 genannten Randbedingungen. Die Reduzierung der internen Länge wirkt sich — wie erwartet — auf das Maß der inhomogenen Deformation der Probe aus. Das globale Kraft-Verschiebungsverhalten in Abb. 3.21 zeigt eine deutlich schnellere Entfestigung bei Reduzierung des internen Längenparameters.

Abgesehen von dem globalen Kraft-Verschiebungsverhalten ist die numerisch resultierende Lokalisierungszone von Interesse. Werden zwei verschiedene interne Längen

verwendet, so kann bei Betrachtung der sich ergebenden Verschiebungsfelder für eine kleine interne Länge l ein schmales Scherband und für einen größeren Wert von l eine relativ breite lokalisierte Zone festgestellt werden. Für eine genauere Analyse kann, wie in Abb. 3.22 illustriert, die Geschwindigkeitsverteilung senkrecht zu der sich einstellenden Lokalisierungszone betrachtet werden. Innerhalb des Scherbandes beobachtet man eine annähernd lineare Geschwindigkeitsverteilung mit relativ scharfen Begrenzungen zum nicht lokalisierten Teil der Probe. Dies ermöglicht eine einfache Methode zur Bestimmung der Scherbandbreite t_s (siehe Abb. 3.22).

Eine Variation der internen Länge l in einer Bandbreite von $l = 2$ bis $l = 30$ mm erlaubt, die numerisch resultierende Scherbanddicke t_s als Funktion des internen Längenparameters darzustellen. Daten von 16 FE-Berechnungen mit unterschiedlichsten Werten der internen Länge l sind in Abb. 3.23 dokumentiert. Um den numerischen Rechenaufwand zu minimieren, wurden für große Werte von l verhältnismäßig grobe Netze und für kleine internen Längen vergleichsweise feine Netze angewandt. Wie aus Abb. 3.23 hervorgeht, sind insgesamt 6 verschiedene Diskretisierungen benutzt worden, die alle das notwendige Kriterium $l > 0,8 L_{el}$ analog Glg. (3.66) zur Sicherstellung der nichtlokalen Regularisierung erfüllen.

Aus Abb. 3.23 lässt sich ein lineares Verhältnis $t_s = 2 l$ zwischen der internen Länge l und der resultierenden Scherbanddicke t_s feststellen. Geringe Abweichungen von dieser linearen Relation sind unter Umständen auch auf die angewandte Messprozedur zurückzuführen, die gemäß Abb. 3.22 auf Basis der Geschwindigkeitsverteilung erfolgt²⁶. Es gilt zu betonen, dass diese ermittelte Funktion $t_s = t_s(l)$ Resultat einer Analyse unter konstanten Bedingungen bezüglich Ausgangsspannungszustand ($\sigma_3 = 400$ kPa) und Steifigkeit während der Entfestigung (Entfestigungszahl $h_\alpha = 0,7$) ist, und unter der Anwendung sechsknotiger FE-Elemente (quadratischer Verschiebungsansatz) und der Theorie kleiner Deformationen ermittelt wurde. Insofern ist die hier festgestellte Beziehung $t_s = 2 l$ lediglich ein erster Richtwert und sollte durch weitere umfangreiche FE-Analysen ausführlicher abgeklärt werden.

Simulation realistischer Scherbanddicken

In Kap. 3.1.1 konnte auf Grundlage von umfangreichen Testdaten an verschiedensten Fein- bis Mittelsanden eine empirische Beziehung $t_s = 10 d_{50}$ identifiziert werden. Dies bedeutet für einen relativ groben Sand mit einem mittleren Korndurchmesser von 1 mm eine Scherbanddicke von 10 mm, währenddessen ein feiner Sand (z. B. $d_{50} = 0,2$ mm) lediglich eine Dicke von $t_s = 2$ mm aufweisen würde. Konsequenter folgt aus der numerischen Erkenntnis $t_s = 2 l$ des vorhergehenden Abschnittes für feine Sande eine interne Länge von lediglich 1 mm. Weiterhin verlangt die Wirksamkeit der nichtlokalen Regularisierungsmethode, dass das numerische Kriterium $l > 0,8 L_{el}$ (siehe Glg. (3.66)) eingehalten wird. Es folgert, dass die realistische, numerische Abbildung einer Feinsand-Lokalisierungszone finite Elemente mit Sei-

²⁶Alternativ wäre die Untersuchung der elastischen Vergleichsdehnung möglich, die eine exakte Beurteilung der Regularisierung gestattet [53, 148].

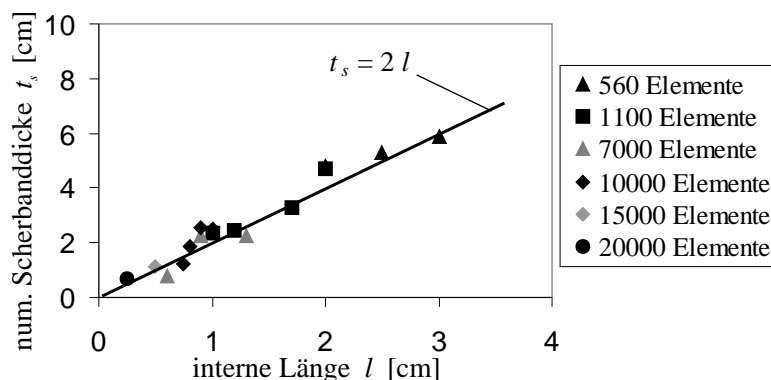


Abbildung 3.23: Beziehung zwischen den Werten der internen Länge und den resultierenden Scherbandbreiten für unterschiedliche FE-Netze.

tenlängen kleiner 1,25 mm notwendig machen würde; die erfolgreiche Simulation größerer Sande benötigte hingegen finite Elementlängen kleiner 6 mm.

Die durchgeführten Netzverfeinerungen zeigten, dass es prinzipiell möglich ist, lokalisierte Verformungen in Sandböden in ihrer realistischen Größenordnung wiederzugeben. Jedoch wird — zumindest zum jetzigen Zeitpunkt — noch eine enorme Rechenzeit benötigt. Die Anwendung von Techniken, die in Zonen mit anwachsenden Schubverzerrungen automatisch Netzverfeinerungen durchführen (siehe z. B. [50, 51, 148]), könnten in diesem Zusammenhang hilfreich sein (für das in der vorliegenden Arbeit verwendete FE-Programm stand diese Möglichkeit nicht zur Verfügung). Diese sogenannte adaptive Netzverfeinerung wurde unter anderen von ZIENKIEWICZ *et al.* [152] eingeführt und z. B. von PASTOR *et al.* [104] und HICKS *et al.* [69] für praktische Scherbandprobleme angewandt.

Durch die oben genannten automatischen Netzverfeinerungsmethoden ist es möglich, die FE-Elementzahl deutlich zu reduzieren. Für praktische Randwertprobleme mit realistischen Scherbandsimulationen ist dennoch ein enormer Rechenaufwand notwendig. Die rasante Entwicklung in bezug auf Computerkapazität bzw. Rechenleistung lassen jedoch vermuten, dass selbst praxisorientierte Problemstellungen mit Lokalisierungsphänomenen in nichtbindigen Böden in Zukunft handhabbar werden.

Entfestigungsskalierung

Mittelfristig gesehen bietet die Modellierung von Scherfugen mit einer Dicke von lediglich einigen Millimetern keine Perspektive für die geotechnische Praxis. Theoretisch könnte man bereits jetzt High-Tech Computer zur Berechnung von Böschungs-, Gründungs-, Tunnelproblemen etc. anwenden. Die in der Bauwirtschaft gängigen Preise verhindern jedoch eine solche hoch-technisierte Herangehensweise.

Tabelle 3.5: Methode der Entfestigungsskalierung.

feines Netz	grobes Netz
$l_{calc} = l_{sand} = 5 \text{ mm}$	$l_{calc} = 30 \text{ mm}$
$h_{calc} = h_{sand} = 30$	$h_{calc} = 180$
$L_{elem} < 6,25 \text{ mm}$	$L_{elem} < 37,5 \text{ mm}$

Um die Analyse der geotechnisch relevanten Entfestigungsprobleme zumindest mittelfristig zu ermöglichen, ist anstelle einer strikten (und kostspieligen) Modellierung eine sinnvolle (und preiswertere) Annäherung erforderlich.

Eine relativ einfache Möglichkeit bietet die sogenannte Entfestigungsskalierung, die ursprünglich von PIETRUSZCZAK *et al.* [106] als „*softening scaling*“ eingeführt wurde. Anstelle des Bestrebens, die realistische Scherbanddicke zu modellieren, findet bei dieser Methode eine viel größere Scherbanddicke Eingang, die durch ein zweckmäßiges FE-Netz simuliert werden kann. Folglich ist L_{el} gegeben und man akzeptiert die numerische Ausbildung verhältnismäßig größerer Scherbänder $t_s \approx 1,6 L_{el}$ (analog $l > 0,8 L_{el}$ und $t_s = 2l$). Somit sind zwei interne Längen zu unterscheiden: l_{calc} ist die interne Länge, die mit dem zweckmäßigen FE-Netz abgestimmt ist; l_{sand} hingegen ist jene interne Länge, die in einer realistischen numerischen Wiedergabe der Scherbanddicke für den betrachteten Sand resultiert:

$$l_{calc} = 0,5 t_{s,calc} > 0,8 L_{el} \quad , \quad (3.67)$$

$$l_{sand} = 0,5 t_{s,sand} \approx 5 d_{50} \quad . \quad (3.68)$$

Die Skalierungsmethode basiert auf der linearen Abhängigkeit des Postpeak-Verhaltens vom Verhältnis h/t_s . Das Symbol h charakterisiert die Entfestigungszahl und t_s die entstehende Scherbanddicke. Somit kann durch die Bedingung

$$\frac{h_{sand}}{t_{s,sand}} = \frac{h_{calc}}{t_{s,calc}} \quad , \quad (3.69)$$

die skalierte Entfestigungszahl h_{calc} ermittelt werden:

$$h_{calc} = h_{sand} \frac{t_{s,calc}}{t_{s,sand}} = h_{sand} \frac{l_{calc}}{l_{sand}} \quad . \quad (3.70)$$

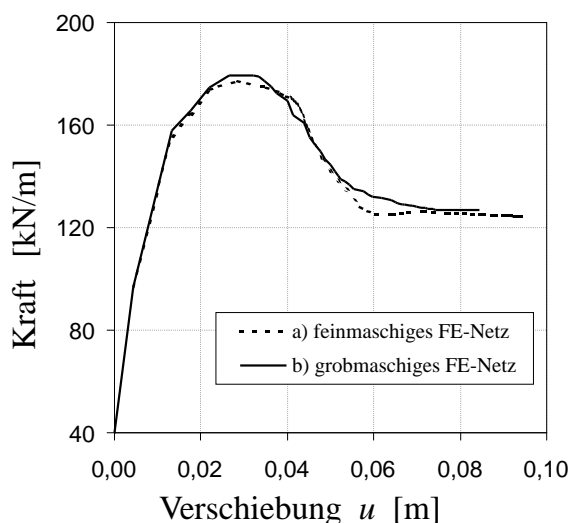


Abbildung 3.24: Biaxiale Last–Verschiebungskurven aus Simulationen: (a) nichtlokale Modellierung mit feinmaschigem FE–Netz, (b) nichtlokale Modellierung unter Verwendung der Entfestigungsskalierung mit grobmaschigem FE–Netz.

Das biaxiale Randwertproblem aus Kap. 3.3.1 wird erneut betrachtet, um die Methode der Entfestigungsskalierung zu demonstrieren. Zwei unterschiedliche Analysen werden mit den in Tabelle 3.5 angegebenen Entfestigungsparametern durchgeführt. Die Simulation mit dem feinen FE–Netz nutzt die Eingangsparameter für Sand aus Kap. 3.3.1 kombiniert mit einer internen Länge $l_{calc} = l_{sand}$; eine aufwendige Berechnung führt im weiteren zu einer realistischen Scherbanddicke. Demgegenüber ist die Analyse auf Grundlage des relativ groben FE–Netzes mit der Methode der Entfestigungsskalierung verknüpft und ergibt indirekt, aber mit einem Bruchteil der Rechenzeit, dasselbe Ergebnis. Abb. 3.24 veranschaulicht die nahezu identischen Last–Verschiebungskurven der beiden Berechnungen.

3.3.3 Validierungsbeispiel Biaxialtest

Aus der Hostun–Sand Testdatenbank [38] werden im weiteren biaxiale Kompressionsversuche bei einem Seitendruck von $\sigma_3 = 400$ kPa verwendet, um eine Verifizierung der Entfestigungsmodellierung zu ermöglichen. Im Mittelpunkt dieser Betrachtung steht eine quantitative Gegenüberstellung der numerischen und experimentellen Ergebnisse bezüglich der resultierenden Spannungs–Dehnungsbeziehungen sowie der auftretenden Lokalisierungsphänomene (Scherbanddicke, Scherbandneigung etc.).

Verwendung findet dabei das um die Reibungsentfestigung erweiterte HS–Modell (vgl. Kap. 3.2.2). Als Eingangsparameter dienen die Werte, die sich aus der Kalibrierung des dicht gelagerten Hostun–Sandes ergeben (vgl. Tab. 3.3). Wie in Kap. 3.2.3 erläutert, unterschätzt das HS–Modell, das die Grenzbedingung nach Mohr–

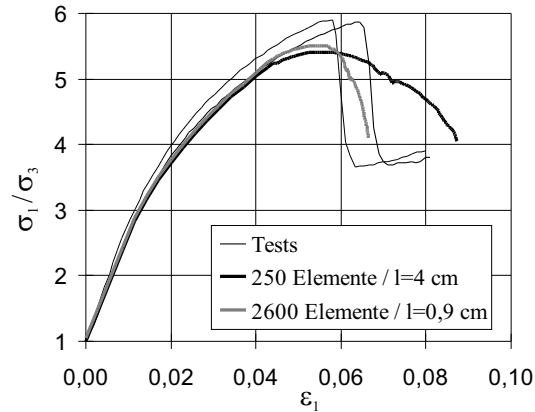


Abbildung 3.25: Biaxialtest $\sigma_3 = 400$ kPa: Validierung des entfestigenden HS-Modells für 'dichten' Hostun-Sand.

Coulomb verwendet, die Scherfestigkeit eines Sandes unter biaxialen Randbedingungen deutlich (vgl. die Gegenüberstellung mit Testdaten in Abb. 3.17a). Somit ist der verwendete Festigkeitsparameter (Peakreibungswinkel φ) für die realistische Abbildung biaxialer Randbedingungen entsprechend zu erhöhen; eine Möglichkeit bietet die bereits in Kap. 3.2.1 eingeführte empirische Beziehung nach BOLTON [13], die unter triaxialen Spannungszuständen $3 I_R$ als Dilatanzindex nutzt, während BOLTON unter biaxialen Randbedingungen eine Erhöhung dieses Dilatanzindexes auf $5 I_R$ vorschlägt. Damit entsteht nachfolgende empirische Beziehung unter biaxialen Bedingungen

$$\varphi_{Biax} = \varphi_{cs} + 5 I_R \quad , \quad (3.71)$$

wobei dieser Dilatanzindex I_R analog Glg. (3.4) eine Funktion der bezogenen Lagerungsdichte I_D und der effektiven Hauptspannung p' ist. Die Anwendung der Glg. (3.71) ergibt für dicht gelagerten Hostun-Sand einen biaxialen (Peak-)Reibungswinkel von $\varphi_{Biax}(\sigma_3^{ref} = 100 \text{ kPa}) = 52^\circ$ ²⁷. Die Berücksichtigung des betrachteten Spannungsniveaus ergibt einen in den weiteren Berechnungen verwendeten Reibungswinkel von $\varphi_{Biax}(\sigma_3^{ref} = 400 \text{ kPa}) = 46^\circ$ (vgl. Glg. (3.71)). Der Standard-Parametersatz des HS-Modells (8 Eingabeparameter) wird um die Entfestigungszahl $h_\varphi = 30^\circ$ ²⁸ und um einen internen Längenparameter l , der noch genauer spezifiziert wird, erweitert.

Die betrachtete Biaxialprobe besitzt eine Höhe von $h = 34$ cm und einer Breite von $b = 10$ cm — es handelt sich also um eine ausgeprägt schlanke Probe. Meist ist man in der Bodenmechanik weit von einer maßgebenden Schlankheit entfernt und aus diesem Grund spielt bei bodenmechanischen FE-Analysen die geometrische Nichtlinearität kaum eine Rolle. Der betrachtete Biaxialversuch weist jedoch

²⁷Anstelle von $\varphi_{Triax}(\sigma_3^{ref} = 100 \text{ kPa}) = 44^\circ$ analog der Kalibrierung in Tab. 3.3.

²⁸Die Entfestigungszahl wird empirisch aus Glg. (3.2) festgelegt.

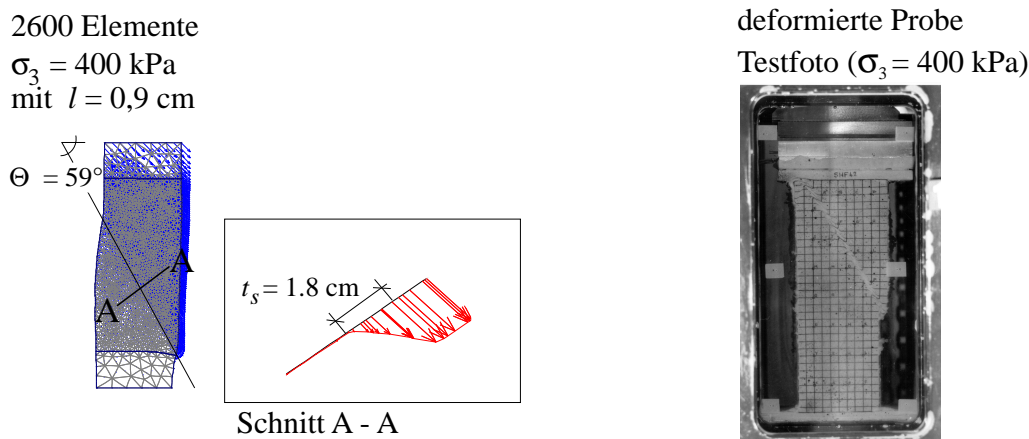


Abbildung 3.26: Biaxialtest $\sigma_3 = 400 \text{ kPa}$ an 'dichtem' Hostun-Sand: Vergleich der resultierenden Scherbanddicke aus dem biaxialen Verschiebungsfeld bei Verwendung einer internen Länge $l = 0,9 \text{ cm}$ (links) und dem Foto der deformierten Probe (rechts).

eine relativ schlanke Geometrie auf und alle vorhergehenden Analysen haben gezeigt, dass die Lokalisierung der Deformationsfelder zwangsläufig zu einer Geometrieänderung führt. Aus diesem Grund wird im weiteren die materielle und geometrische Nichtlinearität kombiniert.

Die FE-Berechnungen sind mit 6-knotigen Dreieckselementen und zwei unterschiedlichen FE-Diskretisierungen (250/2600 Elemente) durchgeführt worden. In einer ersten Phase wurde die Probe durch einen Seitendruck von $\sigma_3 = 400 \text{ kPa}$ isotrop belastet (konsolidiert) und anschließend verformungsgesteuert abgeschert. Da dem betrachteten Randwertproblem prinzipiell ein homogener Verformungsmechanismus zu Grunde gelegt ist (symmetrische Randbedingung und homogenes Material), wird die Zuordnung einer räumlich begrenzten Schwachstelle notwendig, um eine erste inhomogene Deformation auszulösen. Hierzu wurde im betrachteten Biaxialproblem der Reibungswinkel in einer vordefinierten Zone auf den Restreibungswinkel $\varphi = \varphi_{cs} = 34^\circ$ reduziert²⁹.

Die Biaxialprobe wurde in einer ersten Simulation durch ein vergleichsweise grobes FE-Netz modelliert (250 Elemente). Als interne Länge dient für diese Analyse vorerst $l = 4 \text{ cm}$. Das entstehende numerische Scherband ist unverhältnismäßig breit und auch bei Gegenüberstellung der resultierenden Spannungs-Dehnungskurve mit den Testdaten (vgl. Abb. 3.25) ist festzustellen, dass der Entfestigungsvorgang, verglichen zu den Testergebnissen, zu langsam verläuft. Eine Möglichkeit der weiteren Herangehensweise wäre die Anwendung der in Kap. 3.3.2 beschriebenen Entfestigungsskalierung. Diese Methode wurde auf das hier geschilderte Randwertproblem mit Erfolg angewandt und ist in MARCHER *et al.* [85] ausführlich beschrieben.

²⁹Alternativ wäre — wie bereits in Kap. 3.3.1 erwähnt — die Anwendung einer sog. Häufigkeitsverteilung für den Ausgangszustand der Porenzahl möglich [98].

Eine realistische Nachrechnung der Versuchsergebnisse soll durch eine zweite Simulation mit einem äußerst feinen FE-Netz (2600 Elemente) gelingen; diese Netzverfeinerung führte zu einer Reduzierung des internen Längenparameters auf $l = 0,9$ cm. Bei Betrachtung des resultierenden Verschiebungsfeldes am Ende der Scherphase kann analog zu Kap. 3.3.2 im Schnitt durch die lokalisierte Zone (dargestellt durch das Verschiebungsfeld) die Geschwindigkeitsverteilung analysiert werden, die eine numerische Scherbanddicke von $t_s \approx 1,8$ cm ergibt (siehe Abb. 3.26). Dieses numerische Ergebnis für die lokalisierte Zone kommt der realistischen Scherbanddicke, die qualitativ in Abb. 3.26 rechts mit dem Foto der deformierten Probe³⁰ verglichen werden kann, bereits sehr nahe. Neben der Scherbanddicke liegt auch die numerisch resultierende Scherbandneigung ($\Theta = 59^\circ$ zur Horizontalen) im Bereich der experimentell beobachteten Scherbandorientierungen (vgl. Abb. 3.5).

Bei Gegenüberstellung des Spannungs-Dehnungsverhaltens dieser zweiten Simulation mit den experimentellen Biaxialdaten (Abb. 3.25) kann jetzt auch im Entfestigungsbereich eine akzeptable Übereinstimmung festgestellt werden. Jedoch weisen die Testresultate einen geringfügig höheren Peak auf, um dann abrupt zu entfestigen. Dieses Verhalten könnte auf mögliche Haftreibung zwischen den Ebenen (Glasplatten) zur Herstellung der biaxialen Randbedingungen ($\varepsilon_2 = 0$) und der geschmierten Probenmembran zurückzuführen sein. Nach diesem plötzlichen Spannungsabfall ist in den Tests ein erneuter leichter Spannungsanstieg festzustellen. Diese neuerliche Festigkeitszunahme entsteht ebenfalls aus versuchstechnischen Störeinflüssen (Membranreaktionen nach großen Deformationen) [34].

Die vorliegende Studie über nichtbindige Reibungsmaterialien basiert auf einer strikten Trennung zwischen der Kalibrierung unter Verwendung der Triaxial- und Oedometerdaten und der Validierung durch Simulation unter biaxialen Randbedingungen. Die Kalibrierung des HS-Modells an den Hostun-Sanddaten wurde bereits zu einem sehr frühen Zeitpunkt veröffentlicht [87]. Das HS-Modell wurde dann erweitert, um die nichtlokale Reibungsentfestigung zu erfassen [85, 86]. Werden die Eingangsparameter der ursprünglichen Kalibrierung³¹ mit den objektiv festgestellten, zusätzlichen Parametern l und h_φ kombiniert, um biaxiale Randbedingungen zu simulieren, erhält man eine überraschend gute Übereinstimmung mit den experimentellen Daten.

³⁰Für die betrachteten Versuche gibt es keine stereophotogrammetrischen Auswertungen — das Foto der deformierten Probe wurde von Dr. J. Desrues (Laboratoire 3S, Grenoble) zur Verfügung gestellt.

³¹Zu bemerken gilt, dass zur besseren Abbildung der biaxialen Randbedingungen lediglich der Reibungswinkel φ analog Glg. (3.71) und der Exponent m geringfügig modifiziert wurden.

3.4 Zusammenfassung und Beurteilung

3.4.1 Zusammenfassung der Reibungsentfestigung

Im Mittelpunkt des vorliegenden Kapitels stand die Beschreibung der Entfestigung von nichtbindigen Böden (Reibungsentfestigung). Als repräsentatives Versuchsmaterial diente ein bekannter Laborsand, der Hostun–'RF'–Sand [57]. Die experimentelle Datenbasis, die in einer Kooperation zwischen dem Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart und dem Laboratoire 3S, Grenoble, zusammengestellt worden ist (siehe DESRUES *et al.* [38]), wurde als Grundlage für Kalibrierung und Validierung des reibungsentfestigenden Modells verwendet.

Nach einer kurzen Charakterisierung des typischen Materialverhaltens und der einhergehenden Lokalisierungsphänomene in Kap. 3.1, wurde in Kap. 3.2 zunächst ein auf empirischen Beobachtungen beruhender Ansatz zur Beschreibung der Reibungsentfestigung aufgestellt. Dabei fand lediglich die Materialentfestigung Anwendung, die in einem kohäsionslosen, granularen Material durch Dilatanz, d. h. durch eine Auflockerung des Korngerüsts entsteht. Diese Materialentfestigung kann im idealen Fall an einer homogen deformierbaren Probe beobachtet werden. Sobald jedoch erste Lokalisierungen feststellbar sind, wird der Entfestigungsvorgang durch einen weiteren Anteil aus der inhomogenen Probendeformation bestimmt, der als geometrische Entfestigung bezeichnet wird. Die Ausprägung des Anteils der Entfestigung aus der inhomogenen Probendeformation ist abhängig von den betrachteten Versuchsrandbedingungen.

Der Reibungsentfestigungsansatz kann als eine Erweiterung eines zunächst lediglich verfestigenden Materialmodells aufgefasst werden, indem eine Abhängigkeit des Festigkeitsparameters (Reibungswinkel φ) von der Zustandsgröße der Porenzahl e verwendet wird. Die Erweiterung der Entfestigung auf der Ebene des Stoffgesetzes erforderte die ausschließliche Betrachtung der Materialentfestigung und eine strikte Trennung von der geometrischen Entfestigung. Verschiedenste empirische Beziehungen aus der Literatur und die Analyse der Testdaten an Hostun–Sand legten die Verwendung einer linearen Relation zwischen Reibungswinkel φ und Porenzahl e nahe. Diese lineare Beziehung wurde unter quasi–homogener Scherung beobachtet. Es wurde im weiteren angenommen, dass diese Beziehung auch bei inhomogenen Verzerrungszuständen innerhalb der Lokalisierungszone(n) Gültigkeit besitzt.

In Kap. 3.2.3 wurde ein um die Reibungsentfestigung erweitertes elastoplastisches Modell (HS–Modell) verwendet, um an umfangreichen Testdaten eine Kalibrierung durchzuführen und somit eine Identifikation der notwendigen Parameter zur Beschreibung des betrachteten Materialverhaltens zu ermöglichen. Dieser Vergleich an Testdaten fand zunächst lokal, d. h. an einem Spannungspunkt statt und wurde mit einem weiteren Stoffgesetz aus der hypoplastischen Modellfamilie [146] verglichen. Die Betrachtung der experimentellen Daten verdeutlichte jedoch, dass der zu Beginn homogene Deformationszustand in eine Dehnungslokalisierung übergeht.

Die Analyse inhomogener Deformationsfelder erfolgte durch eine kontinuumsmechanische Untersuchung im Rahmen der Finite-Elemente-Methode. Bei Kombination von klassischen Kontinuumstheorien mit entfestigenden Stoffgesetzen treten die bekannten Schwierigkeiten der Netzabhängigkeit des numerischen Diskretisierungsprozesses auf. Diese Unzulänglichkeit versucht man durch Regularisierungsmaßnahmen zu begegnen. Unter Verwendung der biaxialen Randbedingungen wurde in Kap. 3.3.1 die Notwendigkeit einer Regularisierungsmaßnahme aufgezeigt, anschließend erfolgte ein kurzer Überblick über unterschiedliche Regularisierungsstrategien, um dann in Kap. 3.3.2 auf die Regularisierungstechnik der nichtlokalen Methode einzugehen. Nach einer Vorstellung des verwendeten nichtlokalen Integralkontinuums und der Darstellung der Effektivität der Regularisierungsmaßnahme wurde vor allem die Rolle des darin enthaltenen internen Längenparameters und deren Beziehung zur numerisch resultierenden Scherbanddicke sowie die Frage nach der notwendigen Feinheit des FE-Netzes diskutiert.

Die Biaxialversuche an Hostun-Sand dienten im weiteren dazu, eine Verifizierung der Entfestigungsmodellierung anhand von Testdaten zu ermöglichen (vgl. Kap. 3.3.3). Es resultierte eine nicht nur qualitative, sondern vor allem quantitative Gegenüberstellung der numerischen und experimentellen Ergebnisse bezüglich der resultierenden Arbeitslinien sowie der auftretenden Lokalisierungsphänomene (Scherbanddicke, Scherbandneigung etc.).

3.4.2 Beurteilung der Reibungsentfestigung

Die Beschreibung von Entfestigungsvorgängen in Geomaterialien kann durch eine Erweiterung klassischer Kontinuumstheorien erfolgen. Das vorliegende Reibungsentfestigungsmodell besteht im wesentlichen aus einer konstitutiven und einer kontinuumsmechanischen Erweiterung. Zum einen wird das physikalische Phänomen der Auflockerung (Dilatanz) dichter Reibungsmaterialien, das mit einer Reduktion der Festigkeit unter fortschreitender Verformung einhergeht, über eine empirisch festgelegte Entfestigungszahl h_φ beschrieben. Dieser zusätzliche Parameter beschreibt die feststellbare Materialentfestigung an einer fiktiven Probe mit homogener Deformation. Zum anderen wird das klassische Kontinuumsmodell um eine Regularisierungsmaßnahme erweitert, indem das nichtlokale Integralkontinuum verwendet wird. Diese nichtlokale Methode verhindert die Netzabhängigkeit des numerischen Diskretisierungsprozesses durch Einführung eines internen Längenparameters. Die Brauchbarkeit der nichtlokalen Regularisierungsstrategie wurde in den letzten Jahren durch ihre zahlreiche Anwendung in verschiedensten Stoffgesetzen und FE-Programmen hinreichend demonstriert.

Im vorliegenden Beitrag wurden nicht alle Spannungs- und Dehnungskomponenten nichtlokal betrachtet — lediglich die Zustandsgröße der Entfestigung (die plastische Volumendehnung) wurde durch eine vordefinierte Gewichtung gemittelt, während alle anderen Zustandsgrößen streng lokal blieben. Anhand der prinzipiellen Darstel-

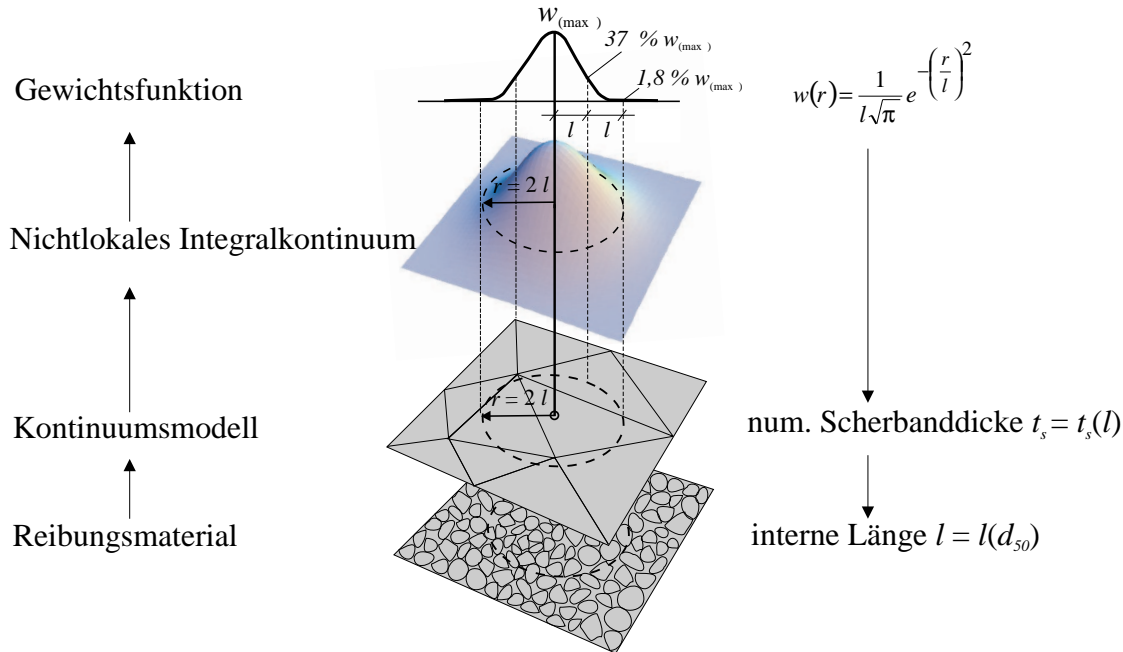


Abbildung 3.27: Prinzipielle Darstellung des nichtlokalen Integralkontinuums als Erweiterung eines klassischen (makroskopischen) Kontinuumsmodells um Elemente der Mikrostruktur, durch Einführung eines internen Längenparameters.

lung in Abb. 3.27 sollen die wesentlichsten Merkmale der verwendeten Regularisierungsmethode diskutiert werden:

Ausgangspunkt ist die Betrachtung auf der Ebene des Korngerüsts, welches durch seinen charakteristischen Porenraum und durch Form, Größe und Anordnung der Körner geprägt ist (innere Struktur). Durch Anwendung einer Kontinuumstheorie wird das typische Materialverhalten dieses Korngerüsts z. B. durch Finite Elemente und Integrationspunkte makroskopisch beschrieben. Dies ist in aller Regel bei relativ homogen deformierenden Randwertproblemen möglich, jedoch treten bei Lokalisierung von plastischen Deformationen (in Form von Scherbändern) die bekannten Schwierigkeiten der Anwendung klassischer Kontinuumsmodele auf. Eine erweiterte Betrachtung der Kontinuumstheorie wird in der vorliegenden Arbeit durch die nichtlokale Intergralmethode erreicht, in der die Gewichtungsfunktion eine Durchschnittsbildung der für die Entfestigung verwendeten Zustandsgröße der plastischen Dehnung erwirkt. Diese Gewichtungsfunktion beinhaltet den internen Längenparameter l . Auf der Kontinuumsebene wird die Dicke des numerisch auftretenden Scherbandes t_s im wesentlichen durch die interne Länge l gesteuert. Experimentell betrachtet wird die auftretende Lokalisierung durch Vorgänge auf der Ebene der einzelnen Körner beeinflusst. So ist die Dicke der entstehenden Scherbänder vor allem abhängig vom Korndurchmesser d_{50} und weitestgehend unabhängig von äußeren Randbedingungen.

Somit kann die Erweiterung eines klassischen Kontinuumsmodells um die nichtlokale Integralmethode und die darin verwendete interne Länge als ein Einfließen von Ele-

menten der Mikrostruktur in die makroskopische Modellbildung angesehen werden. Im Mittelpunkt der weiteren Betrachtung steht die Wahl eines geeigneten Wertes für den internen Längenparameter. Eine Verbindung der numerischen Beobachtungen $t_s = t_s(l)$ und der empirischen Beobachtungen $t_s = t_s(d_{50})$ legen eine direkte Relation zwischen dem internen Längenparameter l und dem mittleren Korndurchmesser d_{50} des betrachteten Bodens nahe.

Ein detaillierterer Zugang zu dieser Fragestellung kann durch den Vergleich diskreter Modellierungen (Diskontinuum), in denen die interne Länge intrinsisch über die mittlere Teilchengröße enthalten ist, mit erweiterten Kontinuumsmodellen erfolgen. Die Stuttgarter Forschergruppe „Modellierung kohäsiver Reibungsmaterialien als Kontinuum oder als Diskontinuum“³² befasst sich intensiv mit dieser Thematik durch Anwendung unterschiedlicher Partikel- und Kontinuumsverfahren [134]. Gesucht wird dabei der Übergang zwischen diskreten (mikroskopischen) Modellen und makroskopischen Stoffgesetzen der Kontinuumsmechanik mittels Parameteridentifikation und Homogenisierung an einem repräsentativen Elementarvolumen (REV). Damit soll eine physikalisch motivierte (mikroskopische) Interpretation der Makroparameter (insbesondere des internen Längenparameters) möglich werden.

Die vorliegende Arbeit beschränkt sich auf die Anwendung einer erweiterten Kontinuumsmechanik. Die vorliegenden Ergebnisse zeigen auf, dass Lokalisierungen in nichtbindigen Böden zu Scherbändern mit einer finiten Dicke führen. Es handelt sich somit um die Beschreibung von Lokalisierungsphänomenen mit schwach ausgebildeter Diskontinuität (oft als *weak discontinuity* bezeichnet). Die Beschreibung solcher Materialeigenschaften im Rahmen des vorgestellten reibungsentfestigenden Kontinuumsmodells ist brauchbar. Die Simulation von Scherbändern in praktischen Randwertproblemen erscheint zum jetzigen Zeitpunkt noch mit einem enormen Rechenaufwand verbunden. Die Anwendung von Techniken zur adaptiven Netzverfeinerung und die rasante Entwicklung in Bezug auf Computerkapazität bzw. Rechenleistung lassen jedoch vermuten, dass selbst größere geotechnische Problemstellungen handhabbar werden.

³²DFG-Forschergruppe, gefördert seit Mai 1998 für 6 Jahre.

Kapitel 4

Kohäsionsentfestigung bindiger Böden

Im Mittelpunkt des vorliegenden Kapitels steht die Modellierung der Kohäsionsentfestigung bindiger Böden. Zu Beginn dieses Kapitels werden die im Zusammenhang mit bindigen Böden verwendeten Definitionen und Begriffe der Geotechnik abgeklärt.

Der zweite Abschnitt befasst sich mit dem repräsentativen Versuchsmaterial Beaucaire–Mergel. Das Material wird nach elementaren Kennwerten, wie Kornverteilung und Mineralogie, beschrieben. Das umfangreiche Versuchsprogramm an vier verschiedenen Versuchsgeräten (Oedometer– und Triaxialversuche sowie Torsionsoedometer– und Biaxialversuche) wurde in zwei ausführlichen Berichten dokumentiert [22, 84]. In der vorliegenden Arbeit wird lediglich das typische Materialverhalten getrennt nach axialsymmetrischen und ebenen Verformungszuständen analysiert. Typische Lokalisierungsphänomene, die aus den Versuchsergebnissen resultierten, werden zusammengefasst. Schließlich werden als Orientierung für die nachfolgende Kalibrierung die wichtigsten experimentell bestimmten Steifigkeits– und Festigkeitsparameter vorgestellt.

Der Hauptteil des vorliegenden Kapitels beschäftigt sich mit der Modellierung des betrachteten kohäsiven Reibungsmaterials. Die Präsentation der Modellierung erfolgt getrennt nach einer lokalen, d. h. einer Spannungspunkt Betrachtung ohne Einbeziehung inhomogener Verformungszustände, und anschließend einer nichtlokalen Betrachtung einschließlich einer Regularisierungsmethode zur Darstellung netzunabhängiger lokalisierter Verformungszustände. Die lokale Betrachtung beginnt mit einer Kalibrierung des HS–Modells an Beaucaire–Mergel Testdaten. Die Nachrechnung der Testdaten ermöglicht einen Parametersatz zu identifizieren, der das Materialverhalten des betrachteten Bodens wiedergeben kann. Im Anschluss daran erfolgt eine Erweiterung des lediglich verfestigenden Materialmodells, um die in steifen Tonen zu beobachtende Kohäsionsentfestigung beschreiben zu können. Das verwendete Modell wird um diesen Entfestigungsansatz erweitert und unter Verwendung triaxialer

Versuchsergebnisse einer ersten Kalibrierung unterzogen.

Zur Beschreibung inhomogener Verformungszustände dient die bereits erfolgreich angewandte Regularisierungsstrategie des nichtlokalen Integralkontinuums, die eine Netzabhängigkeit des numerischen Diskretisierungsprozesses verhindert. Nach einer kurzen Darstellung der Kombination der nichtlokalen Methode mit der Kohäsionsentfestigung wird das Validierungsbeispiel Biaxialtest benutzt, um eine Verifizierung der Entfestigungsmodellierung anhand von Versuchsdaten durchzuführen.

Das Kapitel schließt mit einer kurzen Zusammenfassung und einer kritischen Bewertung der erzielten Ergebnisse.

4.1 Charakteristische Merkmale bindiger Böden

In der Geotechnik werden alle Lockergesteine als „Boden“ bezeichnet, während die oberste Erdschicht als „Mutterboden“ beschrieben wird. Boden charakterisiert in der Geotechnik ein natürliches geologisches Material, in dem mögliche mineralogische Verkittungen die Eigenschaften des Materials nur in untergeordnetem Maße prägen, während Fels (Festgestein) ein geologisches Material kennzeichnet, dessen Bestandteile fest miteinander verkittet sind, vgl. von Soos [145]. Durch eine Verzahnung von Körnern, sowie durch physikalisch-chemische Bindungen zwischen Tonplättchen und durch eine leichte mineralogische Verkittung zeigen vor allem feinkörnige Böden nicht nur innere Reibung, sondern auch eine geringe Kohäsion, weswegen diese Böden als „kohäsive Reibungsmaterialien“ oder „bindige Böden“ bezeichnet werden.

4.1.1 Homogenität natürlich anstehender Böden

Die Lockergesteine bzw. Böden sind ein Produkt der Verwitterung ursprünglich magmatischer bzw. metamorpher Gesteine oder sind aus der Verwitterung von Sedimentgesteinen hervorgegangen. Je nach Ursprung, Transport und Art der Ablagerung kann die Zusammensetzung der Böden mineralogisch, granulometrisch und strukturell erheblich variieren. Weitere Faktoren, welche auf das mechanische Verhalten von Böden Einfluss ausüben, wie zum Beispiel die Vorbelastung und das geologische Alter, können sich unter anderem auf die Dichte auswirken. Die Natur bietet somit eine Mannigfaltigkeit von Bodenarten mit unterschiedlichsten Materialeigenschaften.

Böden, die unter gleichen Bedingungen entstanden sind, bilden sogenannte Homogenbereiche (oftmals als Bodenschichten bezeichnet), die sich deutlich von weiteren Schichten abgrenzen [145]. Selbst innerhalb einer Schicht ruft eine kleine Streuung der mineralogischen und granulometrischen Zusammensetzung, ebenso wie eine geringe Variabilität der Dichte, bereits Unterschiede hinsichtlich der resultierenden mechanischen Eigenschaften hervor. Somit bleibt eine erhebliche stochastische Streuung der Versuchsdaten um einen Mittelwert selbst bei sehr homogenen Bodenschichten

immer vorhanden.

4.1.2 Kohäsion in bindigen Böden

Als Kohäsion werden in der vorliegenden Arbeit innere Bindungen im Sinne einer „wahren Kohäsion“ und nicht einer „zeitweiligen oder scheinbaren Kohäsion“ betrachtet. Die „wahre Kohäsion“ umfasst lt. MITCHELL [88] zum einen Zementierung durch chemische Bindungen von Carbonaten, Silikaten, Aluminiumoxiden, Eisenoxiden und organischen Bestandteilen sowie vorangegangene (historisch bedingte) Strukturanziehung durch Überkonsolidierung des Bodens und schließlich auch elektrostatische Anziehungskräfte. Eine „scheinbare Kohäsion“ entsteht z. B. durch Kapillar- bzw. Saugspannungen im Boden sowie durch zeitweilige mechanische Kräfte. Die Kohäsion ist generell eine Funktion verschiedenster Faktoren, wobei neben der Zeit zur Ausbildung von Bindungskräften vor allem der Tongehalt, der Wassergehalt, die Aktivitätszahl, der Grad der Überkonsolidierung und die Zementierung eine wesentliche Rolle spielen [88].

Die Beschreibung der Festigkeit des Bodens wird in der Bodenmechanik allgemein durch das Mohr-Coulombsche Scherfestigkeitskriterium, welches die Kohäsion c und den Reibungswinkel φ beinhaltet, beschrieben. Im Unterschied zum Reibungswinkel des Bodens weist die Kohäsion statistisch gesehen einen großen Variationskoeffizienten auf¹. Diese Tatsache beruht jedoch auf erklärbaren Ursachen: Zum einen gilt es, die natürliche und selbstverständliche Variation bezüglich der Dichte und der Mineralogie einer Bodenschicht zu nennen, die in weiterer Folge die Standardabweichung der Kohäsion beeinflusst, des weiteren ist die Definition „bindiger Boden“ (im Unterschied zu „Fels“) durch eine verhältnismäßig geringe Kohäsion bestimmt.

4.1.3 Sedimentationsanisotropie

Die Unterscheidung zwischen einem isotropen Korngefüge und einem flächig-anisotropen Korngefüge kann für Ablagerungsböden genauso wie für Sedimentgesteine vorgenommen werden. Sedimentierte Tonböden erfahren durch die Ab- und Überlagerung eine quasi-eindimensionale Konsolidierung, wodurch sich die Tonplättchen bereits orientieren. Auf der Makro-Skala besitzen derartige Böden die Eigenschaft einer sogenannten Sedimentations- bzw. Schichtanisotropie (vgl. unter anderen [110]). Der nachfolgend betrachtete Beaucaire-Mergel gehört zur Gruppe der Sedimente, ist historisch stark überkonsolidiert und weist einen Tonanteil von ca. 30 % auf. Der Einfluss der Schichtanisotropie konnte in einem umfangreichen Versuchsprogramm aufgezeigt werden, vgl. MARCHER [84].

¹Der Variationskoeffizient stellt statistisch das Verhältnis zwischen der Standardabweichung und dem Mittelwert dar.

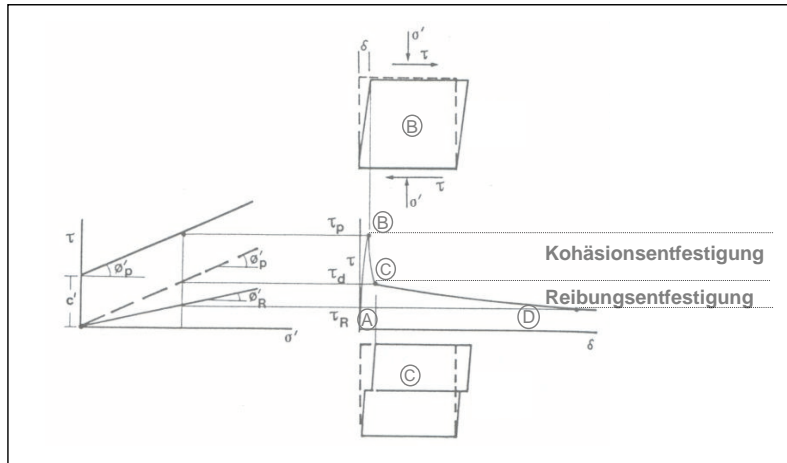


Abbildung 4.1: Schermechanismen in steifen Tonen getrennt nach Anteilen aus Kohäsions- und Reibungsentfestigung (nach SIMPSON *et al.* [121]).

4.1.4 Ton / Tonminerale

In der Geotechnik werden mit dem Begriff Ton generell Böden einer Partikelgröße $< 2 \mu\text{m}$ bezeichnet. Durch Bestimmung einer Korngrößenverteilung über die Sedimentationsanalyse ist eine eindeutige Zuordnung möglich. Demgegenüber quantifizieren Mineralogen Ton anhand der vorhandenen Tonminerale, die zu den Schichtsilikaten gehören und durch eine plättchenartige Form gekennzeichnet sind. Hauptvertreter der Tonminerale sind Kaolinit, Illit, Monmorillonit und Chlorit. Alle Tonminerale sind aus einem der zwei nachfolgenden Bausteine aufgebaut: Silizium-Sauerstoff-Tetraeder bzw. Aluminium-Oktaeder. Die Bestimmung der Tonminerale ist z. B. durch das Röntgen-Reflexionsverfahren möglich, jedoch ist meist nur eine qualitative Zuordnung der Tonminerale realisierbar [145].

4.1.5 Steife, überkonsolidierte Tone

Der Begriff „steifer Ton“ ist missverständlich, wird aber in der englischen Literatur als solcher verwendet (*stiff clay*). Als steifer Ton kann ein feinkörniger Boden bezeichnet werden, dessen undrainierte Kohäsion c_u größer 75 kPa ist [18]. Alternativ benennt TERZAGHI [127] einen Boden als steif, dessen Konsistenzzahl² größer 0,5 ist. Die deutsche Normung bezeichnet einen Boden nach seiner Zustandsform als steif, wenn die Konsistenzzahl zwischen 0,75 und 1,0 liegt [41]. Steife Tone sind zumeist stark überkonsolidiert, d. h. diese Böden haben in der Vorgeschichte höhere als die augenblicklichen Spannungen erfahren (z. B. geologische Vorbelastung).

²Die Konsistenzzahl ergibt sich aus folgender Beziehung charakteristischer Wassergehalte: $I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P}$.

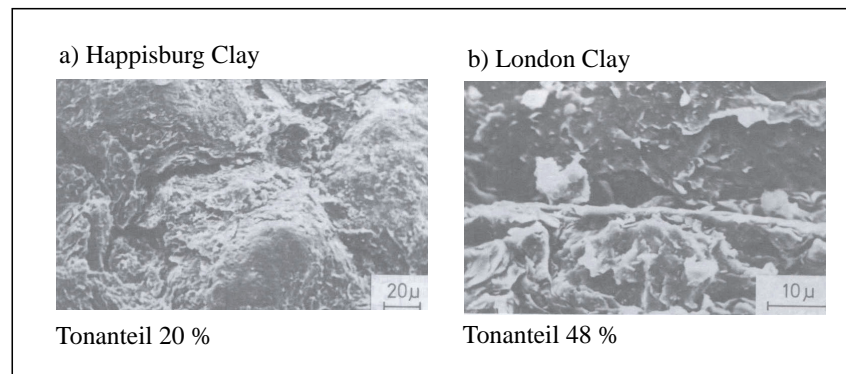


Abbildung 4.2: Dünnschliffe lokalisierter Zonen in Ton unter dem Elektronenmikroskop — Orientierung der Tonpartikel nach großen Relativverschiebungen (aus: LUPINI *et al.* [82]).

4.1.6 Kohäsionsentfestigung / Restscherfestigkeit

Ungestörte Proben an steifen, überkonsolidierten Tönen zeigen bei Scherbeanspruchung im Triaxialgerät unter Anwendung eines niedrigen bis moderaten Spannungsniveaus generell ein relativ-sprödes Materialverhalten, z. B. [12]. Nach Erreichen der Peakfestigkeit kann in diesen Materialien eine Dehnungslokalisierung beobachtet werden, die in weiterer Folge mit einem Abbau der inneren Bindungen der Ton- und Schluffteilchen (Kohäsion) verbunden ist. Innerhalb der Scherlokalisierung ist lediglich eine geringe Relativverschiebung von wenigen Millimetern notwendig, um eine einigermaßen konstante Postpeakfestigkeit zu erreichen. Diese Festigkeit im kritischen Zustand wird in der vorliegenden Arbeit als **Restfestigkeit** bezeichnet und versteht sich als eine Festigkeit nach vordefinierter Axialdehnung, in der englischen Literatur [5, 19, 20] wird dieses Phänomen vielfach als *post rupture strength* bezeichnet. Die Restfestigkeit unterscheidet sich grundsätzlich von der Endfestigkeit (*ultimate or residual strength*) nach sehr großen Relativverschiebungen innerhalb der auftretenden Lokalisierungszone (z. B. [21, 121, 122, 123]).

Abb. 4.1 illustriert die repräsentativen Schermechanismen für einen steifen Ton am Beispiel eines Rahmenscherversuches. Der Bereich vom Belastungsbeginn bis zum Erreichen der maximalen Peakfestigkeit von (A) nach (B) ist durch eine relativ homogene Deformation gekennzeichnet, der nachfolgende Bereich zwischen (B) und (C) kennzeichnet die Kohäsionsentfestigung und ist geprägt durch die Auflösung der Bindungen zwischen den Tonteilchen. Die anschließende Reibungsentfestigung von (C) nach (D) benötigt sehr große Relativverschiebungen um eine weitere Reduktion der Festigkeit zu bewirken. Dabei orientieren sich die Tonplättchen innerhalb der lokalisierten Zone. Die Größenordnung der Reibungsentfestigung hängt einerseits vom aufgebrachtten Spannungszustand und andererseits von der mineralogischen Zusammensetzung des betrachteten Materials ab. Höhere Spannungszustände führen nach BURLAND *et al.* [20] zu einer progressiven Teilchenorientierung. Ist der Tonanteil im Material relativ gering, kann jedoch eine Orientierung der Tonpartikel — vor allem

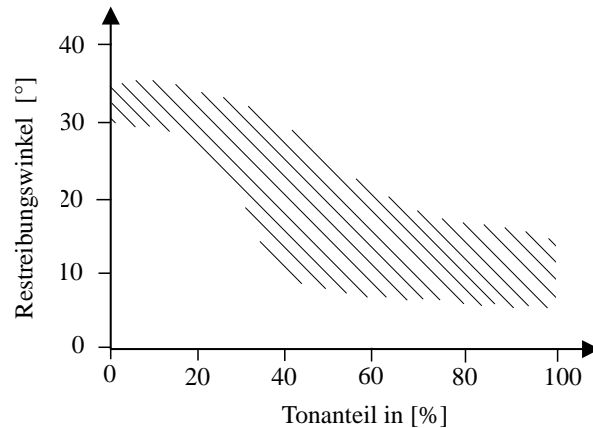


Abbildung 4.3: Restreibungswinkel als Funktion des Tonanteils — vereinfachte Darstellung nach einer Literaturrecherche von LUPINI *et al.* [82].

im Bereich niedriger bis moderater Spannungszustände — ausgeschlossen werden. Vorhandene Schluffteilchen führen zu einer deutlichen Scherzonendicke innerhalb der nach LUPINI *et al.* [82] eine „turbulente Scherung“ zu beobachten gilt, d. h. die Schluffkörner beeinflussen die Dicke der lokalisierten Zone (vgl. auch [61]). Abb. 4.2 zeigt hierzu zwei Dünnschliffe an Ton [82]: Abb. 4.2a illustriert Happisburg-Ton mit einem Tonanteil kleiner 20 %. Diese Aufnahme zeigt deutlich, wie die Schluffkörner eine Ausrichtung der Tonpartikel verhindern. Abb. 4.2b indes macht für einen London-Ton mit einem Tonanteil von 48 % eine klare Orientierung der Tonteilchen deutlich. Somit werden sowohl die Scherfugendicke als auch der Restreibungswinkel (selbst nach großen Relativverschiebungen) durch die Zusammensetzung des bindigen Bodens bestimmt. Abb. 4.3 illustriert die Abhängigkeit des Restreibungswinkels vom Tonanteil des betrachteten Bodens [82].

Die Versuche an natürlichen Tonproben zeigen, dass die Entfestigung in sandigen bzw. schluffigen Tonen durch eine Reduzierung der Kohäsion geprägt ist und wegen der „turbulenten Scherung“ (Begriff nach [82]) mit einem dilatanten Materialverhalten verbunden ist. Demgegenüber gewinnt die Reibungsentfestigung erst bei Tonen mit einem ausreichenden Anteil an kleinen und plattigen Tonmineralen an Bedeutung und entsteht im wesentlichen durch die Orientierung der Tonplättchen innerhalb der Lokalisierungszone. Eine vollkommene Orientierung der Tonteilchen kann jedoch erst nach sehr großen Relativverschiebungen festgestellt werden [20].

4.2 Experimentelle Daten — Beaucaire-Mergel

Während zur Modellierung der Reibungsentfestigung ausreichend Testdaten zur Verfügung standen und diese lediglich einer einheitlichen Dokumentation unterzogen werden mussten (vgl. Kap. 3.1), war es im Zuge der vorliegenden Forschungsarbeit notwendig, ein umfangreiches Versuchsprogramm an einem bindigen Material



Abbildung 4.4: Entnahmestelle der Bodenproben im Steinbruch.

durchzuführen. In Zusammenarbeit mit dem Laboratoire 3S, Grenoble (Frankreich), entschied man sich für die Untersuchung eines natürlichen, steifen und überkonsolidierten Tons, der „Beaucaire–Mergel“ genannt wird. Die Tonproben wurden in einer Gesteinsgrube in der Nähe des südfranzösischen Ortes Beaucaire in Form von Blöcken (*block sampling*) möglichst ungestört gewonnen. Es handelt sich somit um experimentelle Forschungsergebnisse an natürlich anstehendem Material. Die resultierenden Versuchsergebnisse bestehen einerseits aus axialsymmetrischen Elementtests (Oedometer– und Triaxialversuche), die sich zur Kalibrierung von Stoffgesetzen eignen, andererseits können zur Verifizierung der Modelle die Ergebnisse aus Torsionsoedometer– und Biaxialversuchen herangezogen werden.

Das Versuchsprogramm dient zur Bereitstellung von experimentellen Daten an einem kohäsiven Reibungsmaterial, um die Kalibrierung und Validierung neu entwickelter Modelle zu ermöglichen. Eine vollständige Dokumentation der Versuchsergebnisse inklusive einer Versuchsauswertung über die Bestimmung der Festigkeits– und Steifigkeitsparameter, sowie einer Bewertung bzw. Interpretation aller Versuchsergebnisse findet sich in einem eigenständigen Bericht [84].

4.2.1 Charakterisierung des Beaucaire–Mergels

Der Beaucaire–Mergel wird nach seinem Herkunftsort, einer Gesteinsgrube nahe der Kleinstadt Beaucaire bei Nîmes in Süd–Frankreich, benannt. Als Mergel wird in der Geotechnik ein Sedimentgestein mit einem bestimmtem Mischungsverhältnis der Ton– und Kalkanteile bezeichnet [97]. In Abhängigkeit der vorhandenen Kohäsion (d. h. der inneren Bindungen) kann der Mergel entweder als bindiger Boden oder als Festgestein angetroffen werden. Der verwendete Beaucaire–Mergel wurde einer

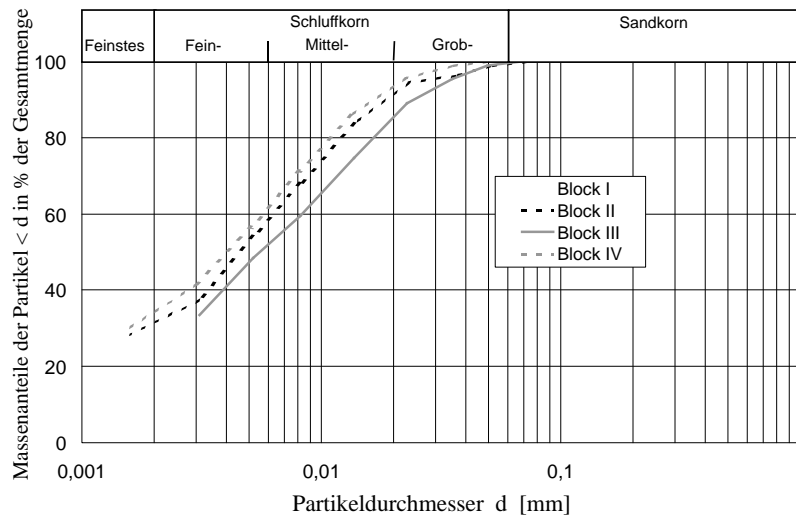


Abbildung 4.5: Kornverteilung Beaucaire-Mergel.

geologischen Schicht des oberen tertiären Pliozän entnommen. Die mächtige Mergelschicht wird von einer im Quartär entstandenen kiesigen Sedimentationsschicht überlagert. Ursprünglich wurde die Gesteinsgrube von „Ciments de France“ wegen der im Mergel vorhandenen Kombination aus Karbonat und den zur Zementherstellung notwendigen Tonmineralien betrieben. Heute wird diese Grube als Schuttdeponie verwendet. Der Mergel aus Beaucaire ist ein kohäsiver, feinkörniger Boden grauer Färbung und relativer Homogenität. In seinem natürlichen Zustand hat er eine Wassersättigung von etwa 96 % und ist von vereinzelt Sand-/Schlufflinsen durchzogen. Im Labor konnten in den Bodenproben bei dem vorhandenen Sättigungsgrad Saugspannungen von 200 kPa gemessen werden [22]. Die Probenwürfel (Kantenlänge ca. 30 cm) wurden aus einer Tiefe von etwa 50 m unterhalb der ursprünglichen Geländeoberfläche parallel zur Sedimentationsschicht mit Hilfe einer Motorsäge entnommen (vgl. Abb. 4.4). Es wurde darauf geachtet, nahezu ungestörte Probenkörper hoher Güteklasse, ohne Störungen durch Sandlinsen, zu erhalten. Um die natürlichen Eigenschaften zu konservieren, wurde die Oberfläche jedes Blocks vor Ort mit einer Paraffinschicht überzogen und zusätzlich in einem Plastiksack verschlossen. Diese Maßnahmen ermöglichten den Transport vom Steinbruch ins Labor in quasi ungestörtem Zustand und die anschließende Lagerung ohne große Beeinträchtigung der Materialeigenschaften.

Die wichtigsten bodenphysikalischen Kennwerte des Beaucaire-Mergels sind in Tab. 4.1 zusammengefasst. Die Streuung dieser Kennwerte ist ein typisches Merkmal für natürlich anstehende bindige Materialien (vgl. Kap. 4.1.1). Für bindige Materialien ist eine Klassifikation nach vier verschiedenen Gesichtspunkten möglich: nach der Kornverteilung, nach der Plastizität, nach der Konsistenz und nach der mineralogischen Zusammensetzung. Die Kornverteilung wurde über eine Schlämmanalyse mit Aräometerablesung nach DIN 18123 [42] ermittelt³. Entsprechend der Ergebnisse in

³Eine Siebung des Materials war nicht notwendig, da keine Bestandteile aus der Kornfraktion $> 0,063$ mm vorhanden waren.

Tabelle 4.1: Bodenphysikalische Kennwerte des Beaucaire–Mergels.

Kennwert	Betrag
Korndichte ρ_s [g/cm ³]	2,68 – 2,7
Ausgangsporenzahl e_0 [–]	0,61 – 0,68
Natürlicher Wassergehalt w [%]	21,7 – 24,8
Natürlicher Sättigungsgrad S_r [–]	0,9 – 1,0

Abb. 4.5 kann der Mergel mit einer Kornkennzahl von 30/70/0/0 als stark toniger Schluff bezeichnet werden. Eine zweite Möglichkeit der Klassifikation bietet die Ermittlung der Plastizitätszahl I_p ⁴. Die Wassergehalte wurden nach DIN 18122 [41] ermittelt; der natürliche Wassergehalt w liegt im Mittel bei 23,1 %. Die Fließgrenze w_L wurde im Mittel bei 42,3 % festgestellt, die Ausrollgrenze w_P des Mergels liegt durchschnittlich bei 19,6 %. Die Auswertung der Plastizitätszahl I_p ($I_p = 21$ bis 25 %) im CASAGRANDE–Plastizitätsdiagramm ergibt nach DIN4022 [44] eine Benennung als mittelplastischer Ton (TM — lt. Norm). Während die Verformbarkeit eines feinkörnigen Bodens durch die Plastizität des Materials beschrieben werden kann, wird sein Zusammenhalt (innerer Zusammenhang der Partikel) durch die Konsistenz angegeben. In Abhängigkeit des natürlichen Wassergehaltes können verschiedene Konsistenzzustände unterschieden werden: flüssig, breiig, weich, steif und halbfest. Mit einer Konsistenzzahl von $I_C = 0,79$ bis 0,9⁵ kann der Beaucaire–Mergel als steif betrachtet werden.

Die mineralogische Zusammensetzung des Materials wurde durch eine am Institut für Mineralogie der Universität Stuttgart durchgeführten Analyse (halbquantitative röntgenographische Abschätzung) ermittelt. Hauptbestandteil des Mergels sind einerseits die Tonminerale mit über 50 % der Gesamtmenge (Illit, Kaolinit und Chlorit). Andererseits liegt Calcit mit 5 bis 30 % vor. Nebenbestandteile sind Quarz, Dolomit und sonstige Bestandteile mit jeweils unter 5 % der Gesamtmenge.

An verschiedenen Bereichen der Oberfläche einer kleinen Probe des Beaucaire–Mergels wurden zusätzlich Gefügaufnahmen mit dem Rasterelektronenmikroskop (REM) durchgeführt, die in Abb. 4.6 dargestellt sind. Diese Darstellung verdeutlicht, dass das Bodengefüge vorwiegend aus plättchenförmigen Mineralen besteht. Größere Bodenpartikel sind überwiegend von kleineren verdeckt. Die Größen der Partikel in Abb. 4.6 variieren von über 30 μm bis weit unter 3 μm . Deutlich zu

⁴Die Plastizitätszahl I_P ist ein Maß für die Größe des Wassergehaltsbereiches innerhalb dem das Material plastisch bleibt; es wird durch die Differenz zweier Wassergehalte, der Fließgrenze w_L und der Ausrollgrenze w_P , gebildet ($I_P = w_L - w_P$).

⁵Die Konsistenzzahl ergibt sich aus folgender Beziehung charakteristischer Wassergehalte: $I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P}$.

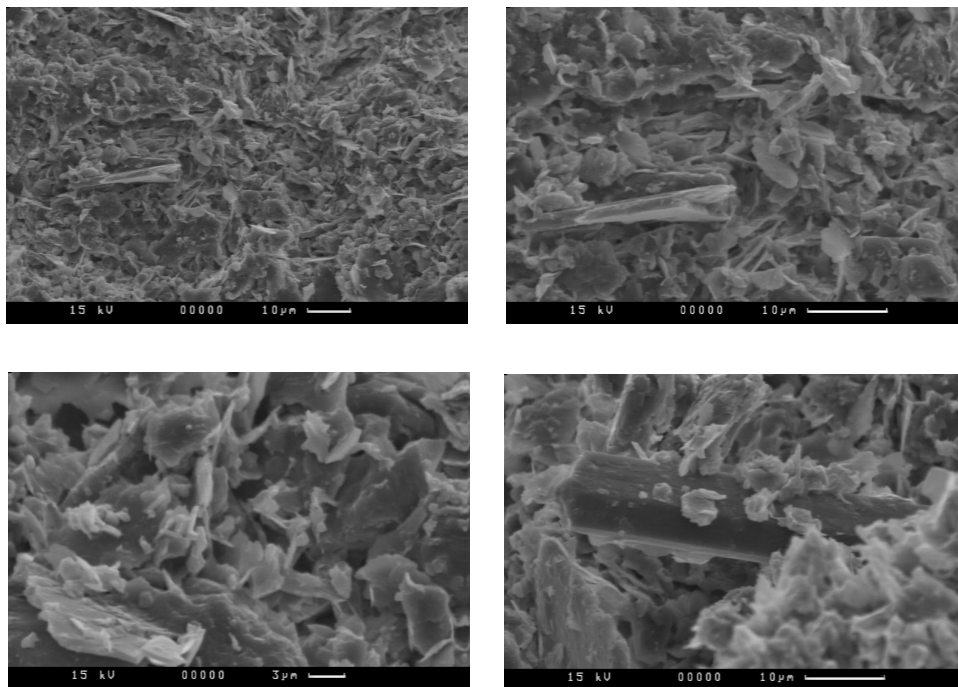


Abbildung 4.6: Gefügeaufnahmen mit dem Rasterelektronenmikroskop (REM) an der Oberfläche einer kleinen Probe Beaucaire–Mergel.

erkennen ist eine starke Porosität der Bodenmatrix. Die betrachtete Probe wurde parallel zur vorhandenen Sedimentationsschichtung analysiert; es ist jedoch keine klare Horizontalausrichtung der Partikel ersichtlich⁶.

4.2.2 Typisches Materialverhalten

In der vorliegenden Arbeit werden ausschließlich Testdaten unter drainierten Bedingungen⁷ betrachtet, daher entfällt eine Differenzierung in totale σ bzw. effektive Spannungen σ' ; alle Spannungen verstehen sich als effektive Spannungen, weswegen auf eine Unterscheidung in der Notation verzichtet wird.

Repräsentative Triaxialversuche⁸ unter drainierten Bedingungen aus dem Versuchsprogramm an Beaucaire–Mergel [84] sind in den Abb. 4.8 und 4.9 dargestellt. Dabei

⁶Einschränkend muss bezüglich der Anordnung und der Größe der Bodenpartikel, sowie des vorhanden Porenvolumens der Matrix erwähnt werden, dass durch die invasive Präparierung (aufgrund der vollständigen Austrocknung der Probe und durch den Goldschichtüberzug, der für die REM-Analyse notwendig wird) maßgebliche Änderungen des Gefüges einhergehen.

⁷Drainierte Versuchsbedingungen bedeutet, dass die Entwässerung des wassergesättigten Bodens während der Versuchsdurchführung sichergestellt wird (offene Drainageleitungen).

⁸Auswahlkriterien wurden lt. [84] in erster Linie auf Grundlage der natürlichen Streuung wesentlicher Klassifikationsparameter (wie Dichte und Wassergehalt) und der qualitativ hochwertigen Versuchsvorbereitung festgelegt.

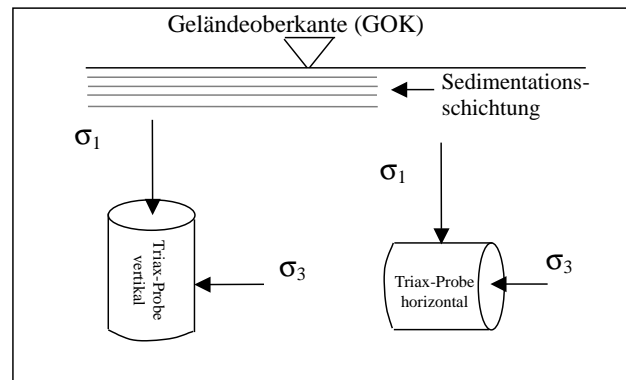


Abbildung 4.7: Lage des Probekörpers bei Aufbringen der triaxialen Vertikalspannung σ_1 — Axialbelastung senkrecht bzw. parallel zur Sedimentations-schichtung.

wurden Triaxialversuche an vertikalen Proben mit einer Axialbelastung senkrecht⁹ zur vorhandenen Schichtung sowie an horizontalen Proben mit einer Axialbelastung parallel zur Schichtung durchgeführt (vgl. Prinzipskizze Abb. 4.7).

Die Phänomenologie der oben genannten Daten lässt die Unterscheidung grundlegender Materialeigenschaften zu:

- Das Materialverhalten ist grundsätzlich durch die Schichtanisotropie geprägt. Wie bereits erwähnt, gehört Beaucaire–Mergel zur Gruppe der Sedimente, ist historisch stark überkonsolidiert¹⁰ und weist einen Tonanteil von ca. 30 % auf¹¹.
- Das Spannungs–Dehnungsverhalten bei Kompression nach isotroper Konsolidation zeigt zunächst generell, dass die Steifigkeit mit dem Seitendruck zunimmt (vgl. Abb. 4.8a). Während die Versuche mit Axialdeformation senkrecht zur Sedimentationsschichtung einen relativ linearen Spannungs–Dehnungsverlauf aufzeigen, illustrieren die Versuche mit Axialdeformation parallel zur Sedimentationsschichtung eine ausgeprägte Nichtlinearität der Arbeitslinien (vgl. Abb. 4.9).
- Die Triaxialversuche in Abb. 4.8b zeigen in Abhängigkeit vom Spannungsniveau bei jedweder Scherbeanspruchung ein kontraktantes bzw. dilatantes Verhalten. Die anfängliche Kontraktanz nimmt durch Erhöhung des gewählten Spannungsniveaus zu, die nachfolgende Dilatanz ist bei aufgebrachten Seitendrücken von $\sigma_3 = 0$ bis 200 kPa stark ausgeprägt. Versuche bei höherem Spannungsniveau lassen vermuten, dass das dilatante Materialverhalten unter

⁹Senkrecht hinsichtlich der vorhandenen Schichtung, wobei im Fall des Beaucaire–Mergels diese Sedimentationsschichten parallel zur ursprünglichen Geländeoberkante (GOK) liegen.

¹⁰Der Beaucaire–Mergel war — im Zuge seiner Spannungsgeschichte — einem wesentlich höheren Druck als dem derzeit herrschenden ausgesetzt und kann deshalb als überkonsolidierter Boden bezeichnet werden. Die Ermittlung der Vorkonsolidationsspannung σ_p , die den überkonsolidierten Spannungsbereich vom normalkonsolidierten Bereich trennt, ergibt einen Wert von $\sigma_p \approx 2,3$ MPa (vgl. [84]).

¹¹Tonanteil aus der Klassifikation nach der Kornverteilung — vgl. Kap. 4.2.

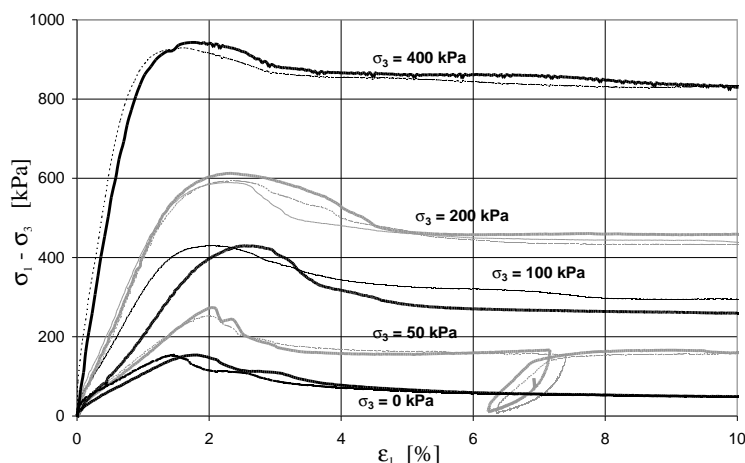
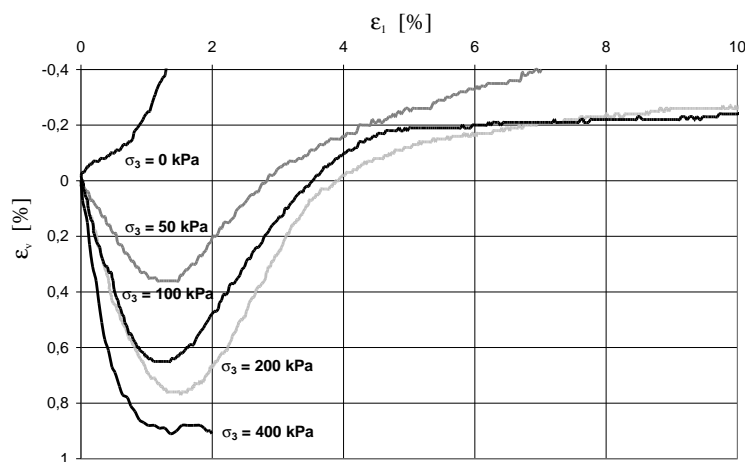
a) Spannungsdeviator $\sigma_1 - \sigma_3$ als Funktion der Axialdehnung ε_1 .b) Volumendehnung ε_v als Funktion der Axialdehnung ε_1 .

Abbildung 4.8: Drainierte Triaxialversuche an Beaucaire–Mergel — triaxiale Kompression senkrecht zur Sedimentationsschichtung.

diesen Bedingungen abnimmt¹².

Dieses Dilatanzverhalten ist eine Verknüpfung von Volumen- und Scherdehnungen, beschrieben durch den Dilatanzwinkel ψ . Die Auswertung des Dilatanzwinkels bei Spannungsniveaus von $\sigma_3 = 0$ bis 200 kPa ergibt ψ im Bereich zwischen 7 bis 11° ermittelt im Bereich der maximalen Volumenzunahme, welcher mit dem Peak in der Spannungs-Verformungskurve korrespondiert.

Die Triaxialtests mit Axialdeformation parallel zur Sedimentationsschichtung weisen ein deutlich geringeres Dilatanzverhalten auf; der maximale Dilatanzwinkel ψ liegt für diese Versuche in einem Bereich zwischen 6 und 7° — vgl. MARCHER [84].

¹²Die Volumenmessungen der triaxialen Versuche bei Seitendrücken von $\sigma_3 = 400$ kPa konnten aus messtechnischen Gründen nicht vollständig aufgezeichnet werden — Erfahrungswerte legen jedoch eine nur geringfügige Dilatanz zu Grunde.

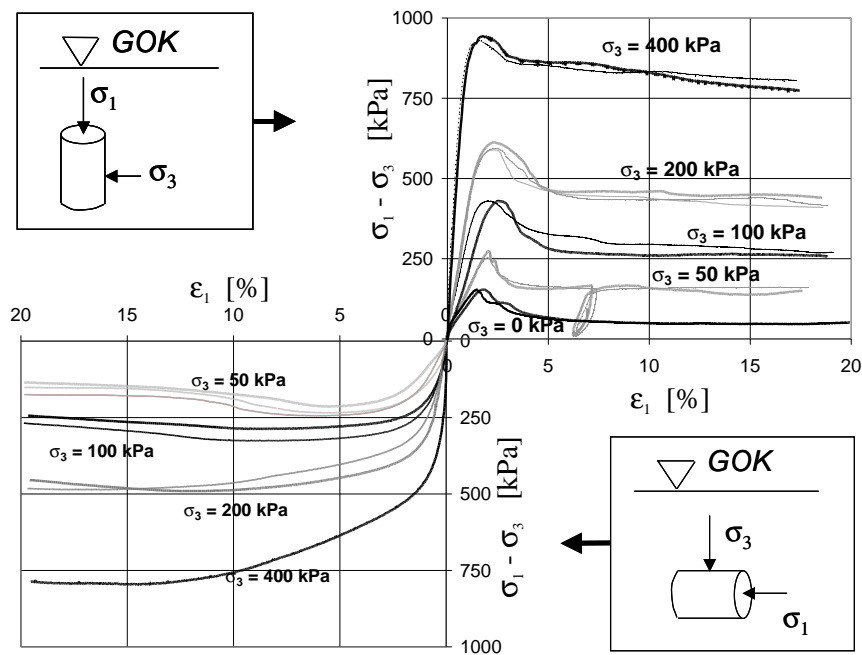


Abbildung 4.9: Einfluss der Schichtanisotropie auf drainierte Triaxialversuche an Beaucaire–Mergel: (oben) triaxiale Kompression senkrecht zur Sedimentationsrichtung, (unten) triaxiale Kompression parallel zur Sedimentationsrichtung — Spannungsdeviator $\sigma_1 - \sigma_3$ als Funktion der Axialdehnung ε_1 .

- Die maximale Festigkeit ist in Versuchen mit triaxialer Kompression senkrecht zur Schichtung bereits nach einer Axialdehnung von 1,7 bis 2,3 % erreicht. Der Vergleich mit parallel zur Schichtung getesteten Versuchen in Abb. 4.9 macht deutlich, dass in diesen Versuchen die Peakfestigkeit viel später erreicht wird. Das duktilere Materialverhalten äußert sich durch eine Mobilisierung der maximalen Festigkeit bei Axialdehnungen von 7 bis 15 %.
- Eine deutliche Abnahme der Festigkeit im Postpeakbereich kann in den senkrecht zur Sedimentationsrichtung getesteten Versuchen festgestellt werden. Es tritt bei fortgesetzter Scherbeanspruchung ein als Entfestigung bezeichneter Abfall der Materialfestigkeit auf, der generell aus einer Reduktion der Kohäsion und Reibung besteht. Dabei geht die Homogenität des Probenkörpers verloren; in Abhängigkeit des Ausgangsspannungszustandes sind mehr oder weniger ausgeprägte Dehnungslokalisierungen in Form von Scherbändern festzustellen. Für Versuche mit Axialdehnung parallel zur Sedimentationsrichtung gilt eine nur geringfügige Postpeakentfestigung zu beobachten. Zumindest auf der Makroebene ist dabei keine Ausbildung von Scherlokalisierung ersichtlich — vgl. MARCHER [84].
- Die Festigkeit steuert bei fortgesetzter Verformung generell einem konstanten kritischen Zustand (*critical state*) entgegen. Dieser Zustand ist gekennzeichnet durch das Erreichen konstanter Schubspannungen und konstanter Volumendehnungen. In diesem kritischen Zustand äußert sich der Einfluss der Belastungsrichtung (senkrecht bzw. parallel zur Schichtung) nicht mehr. Somit

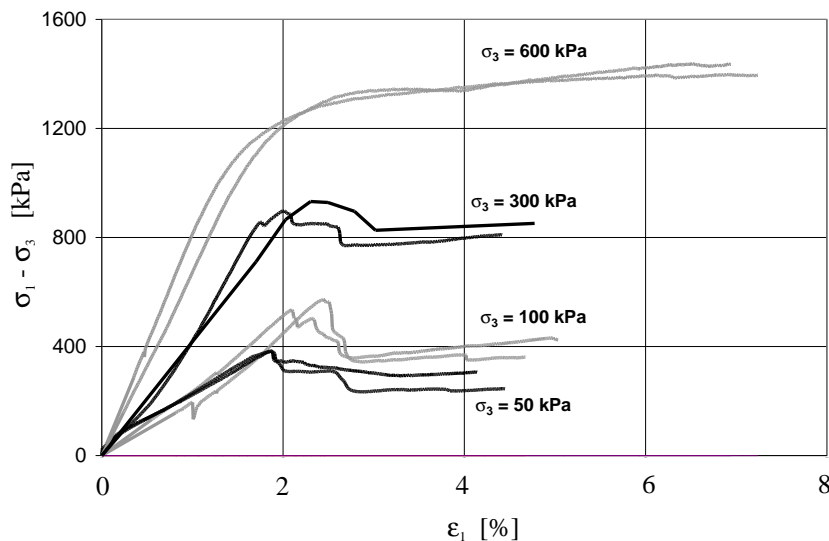


Abbildung 4.10: Drainierte Biaxialversuche an Beaucaire–Mergel — triaxiale Kompression senkrecht zur Sedimentationsschichtung.

verhält sich lediglich die Peakfestigkeit anisotrop, während die Restfestigkeit eher isotrop erscheint, Details vgl. MARCHER [84].

4.2.3 Materialverhalten unter ebener Verformung

Abb. 4.10 gibt die Ergebnisse der drainierten Biaxialversuche bei vier verschiedenen Seitendrücken von $\sigma_3 = 50$ bis $\sigma_3 = 600$ kPa wieder. Wie bereits erwähnt, wurden diese Versuche unter ebenem Verformungszustand in Zusammenarbeit mit dem Laboratoire 3S in Grenoble durchgeführt [22].

Das globale Spannungs–Dehnungsverhalten dieser Versuche ist nahezu bis zum Peak linear — teilweise scheint die Spannung sogar mit zunehmender Vertikalverformung „überlinear“ anzusteigen. Lediglich die Versuche bei einem Seitendruck von $\sigma_3 = 600$ kPa zeigen bei zunehmender Belastung eine deutliche Verflachung der Arbeitslinie, weisen jedoch kein Maximum der Deviatorspannungen auf. Mit Ausnahme dieser Versuchsergebnisse bei einem sehr hohen Spannungsniveau zeigen die weiteren Ergebnisse eine klare Festigkeitsbegrenzung. Nach Erreichen des Peaks ist eine plötzliche und in der weiteren Folge eine unetwiegte Entfestigung festzustellen. Einem nach geringen zusätzlichen Axialdehnungen erreichten Spannungsminimum folgt ein Wiederanstieg der Festigkeit.

Um diese Phänomene genauer zu analysieren, ist es naheliegend, die unter denselben Randbedingungen durchgeführten Triaxial– und Biaxialversuche miteinander zu vergleichen. Jedoch muss dabei betont sein, dass diese Gegenüberstellung unter der Prämisse unterschiedlicher Spannungspfade in der Deviatorebene des Hauptspannungsraumes zu verstehen ist, d. h. die effektiven Spannungen verlaufen wegen des Einflusses der mittleren Hauptspannung σ_2 ungleich (Triax: $\sigma_2 = \sigma_3 = \text{const.}$

und Biax: $\sigma_2 > \sigma_3$).

Abb. 4.11 illustriert einen Vergleich repräsentativer Versuche aus der drainierten triaxialen Versuchsreihe mit entsprechenden Tests aus der drainierten biaxialen Versuchsreihe für ein gewähltes Spannungsniveaus von $\sigma_3 = 100$ kPa. Aus Abb. 4.11 ist ersichtlich, dass die Anfangssteifigkeiten unter triaxialen und biaxialen Bedingungen übereinstimmen. Dies ist zunächst eine überraschende Feststellung, da eigentlich eine im Vergleich zu den triaxialen Ergebnissen höhere Steifigkeit der biaxialen Ergebnisse erwartet würde. Ursachen hierfür sind vermutlich einerseits in der Versuchsvorbereitung und andererseits in den speziellen Randbedingungen zu finden:

- Das Bearbeiten der Proben auf die speziellen Abmessungen ($h/b/t = 17/8/3,5$ cm) könnte zu einer maßgeblichen Störung der natürlichen Steifigkeit des Materials führen.
- Die speziellen Randbedingungen der Biaxialtests zur Herstellung eines ebenen Verformungszustandes ($\varepsilon_2 = 0$) setzen einen vollkommen plan und satt anliegenden Probenkörper senkrecht zur Biaxialebene an die Glasplatten voraus — geringfügige Abweichungen können bereits zu Verlust an Steifigkeit führen.

Der weitere Verlauf des Spannungs–Dehnungsverhaltens stellt das relativ spröde Verhalten der Versuche unter ebener Verformung mit einer quasi konstanten Steifigkeit bis zum abrupten Peak dem vergleichsweise duktilen Verhalten der Triaxialversuche gegenüber. Die triaxialen Ergebnisse sind gekennzeichnet durch eine Verfestigung der Arbeitslinien und einem allmählichen Erreichen des Peaks. Analog unterschiedlich präsentiert sich auch das Postpeakverhalten: Während die triaxialen Arbeitslinien eine sukzessive und stetige Entfestigung aufweisen, entfestigen die Biaxialversuche abrupt und unstetig. Einem nach geringen zusätzlichen Axialdehnungen erreichten Spannungsminimum folgt ein Wiederanstieg der Festigkeit, die lt. CHARRIER *et al.* [22] als Membranreaktion (Reaktion der Probenmembran) nach fortgesetzter Verformung zu verstehen ist.

Der Unterschied der Scherfestigkeiten zwischen triaxialen und biaxialen Randbedingungen kann, wie bereits erwähnt, auf den unterschiedlichen Spannungsverlauf in der Deviatorebene d. h. auf den Einfluss der mittleren Hauptspannung σ_2 zurückzuführen sein. Darüber hinaus führt möglicherweise eine Haftreibung zwischen der Membran, die die Biaxialprobe umgibt, und den Glasplatten, die den ebenen Verformungszustand $\varepsilon_2 = 0$ ermöglichen, zu einer künstlich erhöhten Festigkeit.

4.2.4 Lokalisierungsphänomene steifer Tone

Bei Betrachtung der globalen Spannungs–Dehnungskurven, die ein Resultat der Aufzeichnung der axialen Belastungskraft und der Stempelverschiebung sind, ist in dem hier betrachteten überkonsolidierten Beaucaire–Mergel (äquivalent zu Versuchen an

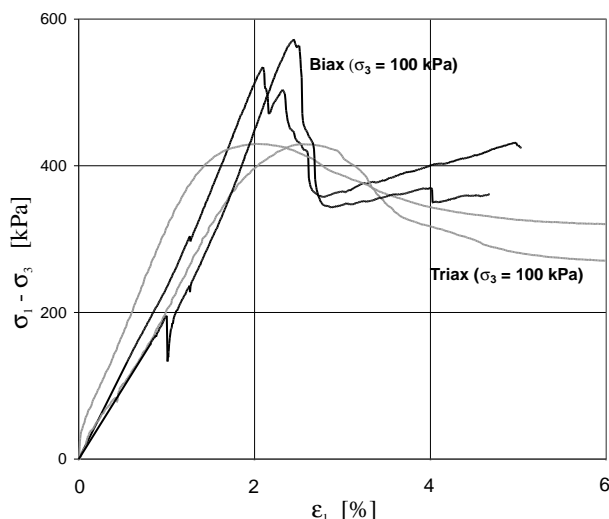


Abbildung 4.11: Vergleich drainierter Biaxial- und Triaxialversuche an Beaucaire-Mergel bei einem Seitendruck von $\sigma_3 = 100$ kPa.

dicht gelagertem Sanden) ein ausgeprägtes Entfestigungsverhalten zu beobachten. In der Folge entstehen inhomogene, lokalisierte Zonen (Scherbänder). Bei fortgesetzter Scherung spielt sich der Verformungsmechanismus vorwiegend in diesen lokalisierten Zonen ab — Dilatanz und Entfestigung setzen sich fort, bis der volumenkonstante Zustand (*constant volume* oder *critical state*) erreicht ist. Der Übergang zu einer Lokalisierung kann allmählich oder plötzlich erfolgen, wobei die wesentlichsten Faktoren, die diesen Übergang bestimmen, durch die gewählten Versuchsrandbedingungen, wie Versuchsart (z. B. triaxiale oder biaxiale Randbedingungen) und durch die verwendete Probenschlankheit und die Endflächenreibung an den Probenenden festgelegt werden (siehe auch Kap. 3.1.3).

Lokalisierungsphänomene unter triaxialen Bedingungen

Bereits 1985 haben LADE *et al.* [78] die Effekte der Lokalisierung unter triaxialen Versuchsrandbedingungen für bindige Materialien untersucht. Dabei wurde im wesentlichen zwischen zwei Arten der Lokalisierung unterscheiden: Linienbruch mit ausgeprägter Dehnungslokalisierung und Zonenbruch mit diffusen (im Sinne von zahlreichen und gleichmäßig verteilten) Verformungsfeldern. Welche dieser beiden Bruchmechanismen zum Tragen kommt, bestimmen hauptsächlich drei Faktoren:

- Die Uniformität der Dichte (bzw. Porenzahl) der Probe.
- Die potentielle Dilatanztendenz bzw. -fähigkeit des Materials (abhängig vom Überkonsolidierungsverhältnis).
- Die Probenrandbedingungen, d. h. die Schlankheit der Probe und die Endflächenschmierung der Versuchsendplatten.

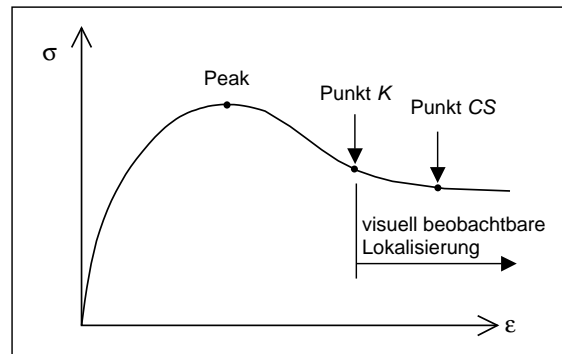


Abbildung 4.12: Zeitpunkt der Lokalisierung dargestellt in einer typischen drainierten triaxialen Arbeitslinie an Beaucaire–Mergel.

Die Beobachtungen von LADE *et al.* [78] zeigen, dass gedrungene triaxiale Kompressionsversuche mit einem Schlankheitsverhältnis von $H/D = 1$ und zusätzlicher Endflächenschmierung in aller Regel zum Zonenbruch tendieren. Der Einfluss der Probenschlankheit und der Endflächenschmierung bindiger Materialien wurde für triaxiale Randbedingungen auch mittels Computertomographie analysiert, u. a. HICHER *et al.* [68]. Bei Anwendung von Endflächenschmierung wird das Verformungsfeld deutlich homogener und der Lokalisierungsprozess kann verzögert, teils auch verhindert, werden. Die Reduktion der Probenschlankheit auf $H/D = 1$ führt dazu, dass sich die Triaxialprobe lange homogen verformt. Dehnungslokalisierungen treten in aller Regel viel später auf und entstehen weniger ausgeprägt und gleichmäßiger über die gesamte Probe verteilt. Außerdem reflektieren die entstehenden Scherbänder zu meist an den Probenendplatten.

Unter Beachtung der oben genannten Voraussetzungen für quasi–homogene Verformungszustände im Triaxialgerät — insbesondere die Verwendung gedrungener Proben mit Endflächenschmierung und die notwendige Homogenität des verwendeten Versuchsmaterials — ist es legitim, die Aufzeichnung der integralen Messgrößen (axiale Stempelkraft, Verschiebung des Probenrandes, Zelldruck etc.) über den Peak hinaus als globale Spannungs–Dehnungsbeziehungen darzustellen. Der Spannungsabfall im Postpeakbereich ist in solchen Fällen nicht abrupt, sondern in aller Regel kontinuierlich und geht bei fortgesetzter Verformung in ein Plateau, den sogenannten kritischen Zustand, über. Treten jedoch in der Probe deutlich inhomogene Verformungen auf, gehen die globalen Spannungs–Dehnungsbeziehungen verloren und werden durch den Lokalisierungsprozess zu örtlich unbekanntem Größen.

Während der Durchführung des triaxialen Versuchsprogramms an Beaucaire–Mergel war eine detaillierte Lokalisierungsuntersuchung unmöglich (Sichtbehinderung durch triaxiale Druckzelle und Membran). Dennoch wurde auf eine laufende Beobachtung der Versuchsprobe und auf eine Aufzeichnung von Veränderungen geachtet. Generell wurde analog zu Abb. 4.1 ein erster Bereich der schnelleren Entfestigung (Abbau innerer Bindungen der Ton- und Schluffteilchen — Kohäsionsentfestigung) gefolgt von einem deutlich langsamer entfestigenden Bereich (Reibungsentfestigung) festgestellt.

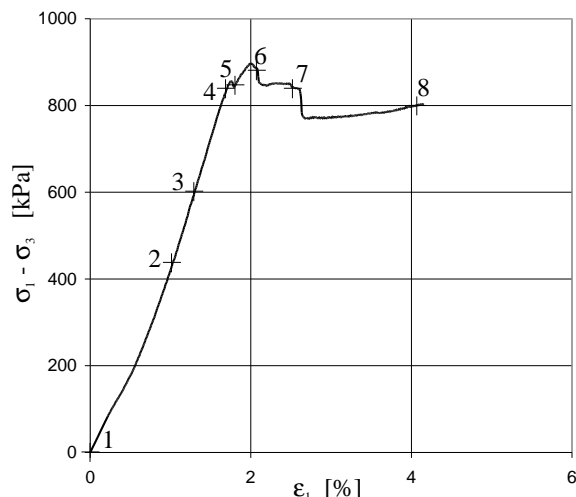


Abbildung 4.13: Verlauf der Spannungs-/Dehnungskurve eines biaxialen Kompressionsversuchs bei einem effektiven Seitendruck von $\sigma_3 = 300$ kPa mit dem Zeitpunkt der fotografischen Aufnahmen für die Stereophotogrammetrie.

Die Prinzipskizze in Abb. 4.12 illustriert einen typischen Verlauf einer drainierten triaxialen Arbeitslinie für Beaucaire–Mergel. Punkt *K* kennzeichnet den Punkt der größten Krümmung, und Punkt *CS* gibt den Übergang in den volumenkonstanten Bereich (*critical state*) an. Die homogene Probendeformation ging in den vertikal getesteten Triaxialproben in aller Regel bei einer durchschnittlichen Axialdehnung von 4 bis 6 % (zwischen den in Abb. 4.12 gekennzeichneten Punkten *K* und *CS* verloren. Zu betonen gilt hier, dass es sich um makroskopische Beobachtungen — im Sinne von ersten visuell wahrnehmbaren Lokalisierungen — handelt, die in guter qualitativer Übereinstimmung mit dokumentierten Beobachtungen an triaxialen Kompressionsversuchen an Sand stehen [105]. Allerdings können sich auf der Mikroebene, z. B. lt. experimentellen Untersuchungen von VIGGIANI *et al.* [143], bereits viel früher Inhomogenitäten einstellen.

Lokalisierungsphänomene unter biaxialen Bedingungen

Die auftretenden Inhomogenitäten während der Durchführung der Biaxialversuche wurden durch die Technik der Stereophotogrammetrie ausgewertet. Eine ausführliche Dokumentation der Ergebnisse befindet sich in einem separaten Bericht [22].

Die „*False Relief Stereophotogrammetry*“ (FRS) basiert auf der Analyse von einer Serie von Bildern, die während des Versuchsablaufs von der sich deformierenden Probe erzeugt werden. Die Methode benutzt die menschliche Fähigkeit zur 3D–Wahrnehmung. Diese 3D–Wahrnehmung wird künstlich verändert, indem das linke und rechte Auge nicht wie üblich das gleiche Bild von unterschiedlichen Blickwinkeln, sondern unterschiedliche Bilder von demselben Blickwinkel beobachten. Somit erzeugt der Stereo-Komperator eine künstliche 3D–Wahrnehmung, ein sogenanntes „falsches Relief“, das direkt mit der inkrementellen Verformung der Probe zusam-

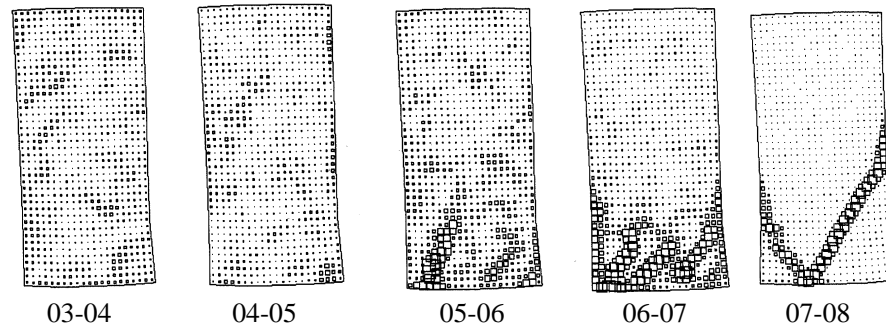


Abbildung 4.14: Stereophotogrammetrische Auswertung des biaxialen Kompressionsversuchs bei einem effektiven Seitendruck von $\sigma_3 = 300$ kPa während der Dehnungsinkremente 03–04 / 04–05 / 05–06 / 06–07 / 07–08, vgl. biaxiale Arbeitslinie in Abb. 4.13.

menhängt. Das jeweilige Inkrement ist durch die Wahl der beiden in Stereo betrachteten Bilder festgelegt. Durch diese Technik können sehr präzise Inkremente von Verschiebungsfeldern analysiert werden, die durch eine entsprechende Software in Dehnungsfelder umgesetzt werden können. Für Details zu dieser stereophotogrammetrischen Methode wird der Leser auf weitergehende Literatur verwiesen, u. a. [34, 35, 65].

Die Technik der Stereophotogrammetrie befähigt, die Entwicklung der Lokalisierungen während frei wählbarer Verformungsinkremente zu analysieren. Als Beispiel dient ein drainierter Biaxialversuch, der bei einem konstanten Seitendruck von $\sigma_3 = 300$ kPa durchgeführt wurde. In Abb. 4.13 ist die Sequenz der photographischen Aufnahmen im Verlauf der Arbeitslinie gekennzeichnet. Je zwei dieser Bilder werden genutzt, um die inkrementellen Lokalisierungsfelder zu visualisieren. In Abb. 4.14 dienen die Inkremente der Dehnungsfelder zur Darstellung der Scherbandentwicklung. Deutlich ist zu erkennen, dass während der inkrementellen Dehnungsfelder von 03–04 und 04–05 eine noch annähernd homogene Probendeformation resultiert. Erste Inhomogenitäten entstehen in den Inkrementen von 05–06 bzw. 06–07; schließlich ist im Verformungsincrement 07–08 die vollständige Ausbildung zweier Scherbänder ersichtlich.

Scherbandneigung: Neben der Darstellung der zeitlichen Entwicklung des Lokalisierungsprozesses können mit Hilfe der Stereophotogrammetrie die Neigungen der entstehenden Scherbänder untersucht werden. Abb. 4.15 gibt die resultierenden Neigungen der insgesamt 8 drainierten Biaxialversuche wieder¹³. Desweiteren sind diesen Daten die in drainierten Triaxialversuchen beobachteten Neigungen gegenübergestellt.

Die Neigung der triaxialen Scherbänder wurde durch Analyse der Probenmembran

¹³Abb. 4.15 illustriert die Neigung des Scherbandes zur Horizontalen als Funktion des effektiven Seitendrucks; es sei angemerkt, dass ein Versuch mehrere Scherbänder mit unterschiedlichen Neigungen aufweisen kann, weswegen in Abb. 4.15 die Anzahl der Daten nicht mit der Versuchsanzahl übereinstimmt.

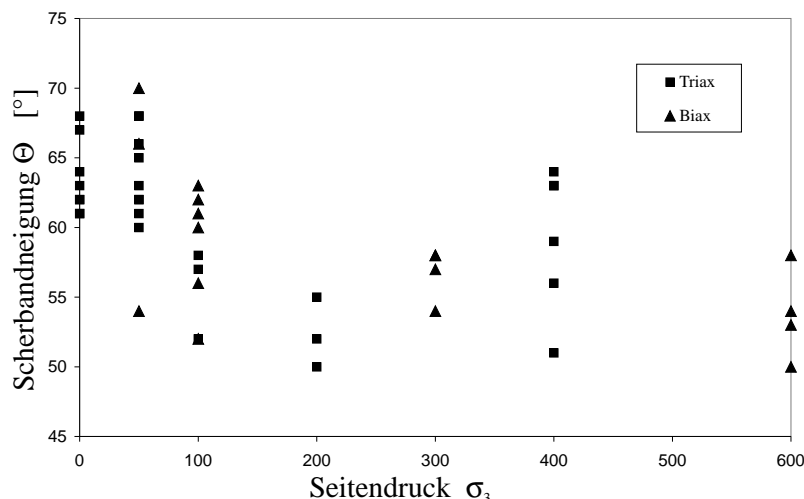


Abbildung 4.15: Scherbandneigung (zur Horizontalen) als Funktion des angewandten Seitendrucks für drainierte biaxiale und triaxiale Kompressionsversuche an Beaucaire–Mergel.

nach Beendigung des Versuchs festgestellt. Die Probenmembran wurde dabei nach Beendigung des Versuchs aufgeschnitten und entsprechend der ursprünglichen Größe auf eine Ebene aufgespannt. Dadurch, dass die Scherbänder an der Membran Materialrückstände hinterlassen, konnte die Neigung der entstandenen Scherbänder auf der projizierenden Fläche der Membran gemessen werden, Details vgl. [84]. Die Ergebnisse in Abb. 4.15 illustrieren eine Bandbreite der Neigungen zwischen 50 und 70° zur Horizontalen und zeigen eine relativ gute Übereinstimmung der triaxialen und biaxialen Ergebnisse.

Scherbanddicke: Die Scherbanddicke konnte während der durchgeführten Biaxialversuche an Beaucaire–Mergel nicht identifiziert werden; im Gegensatz zu Biaxialversuchen an Sand ist für den hier betrachteten feinkörnigen Boden die entstehende Scherbandzone makroskopisch nicht quantifizierbar.

Einen Anhaltspunkt für die Größenordnung der Scherbanddicke geben LUPINI *et al.* [82], die in einer umfangreichen Analyse Scherversuche an verschiedensten Ton–Schluffgemischen durchführten. Die Scherbanddicken konnten nach Herstellung eines Dünnschliffs (vgl. Kap. 3.1.3) unter dem Mikroskop analysiert werden. Nach deren Ergebnissen bestimmt der Tonanteil, d. h. die Größen der Bodenpartikel, die Dicke der Lokalisierungszone. Vorhandene Schluffteilchen führen zu einer deutlichen Scherzonendicke innerhalb der eine „turbulente Scherung“ zu beobachten gilt. Abb. 4.2a illustriert einen Dünnschliff an Happisburg–Ton mit einem Tonanteil von 20 %. Diese Darstellung zeigt deutlich, wie die Scherzonendicke durch die größeren Schluffteilchen bestimmt wird. Im Vergleich dazu illustriert Abb. 4.2b einen Dünnschliff an London–Ton mit einem Tonanteil von 48 %. Es ergibt sich eine klare Ausrichtung der Tonteilchen und eine infinitesimal kleine Scherbanddicke.

Neben diesen Untersuchungen an natürlichen Tonen führten LUPINI *et al.* [82] wei-

Tabelle 4.2: Resultierende Festigkeitsparameter aus den Testdaten für Beaucaire–Mergel.

Peakfestigkeit	φ [°]	c [kPa]
Triax (senkrecht zur Schichtung)	32	44
Triax (parallel zur Schichtung)	27	44
Biax	30	89
Torsionsoedometer	31	12

Restfestigkeit	φ_{Rest} [°]	c_{Rest} [kPa]
Triax (senkrecht zur Schichtung) $\varepsilon_1 = 10\%$	30	17
Triax (parallel zur Schichtung) $\varepsilon_1 = 10\%$	27	43
Triax (parallel zur Schichtung) $\varepsilon_1 = 20\%$	31	12
Biax	30	43
Torsionsoedometer	31	2

tergehende Analysen an künstlich hergestellten Sand–Bentonit–Mischungen durch. Hinsichtlich der Scherbanddicke wurde beobachtet, dass sich bis zu einem Tonanteil von 40 % Scherzonen mit einer klar definierbaren Dicke von 4–5 mm ergeben. Lag der Tonanteil jedoch über 50 %, wurde eine hauchdünne, diskontinuierliche Scherfläche festgestellt. Zu einem späteren Zeitpunkt führten HICHER *et al.* [68] detaillierte Untersuchungen unter dem Rasterelektronenmikroskop durch und analysierten für die Scherzonen zweier Tone (Kaolinit und Bentonit) einen inneren Bereich mit starker Ausrichtung der Tonteilchen (mit einer maximalen Dicke von 1 mm) sowie einen äußeren Bereich (der sogenannten Beeinflussungszone), ebenfalls mit einer feststellbaren Umorientierung der Tonteilchen, dessen Dicke mit 2 - 7 mm gemessen worden ist.

4.2.5 Auswertung der Festigkeits– und Steifigkeitsparameter

Die Testdaten an Beaucaire–Mergel wurden anhand der klassischen Betrachtungsweise der Bodenmechanik, in der prinzipiell zwischen der Steifigkeit und der Festigkeit unterschieden wird, analysiert. Diese umfangreiche Auswertung befindet sich in einem eigenständigen Bericht [84]. Im vorliegenden Kapitel werden lediglich die wichtigsten Resultate wiedergegeben, um einen ersten Anhaltspunkt für die nachfolgende Kalibrierung des Stoffgesetzes zu vermitteln.

Auswertung der Festigkeitsparameter

Zur Bestimmung der effektiven Scherparameter wurde zwischen der maximalen Festigkeit (Peakfestigkeit) und der Restfestigkeit bei fortlaufender (d. h. monotoner) Verformung und konstanter Spannung unterschieden. Die Restfestigkeit ist zum einen für Triaxialversuche definiert als die resultierende Festigkeit nach einer Axialdehnung von $\varepsilon_1 = 10\%$ bzw. $\varepsilon_1 = 20\%$ ¹⁴ und zum anderen für Biaxialversuche als die minimale Festigkeit nach dem Peak, da in diesen Versuchen bei fortgesetzter Axialverzerrung ein Wiederanstieg der Festigkeit zu beobachten gilt¹⁵. Tab. 4.2 beinhaltet eine Zusammenstellung der Festigkeitsparameter unter drainierten Bedingungen¹⁶.

Betrachtet man zunächst die resultierenden Peakreibungswinkel φ , ist eine sehr gute Übereinstimmung der verschiedenen Testreihen festzustellen. Alle Ergebnisse liefern einen Reibungswinkel in der Bandbreite zwischen $\varphi = 30$ und 32° . Lediglich die Triaxialversuchsreihe an horizontal getesteten Proben liefert mit $\varphi = 27^\circ$ einen vergleichsweise niedrigeren Wert. Eine Gegenüberstellung der Peak- und Restreibungswinkel in Tab. 4.2 verdeutlicht, dass die Reibungsentfestigung für das betrachtete Material eine untergeordnete Rolle spielt¹⁷.

Für die resultierende (Peak-)Kohäsion des Beaucaire-Mergels ist keine allgemeingültige Aussage möglich. Die Triaxialversuche liefern eine maximale Kohäsion von $c = 44$ kPa. Die Biaxialversuche weisen einen erheblich höheren Wert der Kohäsion auf ($c = 89$ kPa). Gründe für diese höheren Werte werden, wie in Kap. 4.2.3 erläutert, zum einen im Einfluss der mittleren Hauptspannung vermutet, zum anderen könnte eine Haftreibung¹⁸ zu einer künstlich erhöhten Festigkeit führen. Die Auswertung der Festigkeit im Torsionsoedometer lieferte überraschend geringe Werte der Kohäsion ($c = 12$ kPa). Die im Torsionsoedometer aufgebrachte Einfachschерung führt zur Rotation der Hauptspannungen, welche sich durch das anisotrope Verhalten des Materials auf die resultierende Festigkeit auswirkt. Nebenbei sind die speziell für diesen steifen Ton schwierigen Einbauverhältnisse Faktoren, die eine künstliche Reduktion der Kohäsion (d. h. eine Vorschädigung des Materials) zur Folge haben könnten (Details vgl. MARCHER [84]).

Aus Tab. 4.2 geht ebenso hervor, dass die Abnahme der Kohäsion im Postpeak-Bereich unterschiedliche Werte liefert. Die Triaxialversuche an senkrecht zur Schichtung getesteten Proben liefern die ausgeprägteste Kohäsionsentfestigung, während die Biaxialversuche wegen der speziellen Randbedingungen (insbesondere Probenmembran-Reaktion nach fortgesetzter Verformung, vgl. Kap. 4.2.3) weniger entfesti-

¹⁴Siehe hierzu auch Ausführungen in Kap. 4.1.6.

¹⁵Siehe hierzu auch weitergehende Erläuterungen in Kap. 4.2.3.

¹⁶Eine vollständige Zusammenstellung der ermittelten Festigkeitsparameter unter drainierten und undrainierten Bedingungen befindet sich in MARCHER [84].

¹⁷Im Sinne einer Betrachtung der Restfestigkeit als *post rupture strength* nach relativ kleinen Dehnungen innerhalb der lokalisierten Zonen — vgl. Kap. 4.1.6.

¹⁸Haftreibung zwischen der Membran, die die Biaxialprobe umgibt, und den Glasplatten, die den ebenen Verformungszustand $\varepsilon_2 = 0$ ermöglichen.

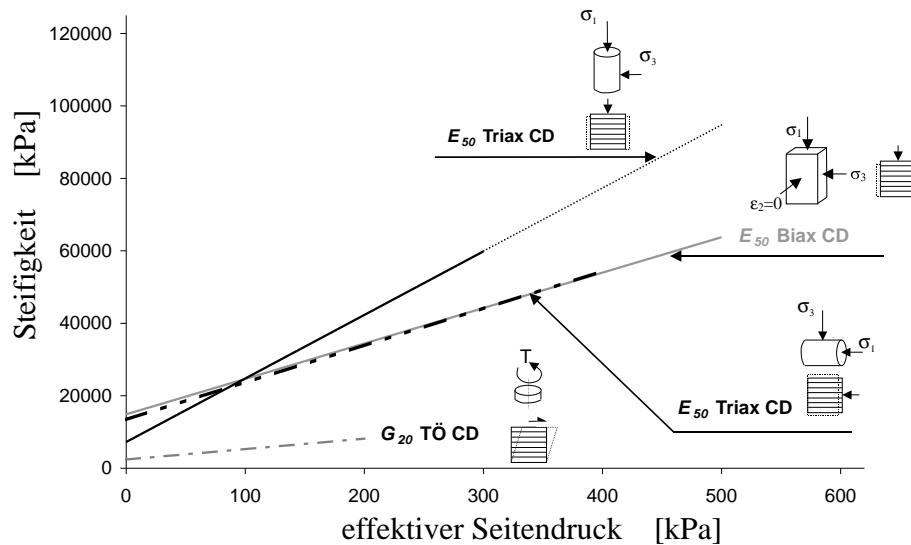


Abbildung 4.16: Sekantensteifigkeit E_{50} bzw. Schubmodul G_{20} als Funktion des effektiven Seitendrucks σ_3 bzw. der oedometrischen Auflast σ .

gen. Die Torsionsoedometerversuche führen durch einen größeren Scherweg innerhalb der lokalisierten Zone(n) zu einer fast vollständigen Kohäsionsentfestigung. Unter den Bedingungen der „horizontal getesteten“ Triaxialversuche (größere Hauptspannung σ_1 während der Kompressionsphase parallel zur Sedimentationsschichtung) ist wegen des wesentlich duktileren Materialverhaltens¹⁹ nach einer Axialdehnung von $\varepsilon_1 = 10\%$ die Entfestigung noch nahezu vernachlässigbar klein.

Auswertung der Steifigkeitsparameter

Zur Bestimmung der Steifigkeit des Materials wurde zum einen die Sekantensteifigkeit E_{50} — eine Steifigkeit, die mit der Mobilisierung der maximalen Scherfestigkeit von 50 % korrespondiert, verwendet (vgl. Abb. 3.9). Als zusätzliche Information dient die Darstellung des Schubmoduls G_{20} der Torsionsoedometerversuche. Dieser Modul ist definiert als die Steifigkeit, die mit der Mobilisierung der maximalen Schubspannung von 20 % korrespondiert.

Abb. 4.16 beinhaltet eine Zusammenstellung der Steifigkeitsparameter unter drainierten Bedingungen²⁰. Wie aus dieser Abbildung hervorgeht, konnte für alle Versuchsreihen eine lineare Zunahme der Sekantensteifigkeit E_{50} mit dem effektiven Seitendruck σ_3 festgestellt werden. Die Ergebnisse resultieren aus einer linearen Regression der entsprechenden Datenpunkte. Die Zusammenstellung in Abb. 4.16 enthält Ergebnisse für Sekantensteifigkeiten von Tests unter 4 verschiedenen Versuchsrandbedingungen. Die höchste Steifigkeit liefern die Ergebnisse der Triaxial-

¹⁹Vergleiche hierzu Ausführungen in Kap. 4.2.2 des vorliegenden Beitrags.

²⁰Eine vollständige Zusammenstellung der ermittelten Steifigkeitsparameter unter drainierten und undrainierten Bedingungen befindet sich in MARCHER [84].

versuche vertikal gestesteter Probenkörper. Demgegenüber zeigen die horizontal gestesteten Triaxialversuche — in Abb. 4.16 punkt–strichliert gekennzeichnet — eine deutlich geringere Steifigkeit bei höheren Seitendrücken σ_3 .

Eine weitere — und zunächst überraschende — Feststellung, die aus Abb. 4.16 zu ziehen ist, betrifft die im Vergleich zu den triaxialen Ergebnissen geringere Steifigkeit der biaxialen Ergebnisse, insbesondere bei moderatem bis höherem Spannungsniveau. Ursachen hierfür sind vermutlich in der Versuchsvorbereitung und den speziellen Randbedingungen zur Herstellung eines ebenen Verformungszustandes zu finden (vgl. Kap. 4.2.3).

Als zusätzliche Information dient die Darstellung des Schubmoduls G_{20} der Torsionsoedometerversuche. Ein direkter Vergleich mit den Sekantensteifigkeiten der triaxialen und biaxialen Versuchsreihen ist wegen der unterschiedlichen Definition (zum einen Festigkeit bezogen auf die Deviatorspannung $(\sigma_1 - \sigma_3)$ bzw. Festigkeit bezogen auf die Schubspannung τ) nicht möglich. Eine Gegenüberstellung des Schubmoduls aus dem Torsionsoedometer mit dem triaxialen Steifemodul gelingt über die bekannte Beziehung des Elastizitäts- und Schubmoduls aus der Elastizitätstheorie. Dieser Vergleich zeigt, dass der resultierende Schubmodul aus Bedingungen des Torsionsoedometers um ca. einen Faktor 2 geringer ist, als ein äquivalenter Schubmodul bei triaxialen Randbedingungen²¹. Gründe hierfür liegen zum einen in den speziell für diesen steifen Ton schwierigen Einbauverhältnissen, die eine künstliche Reduktion der Steifigkeit (d. h. eine Vorschädigung des Materials) zur Folge haben könnten. Andererseits übt die stattfindende Rotation der Hauptspannungen innerhalb des zu tordierenden Versuchskörpers einen großen Einfluss auf das Materialverhalten aus.

4.3 Lokale Modellierung und Parameteridentifikation

Ziel der vorliegenden Parameteridentifikation ist es, einen Parametersatz zu finden, der das Materialverhalten des Beaucaire–Mergels abbilden kann. Verwendung findet dabei das HS–Modell ohne Erweiterung um eine Entfestigung²². In einem ersten Schritt werden Ergebnisse axialsymmetrischer Elementtests (triaxiale Kompressionsversuche und Oedometerversuche) verwendet, um eine Kalibrierung für das betrachtete Material zu erreichen. In einer weiteren Phase wird das HS–Modell angewandt, um das Spannungs–Dehnungsverhalten unter ebener Verformung (durch Nachrechnung der Biaxialversuche und Torsionsoedometerversuche²³) zu simulieren. Der Vergleich an Testdaten findet zunächst lokal, d. h. an einem Spannungspunkt statt. Die Simulation inhomogener Verformungen, die insbesondere zur Abbildung

²¹Details hierzu sind dem separaten Versuchsbericht zu entnehmen [84].

²²Ein entsprechender Ansatz zur Beschreibung der Entfestigungsvorgänge wird im nachfolgenden Kapitel separat behandelt.

²³Die Scherphase im Torsionsoedometer wird durch die Randbedingungen eines Einfachscherversuches abgebildet.

der Versuche unter ebener Verformung erforderlich sind, werden in Kapitel 4.4 behandelt.

Ein erster Anhaltspunkt für die notwendigen Parameter im HS-Modell sind die ermittelten Festigkeits- und Steifigkeitsparameter als Resultat einer Auswertung der Versuchsdaten (siehe Kap. 4.2.5). Dabei ergibt sich die Schwierigkeit, dass das verwendete HS-Modell lediglich isotropes Materialverhalten wiedergeben kann, während das Materialverhalten des Beaucaire-Mergels stark durch die vorhandene Sedimentationsanisotropie gekennzeichnet ist. Diese Anisotropie wirkt sich sowohl auf die resultierende Festigkeit als auch auf die Steifigkeit des Beaucaire-Mergels aus:

- Eine detaillierte Analyse der experimentell bestimmten Festigkeitsparameter zeigte, dass primär die (Peak-)Kohäsion c durch die Schichtanisotropie beeinflusst wird²⁴, während der Reibungswinkel φ bei Anwendung verschiedenster Versuchsrandbedingungen relativ konstant bleibt.
- Die Gegenüberstellung der Triaxialversuche mit Axialdehnung senkrecht bzw. parallel zur Schichtung zeigt, dass die Anfangssteifigkeiten der beiden Versuchsbedingungen noch vergleichbar sind, jedoch weisen die horizontal zur Schichtung eingebauten Triaxproben unter zunehmender Belastung eine ausgeprägte Nichtlinearität der Arbeitslinie auf und das Maximum der Deviatorspannungen wird bei deutlich größeren Axialdehnungen erreicht (vgl. Abb. 4.9).

Die Effekte der Schichtanisotropie, die bei Anwendung eines isotropen Materialmodells und eines fixen Parametersatzes nicht wiedergegeben werden können, werden nachfolgend durch die Einführung zweier variabler Eingabegrößen gesteuert.

4.3.1 Parameteridentifikation für Beaucaire-Mergel

Das Hardening-Soil-Modell benötigt in der Standardformulierung 8 Materialparameter:

- φ : (Peak-)Reibungswinkel,
- c : (Peak-)Kohäsion,
- ψ : maximaler Dilatanzwinkel,
- E_{50}^{ref} : triaxiale Sekantensteifigkeit (für Referenzspannung σ^{ref}),
- E_s^{ref} : Oedometersteifigkeit (für Referenzspannung σ^{ref}),
- m : Exponent,
- E_{ur}^{ref} : Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit (für Referenzspannung σ^{ref}),
- ν_{ur} : Poissonzahl bzw. Querdehnzahl für Ent- und Wiederbelastungsvorgänge.

Eine Spannungspunktanalyse führte zu den in Tab. 4.3 angegebenen Eingabeparametern. Dieser Parametersatz gilt für senkrecht zur Schichtung getestete axialsym-

²⁴Die Auswertung der Restkohäsion zeigte sich als relativ isotrop, vgl. Tab. 4.2.

Tabelle 4.3: Parametersatz des HS Modells für Beaucaire–Mergel ($\sigma^{ref} = 100$ kPa).

φ [°]	c [kPa]	ψ [°]	E_{50}^{ref} [kPa]	E_s^{ref} [kPa]	m	E_{ur}^{ref} [kPa]	ν_{ur}
30	47	10	30000	15000	0,9	100000	0,25

metrische Elementtests (Triax und Oedometer). Für die Nachrechnung der Versuche unter ebener Verformung wurde die Kohäsion als variable Größe definiert: die in Kap. 4.2.5 angeführten speziellen Versuchsrandbedingungen führen zu einer Erhöhung der Kohäsion auf $c = 95$ kPa unter ebener Verformung bzw. zu einer Reduzierung der Kohäsion auf $c = 12$ kPa zur Wiedergabe der Bedingungen im Torsionsoedometer.

Die geringfügig niedrigere Festigkeit der Triaxialversuche mit Kompressionsphase parallel zur Sedimentationsschichtung wird durch einen Kohäsionswert $c = 35$ kPa wiedergegeben. Für das relativ duktile und stark verfestigende Materialverhalten dieser Versuche wird für das Spannungsverhältnis R_f ²⁵ ein Wert von $R_f = 0,9$ verwendet, während das wesentlich steifere Verhalten der senkrecht zur Sedimentationsschichtung getesteten Triaxproben durch $R_f = 0,5$ simuliert wird.

Oedometertests: Zur Kalibrierung des HS-Modells wurden vier Oedometerergebnisse verwendet. Neben den drei am IGS durchgeführten Versuchen wurde ein weiterer Versuch mit einer anderen Versuchseinrichtung ausgeführt [84]. Durch die bestehende Systemnachgiebigkeit (Eigendeformation der Anlage) des am IGS verwendeten Oedometergerätes und der damit notwendigen Einrechnung eines Messfehlers wird dem oedometrischen Spannungs-Dehnungsverhalten des zusätzlichen Tests, das ein geringfügig steiferes Verhalten zeigt, Vorrang gegeben. Insbesondere mit diesem Test zeigt die numerische Nachrechnung einen hohen Grad an Übereinstimmung (Abb. 4.17).

Drainierte Triaxialtests — Kompressionsphase senkrecht zur Schichtung: Abb. 4.18a und 4.18b beinhalten je zwei unterschiedliche Kurven: die eine gibt den Spannungsdeviator, die zweite Kurve die Volumendehnungen als Funktion der Axialdehnungen wieder. Abb. 4.18a illustriert Daten bei einem Seitendruck von 50 kPa, während in Abb. 4.18b ein konstanter Seitendruck von 200 kPa betrachtet wird. Für das geringere Spannungsniveau ($\sigma_3 = 50$ kPa) stehen 2 Tests zur Verfügung. Die Kalibrierung mit den in Tab. 4.3 angegebenen Parametern zeigt, dass die Steifigkeit sehr gut wiedergegeben werden kann. Werden jedoch die Testdaten bei $\sigma_3 = 200$ kPa betrachtet (Abb. 4.18b), bildet das HS-Modell lediglich den Belastungsbeginn sehr gut ab, Abweichungen ergeben sich im weiteren Verlauf der Lastaufbringung. Die Tests zeigen eine geringfügig stärkere Tendenz der Verfestigung als die Modellrechnung. Die Peakfestigkeit wird bei einem Spannungsniveau von $\sigma_3 = 50$ kPa leicht überschätzt, bei einem Seitendruck von 200 kPa jedoch sehr gut getroffen.

²⁵ R_f bezeichnet das Verhältnis zwischen der maximalen Deviatorspannung q_f und der asymptotischen Deviatorspannung q_a (vgl. Glg. (3.34)) und beeinflusst den hyperbolischen Verlauf der Arbeitslinie (vgl. Abb. 3.9).

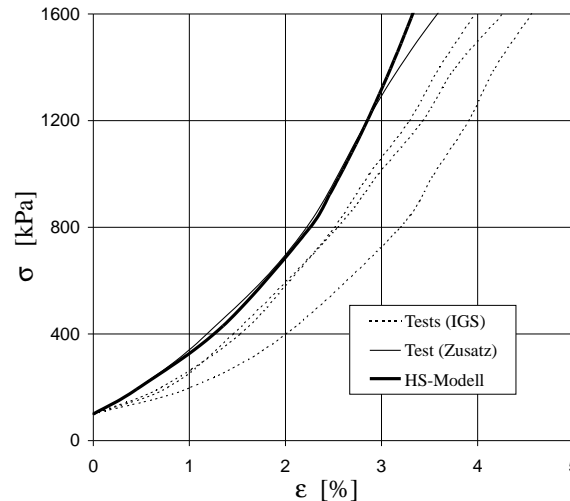


Abbildung 4.17: Oedometerversuche — Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse für Beaucaire-Mergel.

Bei Betrachtung der Volumendehnungen zeigt sich, dass das HS-Modell die anfängliche Kontraktanz bei einem Spannungsniveau von $\sigma_3 = 50$ kPa leicht überschätzt. Der Beginn des dilatanten Materialverhaltens setzt im Vergleich zu den Testdaten generell zu spät ein, während die maximal mobilisierte Dilatanz vom Modell annehmbar simuliert wird.

Drainierte Triaxialtests — Kompressionsphase parallel zur Schichtung: Abb. 4.19a und 4.19b beinhalten Versuche mit Axialbelastung parallel zur Sedimentationsschichtung. Im Unterschied zu den in Tab. 4.3 genannten Parametern wird für die Nachrechnung dieser Tests die Kohäsion auf $c = 35$ kPa reduziert. Für das relativ duktile und stark verfestigende Materialverhalten dieser Versuche wird — wie bereits erwähnt — das Spannungsverhältnis R_f (vgl. Glg. (3.34)) zu 0,9 gewählt. Unter Voraussetzung dieser geringfügigen Modifikation zeigen die Modellnachrechnungen für beide Versuche ($\sigma_3 = 50$ kPa in Abb. 4.19a und $\sigma_3 = 100$ kPa in Abb. 4.19b) sowohl für das Spannungs-Dehnungsverhalten als auch für die Volumendehnungen eine hinreichend genaue Übereinstimmung mit den zur Verfügung stehenden Testdaten. Der Übergang von Kontraktanz zu Dilatanz erscheint in der Simulation dieser Versuchsreihe deutlich besser wiedergegeben, jedoch wird das Ausmaß der maximalen Dilatanz überschätzt.

Biaxialtests: Abb. 4.20 präsentiert Biaxialtests bei Seitendrücken von 100 bzw. 200 kPa. Die aus den Versuchen resultierende Festigkeit ergibt einen ausgesprochen hohen Kohäsionswert. Gründe hierfür werden, wie in Kap. 4.2.5 erläutert, neben dem Einfluss der mittleren Hauptspannung auch in einer auftretenden Haftreibung²⁶ vermutet. Im Unterschied zu den in Tab. 4.3 genannten Parametern wird für die Nachrechnung dieser Tests die Kohäsion auf $c = 95$ kPa erhöht. Bei Gegenüberstellung der Kalibrierung mit den Tests wird klar, dass die numerische Anfangssteifigkeit

²⁶Haftreibung zwischen der Membran, die die Biaxialprobe umgibt, und den Glasplatten, die den ebenen Verformungszustand $\varepsilon_2 = 0$ ermöglichen.

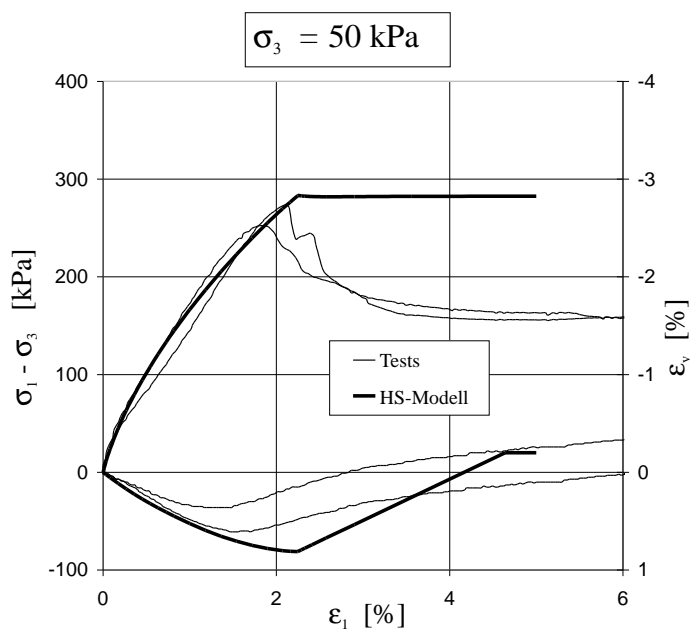
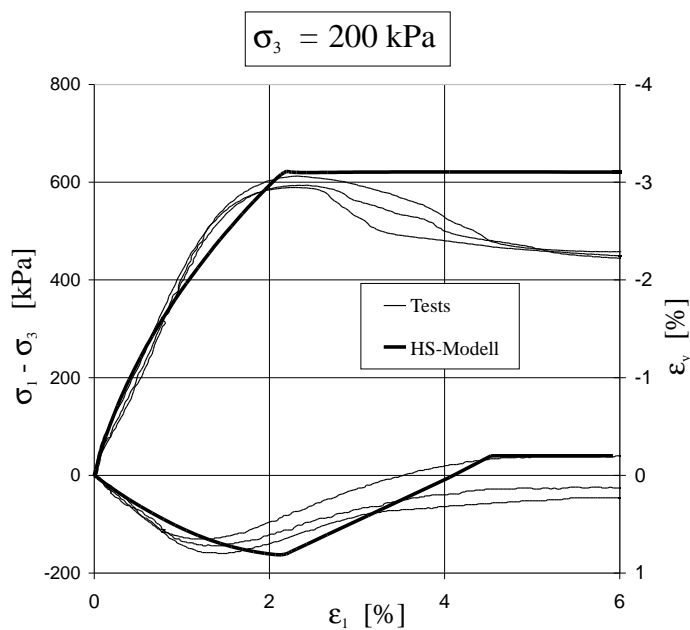
a) Triaxiale Kompressionsversuche bei einem Seitendruck von $\sigma_3 = 50$ kPa.b) Triaxiale Kompressionsversuche bei einem Seitendruck von $\sigma_3 = 200$ kPa.

Abbildung 4.18: Drainierte Standard-Triaxialversuche mit Kompressionsphase senkrecht zur Schichtung — Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse für Beaucaire-Mergel.

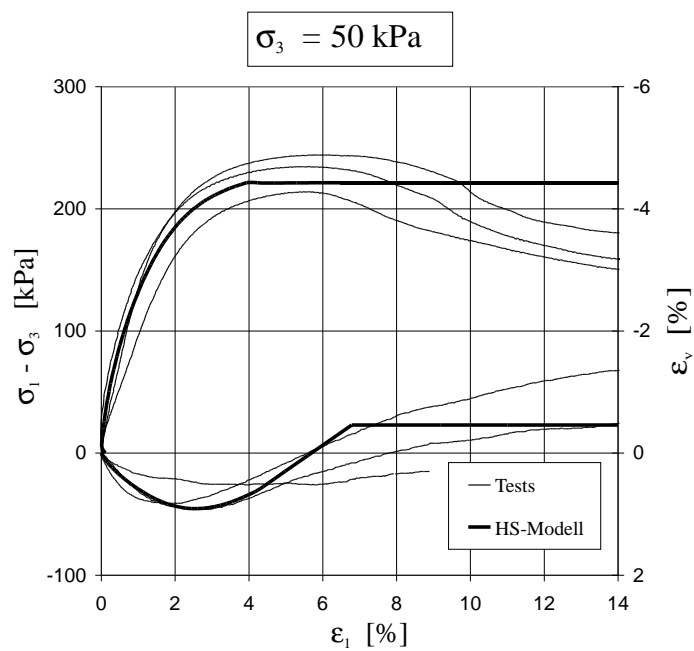
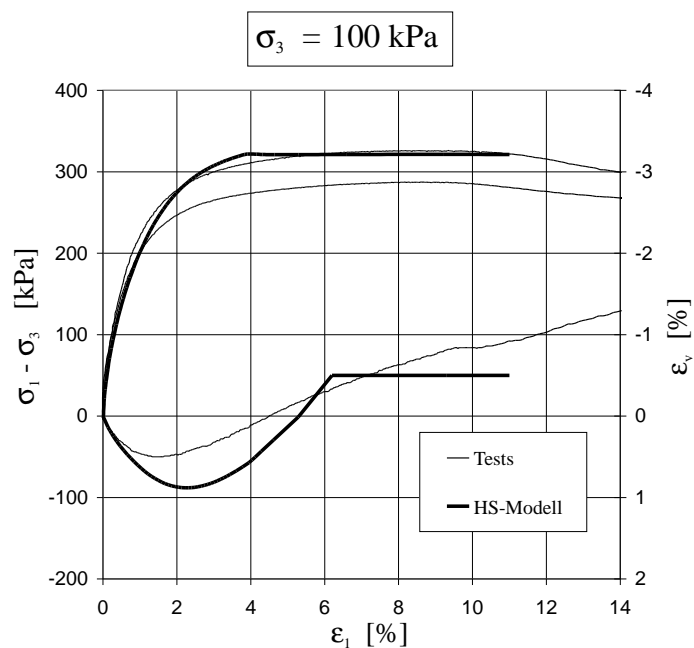
a) Triaxiale Kompressionsversuche bei einem Seitendruck von $\sigma_3 = 50$ kPa.b) Triaxiale Kompressionsversuche bei einem Seitendruck von $\sigma_3 = 50$ kPa.

Abbildung 4.19: Drainierte Standard-Triaxialversuche mit Kompressionsphase parallel zur Schichtung — Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse für Beaucaire-Mergel.

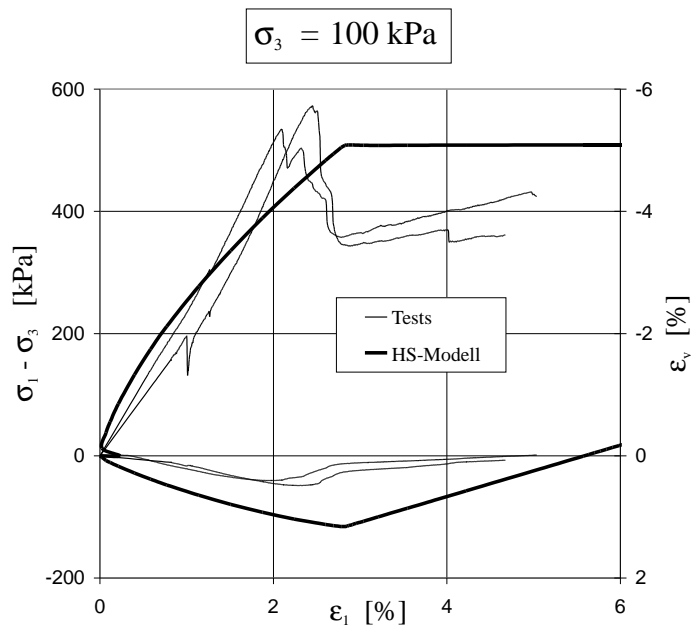
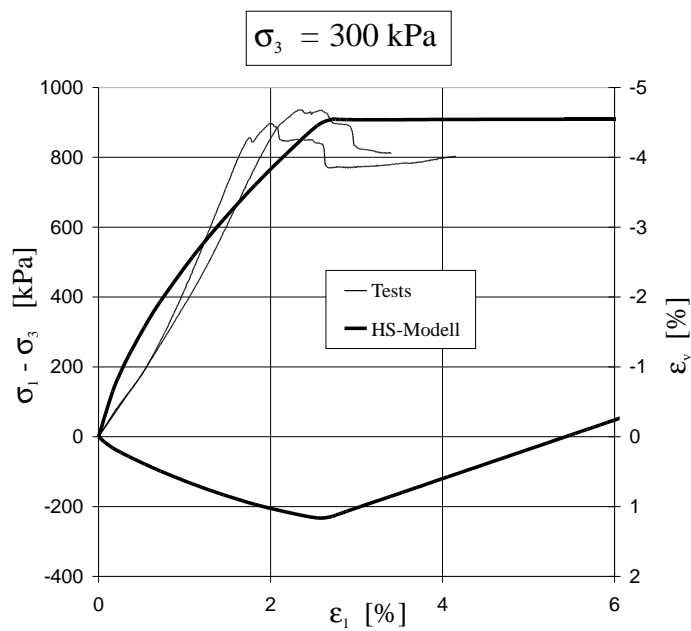
a) Biaxiale Kompressionsversuche bei einem Seitendruck von $\sigma_3 = 100$ kPa.b) Biaxiale Kompressionsversuche bei einem Seitendruck von $\sigma_3 = 300$ kPa.

Abbildung 4.20: Drainierte biaxiale Kompressionsversuche — Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse für Beaucaire-Merger.

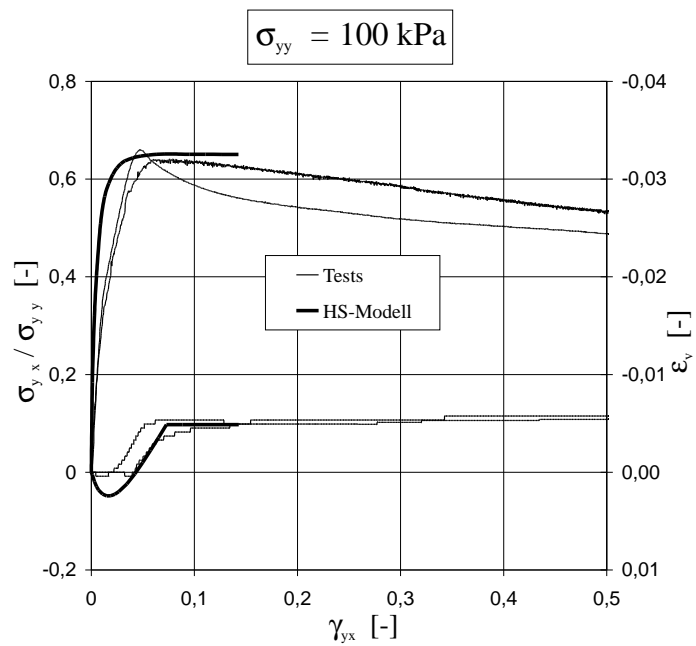
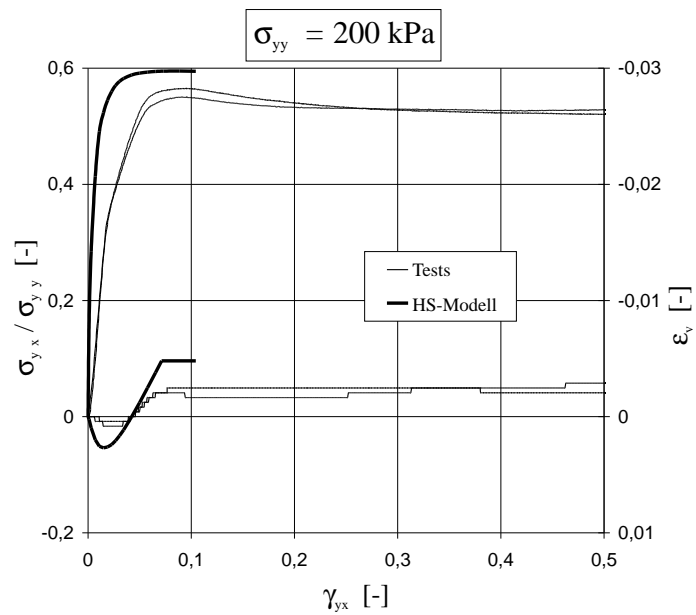
a) Torsionsoedometerversuche bei einer Vertikalbelastung von $\sigma_{yy} = 100$ kPa.b) Torsionsoedometerversuche bei einer Vertikalbelastung von $\sigma_{yy} = 200$ kPa.

Abbildung 4.21: Drainierte Torsionsoedometerversuche — Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse für Beaucaire-Mergel.

deutlich überschätzt wird. Generell kann der aus den Versuchen resultierende lineare (teils „über-lineare“) Spannungsanstieg durch das verfestigende Stoffgesetz nicht wiedergegeben werden. Für die Entwicklung der Volumendehnungen stehen nur für ein Spannungsniveau ($\sigma_3 = 100$ kPa in Abb. 4.20a) Daten zur Verfügung, die eine numerische Überschätzung des kontraktanten Verhaltens aufzeigen.

Torsionsoedomertests: Die Abb. 4.21 illustriert die Resultate aus dem Torsionsoedometer bei einer vertikalen Auflast von $\sigma_{yy} = 100$ bzw. 200 kPa. In diesen Diagrammen ist einerseits das Spannungsverhältnis σ_{xy}/σ_{yy} (linke Vertikalachse) über der Schubverzerrung γ_{xy} aufgetragen; andererseits ist die Volumendehnung (rechte Vertikalachse) als Funktion der Schubverzerrung dargestellt. Die Randbedingungen der Scherphase im Torsionsoedometer wird durch die Modellierung eines Einfachscherversuchs abgebildet.

Das anisotrope Materialverhalten des Beaucaire-Mergels unter Versuchsbedingungen der Spannungsrotation und die für diesen steifen Ton schwierigen Einbauverhältnisse (vgl. Kap. 4.2.5) sind Faktoren, die eine Reduktion der Kohäsion zur Folge haben können. Im Unterschied zu den in Tab. 4.3 genannten Parametern wird für die Nachrechnung dieser Tests die Kohäsion auf $c = 12$ kPa reduziert.

Die Gegenüberstellung der Nachrechnung mit den experimentell ermittelten Daten verdeutlicht, dass die tatsächliche Steifigkeit signifikant überschätzt wird. Darüber hinaus zeigt der Vergleich, dass bezüglich der Volumendehnungen die anfängliche Kontraktanz überschätzt wird, während sich der maximale Dilatanzwinkel mit den Daten in guter Übereinstimmung befindet.

4.3.2 Kohäsionsentfestigung — ein empirischer Ansatz

Die Entwicklung eines Ansatzes zur Beschreibung der Effekte der Kohäsionsentfestigung soll nachfolgend anhand der zur Verfügung stehenden Testdaten an Beaucaire-Mergel geschehen. Unter Verwendung der Triaxialdaten²⁷ kann eine erste Visualisierung der Entfestigung vorgenommen werden. Abb. 4.22 illustriert Testdaten bei unterschiedlichen Seitendrücken in der Spannungsebene ($p - q$ - Diagramm)²⁸, in der die Festigkeitsreduzierung als Parallelverschiebung der Festigkeitsgeraden von einem Peakwert zu einem Restwert im kritischen Zustand erscheint. Die Entfestigung wird somit primär durch die Kohäsion und nur im untergeordneten Maße durch den Reibungswinkel bestimmt.

Die Entfestigung in feinkörnigen bindigen Böden kann generell aus einer Reduzierung der Kohäsion und des Reibungswinkels bestehen. Versuche an natürlichen und künstlich hergestellten Tonproben zeigen, dass in sandigen bzw. schluffigen Tönen die Kohäsionsentfestigung dominiert und immer mit einer Dilatanz verbunden ist

²⁷Als Datenbasis dienen die drainierten Triaxialversuche an senkrecht zur Sedimentationsschichtung getesteten Proben, die ein ausgeprägtes Entfestigungsverhalten aufzeigen, vgl. Abb. 4.8.

²⁸Definitionen der Roscoe-Variablen lt. Gln. 3.12 bzw. 3.13.

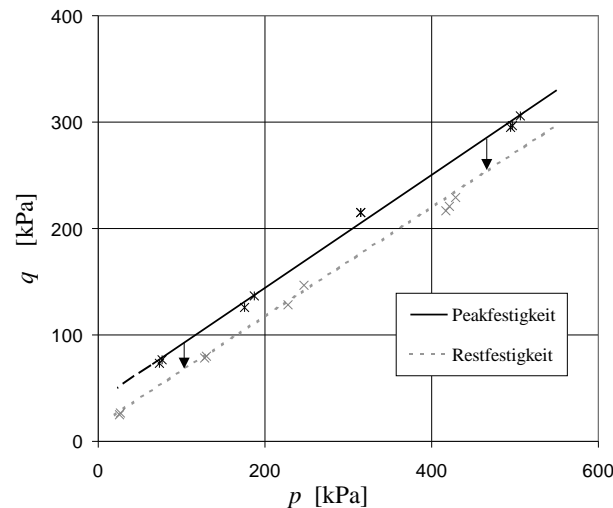


Abbildung 4.22: Parallelverschiebung der Festigkeitsgeraden für drainierte Triaxialergebnisse an Beaucaire-Mergel.

(vgl. Kap. 4.1.6); eine deutliche Reibungsentfestigung ist in solchen Böden nicht festzustellen.

Der in der vorliegenden Arbeit betrachtete Beaucaire-Mergel ist hinsichtlich der Partikelgröße als toniger Schluff zu charakterisieren (vgl. Kap. 4.2.1). Innerhalb der lokalisierten Zone dominieren die größeren Schluffteilchen den Schermechanismus und führen nach LUPINI *et al.* [82] zu einer „turbulenten Scherung“ und somit zu einer Dilatanz, d. h. einer Auflockerung des Gefüges und damit einhergehend zu einer Auflösung der kohäsiven Verbindungen. Darüber hinaus ist Beaucaire-Mergel, wie bereits erwähnt, vorbelastet (überkonsolidiert). GUDEHUS [62] merkt dazu an, dass in überkonsolidierten Tonen die Porenzahl kleiner als die kritische (volumenkonstante) Porenzahl ist. Unter fortgesetzter Verformung innerhalb der Scherzone strebt dann der überkonsolidierte Ton äquivalent zu einem dicht gelagerten Sand der kritischen Porenzahl entgegen. Die dafür maßgebende Dilatanz hängt allerdings im Unterschied zu Schermechanismen in Sanden erheblich vom Grad der Überkonsolidierung und weiteren Einflussfaktoren (wie z. B. Vorschädigung des Materials) ab.

In Sanden kann das dilatante Materialverhalten und das damit einhergehende Entfestigungsverhalten auf Grundlage von Testdaten durch eine lineare Relation zwischen dem Reibungswinkel φ und der Porenzahl e approximiert werden (vgl. Abb. 3.7). Für natürlich bindige Böden ist es nicht möglich, eine solche direkte empirische Beziehung für die Kohäsionsentfestigung (c als Funktion der Porenzahl e) anzusetzen²⁹.

Das Phänomen der dilatanten Scherung wird für den Ansatz der Kohäsionsentfestigung dennoch genutzt. Die Prinzipskizze in Abb. 4.23 verdeutlicht die Abnahme der Kohäsion von einem Peak- zu einem Restwert durch eine Beziehung zwischen der

²⁹Am Beispiel des betrachteten Beaucaire-Mergels wird klar, dass das Material nur in seiner natürlichen Dichte vorliegt und aus diesem Grunde eine experimentelle Bestimmung der Kohäsion c als Funktion der Porenzahl e fehlschlägt.

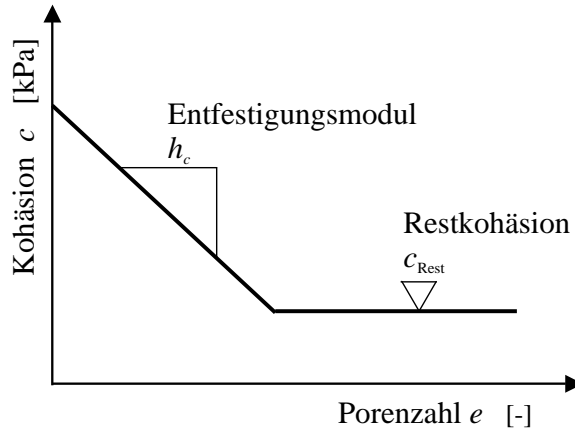


Abbildung 4.23: Kohäsionsentfestigungsansatz — Kohäsion c als Funktion der Porenzahl e bzw. der Volumendehnung ε_v .

hier gewählten Entfestigungsvariable bzw. Zustandsgröße der Entfestigung (Porenzahl e) und dem Entfestigungsmodul h_c :

$$\frac{dc}{de} = -h_c \quad \text{für} \quad c > c_{Rest} \quad . \quad (4.1)$$

Die lineare Relation zwischen der Kohäsion c und der Porenzahl e ist als eine erste Annahme zu verstehen, da weitergehende experimentelle Erfahrungswerte fehlen; liegen solche Daten vor, kann Glg. (4.1) entsprechend angepasst werden³⁰. In der aktuellen Version des Entfestigungsgesetzes findet die Reduktion der Kohäsion bis zum Erreichen einer vorgegebenen Restkohäsion c_{Rest} statt.

Unter Verwendung der Beziehung zwischen der Porenzahl und der Volumendehnung nach Glg. (3.8) kann die Abnahme der Kohäsion als Funktion des Entfestigungsmoduls h_c und der plastischen Volumendehnungen ε_v^p beschrieben werden³¹. Die Kombination dieser Beziehung mit Glg. (4.1) ergibt nachfolgenden Ansatz für die Kohäsionsentfestigung:

$$\frac{dc}{d\varepsilon_v^p} = -h_c (1 + e_0) \quad . \quad (4.2)$$

Analog zu Schervorgängen in reinen Reibungsmaterialien (vgl. Kap. 3.2.1), ist bei der Analyse von Lokalisierungsphänomenen bindiger Reibungsmaterialien prinzipiell zwischen der Materialentfestigung und der geometrischen Entfestigung zu un-

³⁰Vorstellbar wäre der Ansatz eines Entfestigungsmoduls h_c als Funktion der Schubverzerrungen innerhalb der lokalisierten Zone. Diese Vorgehensweise würde dann auch die Unterscheidung einer Restkohäsion c_{Rest} nach kleinen Relativverschiebungen und einer Endkohäsion c_{End} nach großen Relativverschiebungen innerhalb der Lokalisierungszone erübrigen.

³¹Da Böden unter monotoner Belastung lediglich geringe elastische Dehnungen erfahren, ist die Differenz zwischen ε_v^p und ε_v verschwindend klein ($\varepsilon_v^e \approx 0$).

terscheiden. Die Materialentfestigung entsteht durch Dilatanz, d. h. durch eine Auflockerung des Bodengefüges und kann im idealen Fall an einer homogen deformierbaren Probe beobachtet werden. Triaxialversuche an kohäsiven Proben zeigen bei Anwendung verbesserter Randbedingungen (gedrungene Triaxialproben mit Endflächenschmierung) ein im Vergleich zu herkömmlichen schlanken Proben deutlich homogeneres Verformungsfeld im Postpeakbereich (Bedeutsam ist vor allem der allmähliche, stetige Entfestigungsvorgang, vgl. Kap. 4.2.2.). Im Laufe der weiter fortgesetzten Verformung sind jedoch erste Lokalisierungen feststellbar, und der Entfestigungsvorgang wird dann durch einen weiteren Anteil aus der inhomogenen Probendeformation bestimmt.

4.3.3 Lokale Modellierung mit Kohäsionsentfestigung

Der in Glg. (4.2) vorgestellte Ansatz der Kohäsionsentfestigung wird als Erweiterung in das bestehende Hyperbolische Modell, welches in Kap. 3.2.2 beschrieben wurde, eingeführt.

Das implementierte Entfestigungsgesetz bedient sich des Ansatzes aus Glg. (4.2). Es wird eine Formulierung gewählt, in der die Kohäsionsentfestigung mit positiven Werten des Dilatanzwinkels ψ_m verbunden ist ($\psi_m > 0$ bzw. $\dot{\epsilon}_v > 0$). In Geschwindigkeitsformulierung resultiert:

$$\begin{aligned} \dot{c} &= -h_c (1 + e_0) \dot{\epsilon}_v^p \quad \text{für} \quad \dot{\epsilon}_v \leq 0 \quad , \\ \dot{c} &= 0 \quad \text{für} \quad \dot{\epsilon}_v > 0 \quad . \end{aligned} \quad (4.3)$$

Die plastische Volumendehnung $\dot{\epsilon}_v^p$ dient als Entfestigungsvariable. Die Formulierung des Hyperbolischen Modells (Kap. 3.2.2) gilt weiterhin unter der Beachtung, dass mit Einsetzen der Kohäsionsentfestigung die Kohäsion c als Zustandsparameter zu betrachten ist. Die Konsistenzbedingung nach Glg. (3.46) bleibt bestehen und die Ermittlung des plastischen Multiplikators nach Glg. (3.47) beinhaltet den Parameter H , der im vorliegenden Fall als Ver- und Entfestigungsparameter dient.

4.3.4 Kalibrierung der Kohäsionsentfestigung

Die Parameter, die das Hyperbolische Modell ohne Entfestigungserweiterung benötigt, wurden bereits anhand einer Kalibrierung durch Nachrechnung der Testdaten an Beaucaire–Mergel identifiziert (vgl. Kap. 4.3.1)³².

³²Die Identifizierung der Materialparameter fand unter Anwendung des HS-Modells statt, welches den Einfluss der Kappenfließfläche f_c berücksichtigt. Die Verwendung für das vorliegende Hyperbolische Modell bedarf einer Anpassung der Oedometersteifigkeit E_s^{ref} .

Durch die Erweiterung auf lokale Kohäsionsentfestigung ergibt sich ein zusätzlicher Parameter, der die Größenordnung der Entfestigung steuert. Der Entfestigungsmodul h_c , der in Glg. (4.3) als eine Konstante eingeht, gibt die lineare Beziehung zwischen der Kohäsion c und der Entfestigungszustandsgröße ε_v^p an.

Wie bereits erwähnt, kann dieser Entfestigungsmodul, der die Materialentfestigung einer im idealen Fall homogen deformierten Probe beschreibt, nicht direkt aus einer empirischen Korrelation abgeleitet werden³³. Alternativ kann eine Kalibrierung an axialsymmetrischen Elementtests vorgenommen werden. Verwendet werden die drainierten Triaxialversuche mit Kompressionsphase senkrecht zur Schichtung analog Abb. 4.8.

Eine Gegenüberstellung der numerischen und experimentellen Resultate für einen Seitendruck von 50 kPa ist in Abb. 4.24a illustriert, währenddessen in Abb. 4.24b ein konstanter Seitendruck von 200 kPa betrachtet wird. Es wird jeweils der Spannungsdeviator ($\sigma_1 - \sigma_3$) als Funktion der Axialdehnungen ε_1 dargestellt. Für die numerische Simulation werden die in Tab. 4.3 ermittelten Parameter verwendet. Für das geringere Spannungsniveau ($\sigma_3 = 50$ kPa) stehen 2 Tests zur Verfügung. Einer der Tests zeigt eine relativ unetstetige Reduktion der Festigkeit, während der zweite Versuch allmählich und gleichmäßig entfestigt. Unter Bezugnahme auf das typische Lokalisierungsverhalten dieser Triaxialversuche (vgl. Kap. 4.2.4) kann bis zu einer Axialdehnung von 3 % ein auf der Makroebene homogen verlaufende Deformation vorausgesetzt werden. Somit scheint der gewählte Entfestigungsmodul $h_c = 600$ kPa gerechtfertigt. Der Vergleich der Simulation mit dem experimentellen Materialverhalten im Entfestigungsbereich zeigt eine durchschnittlich gute Übereinstimmung.

Für das Spannungsniveau $\sigma_3 = 200$ kPa stehen insgesamt 3 Tests zur Verfügung. Einer der Test weist eine sehr starke Entfestigung auf, die auf eine sehr frühe Inhomogenität schließen lässt³⁴. Dieser Test sollte daher nicht als Referenz zur Festlegung des Entfestigungsmoduls h_c dienen. Die beiden weiteren Testdaten wiesen visuell sichtbare Scherbänder bei einer Axialdehnung von ca. 4 % auf. Die Arbeitslinien zeigen einen stetigen Entfestigungsvorgang und der Vergleich mit der numerischen Simulation (Entfestigungsmodul $h_c = 600$ kPa) illustriert eine gute Abbildung des Postpeak–Materialverhaltens.

4.4 Nichtlokale Modellierung

Die Versuchsdaten an Beaucaire–Mergel wurden zunächst lokal und ohne Entfestigungsgesetz unter vier verschiedenen Versuchsbedingungen nachgerechnet (vgl. Kap. 4.3.1), um eine erste Identifikation der für das verwendete HS–Modell notwendigen

³³Für die Reibungsentfestigung war eine experimentell bestimmbare Beziehung zwischen dem Reibungswinkel φ und der Porenzahl e möglich, vgl. Kap. 3.2.1.

³⁴Die Durchsicht der während der Versuchsdurchführung aufgezeichneten Protokollierung der auftretenden Lokalisierungen (makroskopisch), zeigen, dass dieser Versuch vergleichsweise früh Inhomogenitäten aufwies.

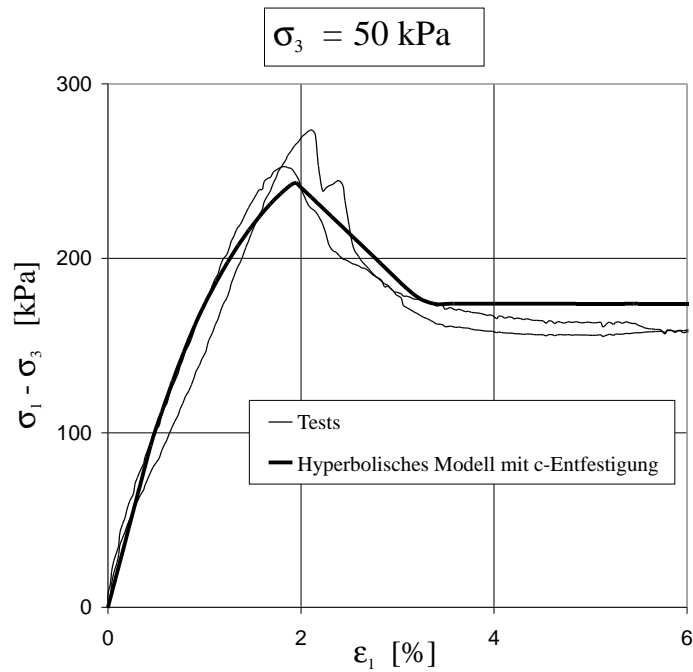
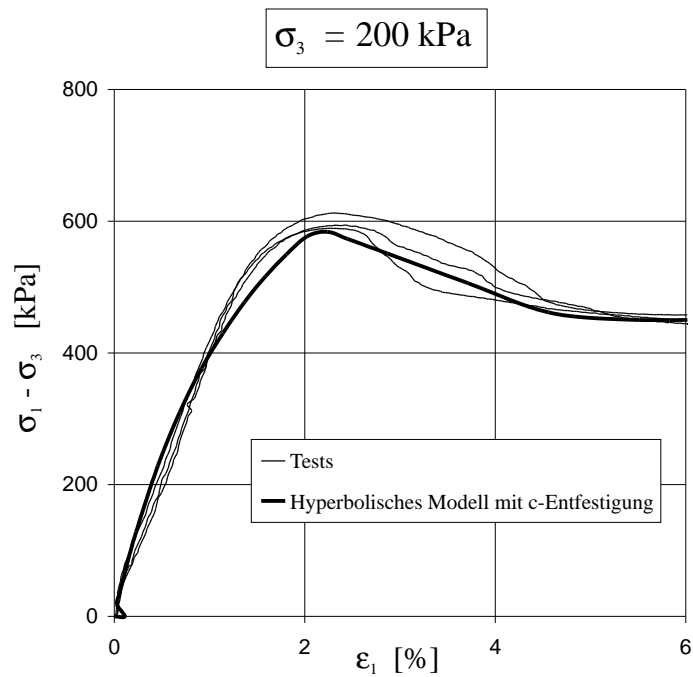
a) Triaxiale Kompressionsversuche bei einem Seitendruck von $\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$.b) Triaxiale Kompressionsversuche bei einem Seitendruck von $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$.

Abbildung 4.24: Drainierte Standard-Triaxialversuche mit Kompressionsphase senkrecht zur Schichtung — Vergleich der numerischen Simulation (Entfestigungsmodul $h_c = 600 \text{ kPa}$) mit experimentellen Ergebnissen an Beaucaire-Mergel.

Parameter zu ermöglichen.

Der Ansatz zur Beschreibung der Kohäsionsentfestigung wurde dann auf der Ebene des Stoffgesetzes eingeführt und beschreibt somit das physikalische Phänomen einer Dilatanz, d. h. der Auflockerung des Bodengefüges und der damit verbundenen Abminderung der inneren Bindungen bzw. Kohäsion. Das erweiterte Stoffgesetz wurde zunächst unter Voraussetzung eines homogenen Verformungszustandes (reine Materialentfestigung) an triaxialen Elementtests kalibriert³⁵. Die Gegenüberstellung des Materialverhaltens axialsymmetrischer und ebener Verformungszustände (Triaxialversuche versus Biaxialversuche) zeigt jedoch deutlich, dass der zu Beginn homogene Deformationszustand früher oder später, in Abhängigkeit von den Versuchsrandbedingungen, in eine Dehnungslokalisierung übergeht (vgl. Kap. 4.2.4).

Die Analyse inhomogener Deformationsfelder kann z. B. durch eine kontinuumsmechanische Untersuchung im Rahmen der Finite-Elemente-Methode erfolgen. Die Kombination des klassischen Kontinuums mit der entfestigenden Materialtheorie führt, wie bereits bei der Reibungsentfestigung in Kap. 3.3 festgestellt, zu der bekannten Netzabhängigkeit des numerischen Diskretisierungsprozesses. Die bereits erfolgreich angewandte Regularisierungsstrategie des nichtlokalen Integralkontinuums dient nachfolgend zur Beschreibung der inhomogenen Verformungszustände.

4.4.1 Entfestigungsgesetz und nichtlokales Integralkontinuum

Die Schwierigkeit der Netzabhängigkeit des numerischen Diskretisierungsprozesses wird in der vorliegenden Arbeit durch Anwendung der nichtlokalen Methode überwunden, die bereits in Kap. 3.3.2 ausführlich beschrieben worden ist. Die nichtlokale Betrachtung ist in der vorliegenden Arbeit zum einen auf ein definiertes nichtlokales Volumen und zum anderen lediglich auf die Zustandsgröße des Entfestigungsgesetzes beschränkt. Diese Vorgehensweise ermöglicht eine annähernd lokale Behandlung der konstitutiven Gleichungen. Die Entfestigungsvariable, hier die plastische Volumendehnung ε_v^p (vgl. Glg. (4.3)), wird gemittelt und im weiteren als nichtlokale plastische Volumendehnung ε_v^* bezeichnet:

$$\varepsilon_v^* = \frac{1}{V_w} \int_V w(r) \varepsilon_v^p dV . \quad (4.4)$$

Analog zu den Ausführungen in Kap. 3.3.2 stellt in dieser Formulierung r die Distanz zwischen dem betrachteten Integrationspunkt und den anderen, in der Reichweite der Mittelungsfunktion liegenden, Integrationspunkten dar. Als Mittelungs- bzw. Gewichtsfunktion für die nichtlokale Integralmethode dient die in Abb. 3.19 darge-

³⁵Unter Berücksichtigung der angewandten Versuchsrandbedingungen kann für Triaxialversuche ein relativ homogenes Verformungsfeld bis über den Peak hinaus angenommen werden, vgl. Kap. 4.2.4.

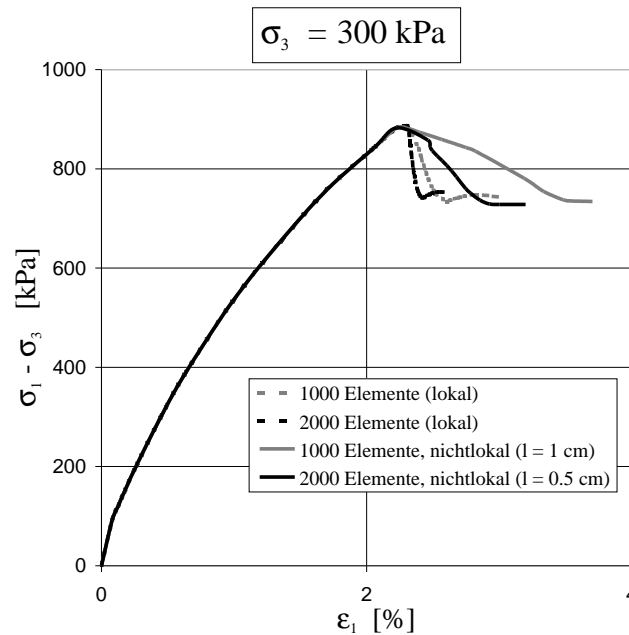


Abbildung 4.25: Simulation des Biaxialtests bei $\sigma_3 = 300$ kPa: Vergleich der globalen Spannungs–Dehnungskurven für zwei unterschiedliche FE–Diskretisierungen und Gegenüberstellung der lokalen und nichtlokalen Berechnungen.

stellte Funktion. Diese Gauß–Funktion nach Glg. (3.63), die das gewichtete Volumen vorgibt, wird durch die interne Länge l bestimmt.

4.4.2 Validierungsbeispiel Biaxialtest

Das kohäsionsentfestigende Hyperbolische Modell wurde in ein FE–Programm [132] implementiert, um spezielle Effekte der Entfestigung zu ermitteln. Zur Validierung dienen die Testdaten der in Kap. 4.2.3 und 4.2.4 vorgestellten Biaxialversuche an Beaucaire–Mergel. Die Modellierung fand durch unterschiedliche Diskretisierung des FE–Netzes mit 6–knotigen Dreieckselementen in einem ebenen Verformungszustand unter Annahme einer Geometrie in Anlehnung an die vorherrschenden Versuchsrandbedingungen statt ($h/b = 17$ cm/10 cm). Die Simulation der Versuchsdurchführung wurde durch zwei Berechnungsphasen festgelegt: in einer ersten Phase wurde die Probe durch einen vorgegebenen Seitendruck isotrop belastet (konsolidiert) und anschließend durch vertikale Kompression verformungsgesteuert abgeschert.

Der betrachtete Biaxialversuch weist eine relativ schlanke Geometrie auf und zudem zeigen die experimentellen Daten, dass die Lokalisierung der Deformationsfelder zwangsläufig zu einer inhomogenen Verformung führt. Aus diesem Grund wird im weiteren die materielle und geometrische Nichtlinearität kombiniert. Da dem betrachteten Randwertproblem prinzipiell ein homogener Verformungsmechanismus zu Grunde gelegt ist (symmetrische Randbedingung und homogenes Material), wird die Zuordnung einer räumlich begrenzten Schwachstelle notwendig, um eine erste

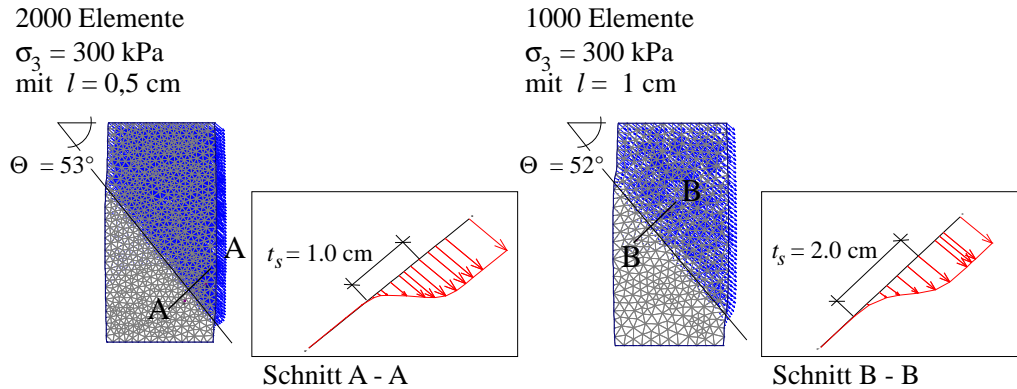


Abbildung 4.26: Biaxialtest ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$): Verschiebungsfelder und Geschwindigkeitsverteilungen im Schnitt durch die Lokalisierungszonen für 2 FE-Analysen mit unterschiedlichen internen Längen.

inhomogene Deformation auszulösen. Hierzu wurde im betrachteten Biaxialproblem die Kohäsion in einer definierten Zone auf die Restkohäsion $c = c_{Rest} = 17 \text{ kPa}$ reduziert.

Die Biaxialprobe wird zunächst durch zwei unterschiedliche Diskretisierungen simuliert (1000 und 2000 Elemente); Ausgangspunkt der FE-Analyse ist eine lokale Modellierung, wobei sich die unterschiedliche FE-Diskretisierung in einem netzabhängigen Ergebnis widerspiegelt: Abb. 4.25 illustriert das globale Spannungs-Dehnungsverhalten der beiden lokalen Nachrechnungen (strichliert gekennzeichnet). Die fehlende Zuordnung einer eindeutigen Einflusszone der lokalisierten Deformationsfelder zeigt sich in einer Degradation der Festigkeit (Darstellung des Spannungsdeviators $\sigma_1 - \sigma_3$), die ausschließlich aus der Ausbildung einer numerischen Scherbanddicke in Abhängigkeit der gewählten FE-Größe resultiert. Wird im Gegensatz dazu das nichtlokale Integralkontinuum für dieselben Diskretisierungen des Biaxialversuchs benutzt, lässt sich in Abb. 4.25 zeigen, dass sich anstelle eines abrupten und unstabilen Entfestigungsprozesses ein stabiler und konstanter Versagensmechanismus einstellt, der im wesentlichen von der vorgegebenen internen Längenskala l abhängt. Der Übergang zum kritischen Zustand (Restfestigkeit) stellt sich bei der nichtlokalen Simulation allmählich ein.

Die Analyse der numerischen Scherbanddicke erfolgt analog zu den Ausführungen in Kap. 3.3.2 über das numerische Verschiebungsfeld. In Abb. 4.26 werden die Geschwindigkeitsverteilungen senkrecht zu der sich einstellenden Lokalisierungszone beider Diskretisierungen dargestellt. Die Simulation mit dem 1000 Elemente-Netz geht mit einer internen Länge $l = 1 \text{ cm}$ einher³⁶ und resultiert in einer numerischen Scherbanddicke $t_s \approx 2 \text{ cm}$. Demgegenüber konnte die Berechnung des 2000 Elemente-Netzes mit einem internen Längenparameter $l = 0,5 \text{ cm}$ verbunden werden und ergibt in Abb. 4.26 eine Dicke der Lokalisierungszone von $t_s \approx 1 \text{ cm}$. Die

³⁶Die Wirksamkeit der nichtlokalen Regularisierungsmethode verlangt die Einhaltung des numerischen Kriteriums $l > 0,8 L_{el}$ (vgl. Glg. (3.66)).

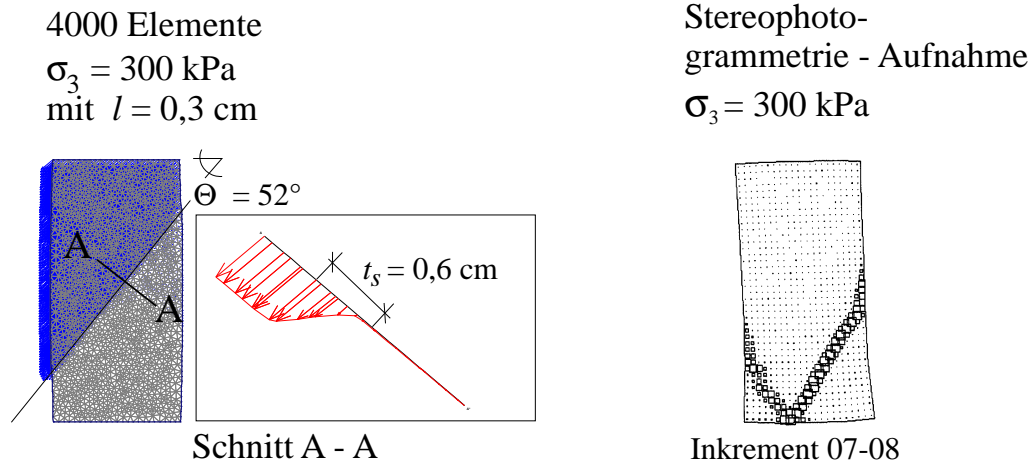


Abbildung 4.27: Biaxialtest an Beaucaire-Mergel ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$): Vergleich der resultierenden Scherbanddicke aus dem biaxialen Verschiebungsfeld bei Verwendung einer internen Länge $l = 0,3 \text{ cm}$ (links) und der stereophotogrammetrischen Aufnahme des experimentellen Verformungsinkrements 07–08 (rechts), vgl. Abb. 4.14.

Neigungen der Scherbänder zur Horizontalen liegen zwischen 52 und 53° .

Eine Gegenüberstellung der Nachrechnung mit Versuchsergebnissen soll durch eine Simulation mit einem äußerst feinen FE-Netz (4000 Elemente) gelingen. Diese Netzverfeinerung führte zu einer maximalen Reduzierung des internen Längenparameters ($l = 0,3 \text{ cm}$). Bei Betrachtung des resultierenden Verschiebungsfeldes am Ende der Scherphase, kann im Schnitt durch die lokalisierte Zone (dargestellt durch das Verschiebungsfeld) die Geschwindigkeitsverteilung analysiert werden, die eine numerische Scherbanddicke von $t_s \approx 0,6 \text{ cm}$ ergibt (siehe Abb. 4.27–links). Dieses numerische Ergebnis für die lokalisierte Zone kommt der realistischen Scherbanddicke, die in Abb. 4.27 rechts als Verformungsinkrement aus einer stereophotogrammetrischen Auswertung verglichen werden kann³⁷, qualitativ bereits sehr nahe.

Die numerisch resultierende Scherbandneigung ($\Theta = 52^\circ$ zur Horizontalen) liegt im unteren Bereich der experimentell beobachteten Scherbandorientierungen. Für einen Seitendruck von $\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$ resultieren aus den biaxialen Ergebnissen Scherbandorientierungen Θ zwischen 54 und 58° (vgl. Abb. 4.15). Eine direkte Quantifizierung der experimentellen Scherbanddicken war für die betrachteten Biaxialversuche nicht möglich. Literaturangaben lassen für den betrachteten tonigen Schluff eine Größenordnung von ca. 5 mm erwarten, vgl. Kap. 4.2.4.

Eine direkte Gegenüberstellung des globalen Spannungs–Dehnungsverhaltens dieser Simulation mit den experimentellen Biaxialdaten ist in Abb. 4.28 dargestellt. Die Abweichungen zwischen den Tests und der Nachrechnung vom Belastungsbeginn

³⁷Dargestellt ist die stereophotogrammetrische Auswertung des Versuchs bei einem effektivem Seitendruck von $\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$ aus Abb. 4.13 für das Verformungsinkrement der Stereo-Aufnahme 07–08, vgl. Abb. 4.14.

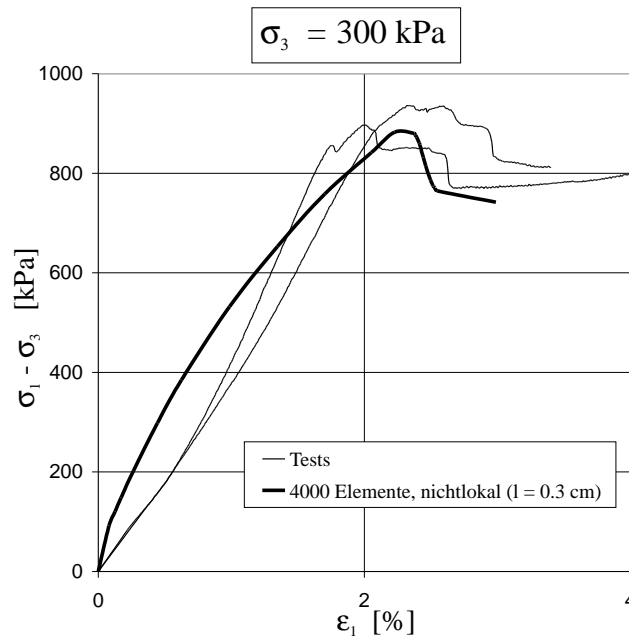


Abbildung 4.28: Drainierte Biaxialtests ($\sigma_3 = 300$ kPa): Validierung des entfestigenden HS-Modells für Beaucaire-Mergel.

bis zum Peak wurden bereits in Kap. 4.3.1 angesprochen und sind vorwiegend auf versuchstechnische Schwierigkeiten zurückzuführen. Im Entfestigungsbereich zeigen die Testresultate einen un stetigen Versagensmechanismus, während das numerische Resultat eine kontinuierliche Festigkeitsabnahme bis zum Erreichen des kritischen Zustandes (vorgegeben durch die Restkohäsion c_{Rest}) zeigt.

4.5 Zusammenfassung und Beurteilung

4.5.1 Zusammenfassung der Kohäsionsentfestigung

Ziel des vorliegenden Kapitels war die Beschreibung der Entfestigung bindiger Böden. Die in der Geotechnik für kohäsive Reibungsmaterialien verwendete Terminologie bedurfte zunächst einer Definition bzw. Begriffsbestimmung in Kapitel 4.1.

Ausgangspunkt der weiteren Betrachtungen war eine repräsentative experimentelle Datenbasis an einem natürlichen kohäsiven Boden (Beaucaire-Mergel). Das umfangreiche Versuchsprogramm an vier verschiedenen Versuchsgeräten (Oedometer- und Triaxialversuche, sowie Torsionsoedometer- und Biaxialversuche) wurde bereits in zwei ausführlichen Berichten dokumentiert [22, 84]. In Kap. 4.2 wurde der Beaucaire-Mergel in seinen natürlichen Grundeigenschaften beschrieben (Klassifizierung, Mineralogie etc.). Außerdem wurde das typische Materialverhalten getrennt nach axialsymmetrischen und ebenen Verformungszuständen analysiert. Typische Lokalisierungsphänomene, die aus den Versuchsergebnissen resultierten, wurden aufgezeigt

und die wichtigsten experimentell bestimmten Steifigkeits- und Festigkeitsparameter zusammengefasst.

Die Modellierung des betrachteten Reibungsmaterials erfolgte getrennt nach einer lokalen (Spannungspunkt Betrachtung) und einer anschließenden nichtlokalen Betrachtung einschließlich einer Regularisierungsmethode zur Darstellung netzunabhängiger lokalisierter Verschiebungsfelder. Die lokale Betrachtung in Kap. 4.3 begann mit einer Kalibrierung des HS-Modells an Beaucaire-Mergel-Testdaten. Die Nachrechnung der Testdaten erbrachte einen Parametersatz der das Materialverhalten des betrachteten Bodens wiedergeben konnte.

Im Anschluss daran erfolgte eine empirische Erweiterung des ursprünglich lediglich verfestigenden Materialmodells, um die in steifen Tonen zu beobachtende Kohäsionsentfestigung beschreiben zu können. Die Erweiterung der Entfestigung auf der Ebene des Stoffgesetzes erfolgte, indem eine lineare Abhängigkeit der Kohäsion c von der Zustandsgröße (Porenzahl e) eingeführt wurde. Die lineare Beziehung wurde durch einen konstanten Entfestigungsmodul h_c hergestellt, der theoretisch auf Basis eines ideal-homogenen Schervorganges bestimmt werden kann. Triaxialversuche an kohäsiven Proben zeigen bei Anwendung verbesserter Randbedingungen (gedrungene Triaxialproben mit Endflächenschmierung) ein im Vergleich zu herkömmlichen schlanken Proben deutlich homogeneres Verformungsfeld im Postpeak-Bereich, insbesondere gilt es einen allmählichen, stetigen Entfestigungsvorgang festzustellen. Derartige Testdaten an Beaucaire-Mergel wurden genutzt, um den Entfestigungsmodul h_c abzuschätzen.

Die Nachrechnung inhomogener Deformationsfelder erfolgte in Kap. 4.4 durch eine kontinuumsmechanische Untersuchung im Rahmen der Finite-Elemente-Methode. Die Kombination des klassischen Kontinuums mit dem um die Entfestigung erweiterten Stoffgesetz führte zu der bekannten Netzabhängigkeit des numerischen Diskretisierungsprozesses. Zur Lösung dieses numerischen Problems wurde, wie bereits bei der Reibungsentfestigung in Kap. 3, das nichtlokale Integralkontinuum angewandt. Nach einer kurzen Darstellung der Kombination der nichtlokalen Methode mit der Kohäsionsentfestigung wurde Validierungsbeispiel Biaxialtest benutzt, um eine erste Überprüfung der Entfestigungsmodellierung anhand von Versuchsdaten durchzuführen. Bei direkter Gegenüberstellung der numerischen und experimentellen Resultate ergab sich eine gute quantitative Übereinstimmung des Spannungs-Dehnungsverhaltens und der Lokalisierungsphänomene (Scherbanddicke, Scherbandneigung etc.).

4.5.2 Beurteilung der Kohäsionsentfestigung

Bei der Beschreibung von Entfestigungsvorgängen in bindigen Böden ist zunächst generell eine Betrachtung des spezifischen Bodengefüges (vor allem Granulometrie und Mineralogie des Materials) notwendig. Darüber hinaus spielen das Spannungsniveau und die Größenordnungen der Verzerrungen innerhalb der lokalisierten Zonen

eine wesentliche Rolle.

Die Analyse der Entfestigungsphänomene in überkonsolidierten bindigen Böden bedarf einer Unterscheidung zwischen Böden mit geringem Tonanteil (sandige/schluffige Tone) und Böden mit hohem Tonanteil (sogenannte „fette Tone“). Der in der vorliegenden Arbeit in Betracht gezogene Beaucaire–Mergel gehört eindeutig zur ersteren Gruppe. Die Entfestigung in solchen sandigen bzw. schluffigen Tonen ist immer mit einer Auflockerung des Partikelgefüges, d. h. einer Dilatanz, und einer gleichzeitig einhergehenden Reduzierung der Kohäsion verbunden. Die Abnahme des Reibungswinkels spielt in solchen Böden eine untergeordnete Rolle. Darüber hinaus bilden sich Scherbänder einer finiten Dicke aus; die auftretende Diskontinuität innerhalb der Lokalisierungszone kann als schwach ausgeprägt betrachtet werden (*weak discontinuity*).

Im Gegensatz dazu kann für „fette Tone“ mit einem vergleichsweise hohen Tonanteil beobachtet werden, dass neben der Kohäsionsentfestigung auch die Reibungsentfestigung an Bedeutung gewinnt (u. a. [20]). Im Unterschied zur Kohäsion wird die Reduktion der Reibung in Tonen nicht durch das dilatante Materialverhalten, sondern vielmehr durch die Orientierung der Tonpartikel innerhalb der Lokalisierungszone erreicht. Zur vollkommenen Orientierung der Tonteilchen sind jedoch sehr große Relativverschiebungen notwendig. Ein wesentliches Merkmal des Lokalisierungsprozesses solcher Böden ist die Ausbildung äußerst dünner Scherbänder, im Extremfall sogar glatt–polierter Trennflächen (in der Geotechnik oftmals als Harnischflächen bezeichnet). Es handelt sich somit um einen inhomogenen Verformungsmechanismus mit starker Diskontinuität (*strong discontinuity*).

Die vorliegende Arbeit beschränkte sich auf die Beschreibung schwach ausgeprägter Diskontinuitäten (*weak discontinuity*) und benutzte die Beaucaire–Mergel–Testdaten, um eine Modellierung der inhomogenen Deformationszustände zu ermöglichen. Die Beschreibung der Entfestigungsvorgänge wurde analog zu Kapitel 3 durch eine Erweiterung der klassischen Kontinuumstheorien erreicht. Das vorliegende Kohäsionsentfestigungsmodell besteht aus einer konstitutiven und kontinuumsmechanischen Erweiterung. Es wird das physikalische Phänomen der Auflockerung (Dilatanz) „toniger Schluffe“, welches mit einer Reduktion der Festigkeit unter fortschreitender Verformung einhergeht, über einen empirisch festgelegten Entfestigungsmodul h_c beschrieben. Dieser zusätzliche Parameter beschreibt die feststellbare Materialentfestigung an einer fiktiven Probe mit homogener Deformation. Außerdem wird das klassische Kontinuumsmodell um eine Regularisierungsmaßnahme erweitert, indem das sogenannte nichtlokale Integralkontinuum verwendet wird.

Wesentlich für die angewandte Regularisierungsmethode ist, dass nicht alle Spannungs– und Dehnungskomponenten des gewichteten Integralkontinuums einbezogen werden. Lediglich die Zustandsgröße der Entfestigung (die plastische Dehnung) wird durch eine vordefinierte Gewichtung gemittelt, während alle anderen Zustandsgrößen streng lokal bleiben. Die wesentlichsten Merkmale der angewandten nichtlokalen Intergralmethode wurden bereits in Kap. 3.4 zusammengefasst (vgl. auch Abb.

3.27). Der in der Gewichtsfunktion enthaltene interne Längenparameter l steuert auf der Ebene des Kontinuums die Dicke des Scherbandes. Experimente zeigen nicht nur für Sande, sondern auch für sandige bzw. schluffige Tone, dass die auftretende Lokalisierung durch Vorgänge auf der Ebene des einzelnen Bodenpartikels beeinflusst wird. So ist die Dicke der entstehenden Scherbänder in tonigen Schluffen insbesondere abhängig vom mittleren Durchmesser d_{50} der größeren Teilchenfraktionen (Schluffe) und weitestgehend unabhängig von äußeren Randbedingungen. Die Erweiterung eines klassischen Kontinuumsmodells um die nichtlokale Integralmethode kann somit auch bei der Anwendung auf bindige Böden als ein Einfließen von Elementen der Mikrostruktur in die makroskopische Modellbildung angesehen werden.

Das vorgestellte kohäsionsentfestigende, nichtlokale Kontinuumsmodell kann die entfestigenden Materialeigenschaften, die in tonigen Schluffen auftreten, erfolgreich wiedergeben. Am Beispiel der Nachrechnung des Biaxialtests an Beaucaire–Mergel konnte nicht nur das globale Spannungs–Dehnungsverhalten sondern auch die Scherbanddicke und –neigung quantifiziert werden. Auf die Anwendung des kohäsionsentfestigenden Materialmodell zur Simulation von Scherbändern in praktischen Randwertproblemen wird im nachfolgenden Kapitel eingegangen. Dieses erweiterte Kontinuumsmodell eignet sich allerdings nicht zur Beschreibung der Lokalisierungsphänomene in Böden mit hohem Tonanteil (sogenannte „fette Tone“), in denen der inhomogene Verformungsmechanismus mit einer starken Diskontinuität (*strong discontinuity*) einhergeht. Der damit verbundene Verformungsmechanismus ist vergleichbar mit den Lokalisierungsbandern in Fels oder Beton; allerdings entsteht in diesen spröden Materialien die Inhomogenität als Resultat von Mikrorissen (vgl. u. a. [32]), während sich in Ton (wie in allen Böden) das Scherband eher als Resultat der Duktilität und der damit verbundenen Zunahme der Scherung und plastischen Deformation innerhalb der Lokalisierungszone ergibt.

Generell kann die Anwendung von Regularisierungsstrategien mit einer internen Längenskala durch Kombination mit einer adaptiven Netzverfeinerung Diskontinuitäten auf einer sehr „feinen Skala“ abbilden. Das Ergebnis ist eine regulierte schwache Diskontinuität. Zur Modellierung starker Diskontinuitäten bieten sich jedoch nicht–regularisierte Strategien (ohne interne Längenskala) an, die ein Scherband der Dicke Null erzeugen können und zudem keine verfeinerten FE–Netze benötigen: z. B. eingebettete Diskontinuitäten in Kontinuumsmodelle, vgl. Kap. 2.3.

Kapitel 5

Geotechnische Randwertprobleme

Im Mittelpunkt dieses Kapitels steht die Simulation von Versagensmechanismen zweier geotechnischer Randwertprobleme (geböschte Baugrube und Tunnelbauwerk). Es handelt sich somit um eine Tragfähigkeits- bzw. Stabilitätsanalyse. Traditionell wird die konventionelle Stabilitätsanalyse¹ losgelöst von der Verformungsanalyse² betrachtet. Die FE-Methode wurde als Instrument der Verformungsanalyse in die Ingenieurwissenschaften eingeführt. Da jedoch die plastischen Verformungen in der FE-Simulation automatisch einhergehen, rückte auch die numerische Stabilitätsanalyse mit ins Blickfeld.

Der betrachtete Boden beider Beispiele soll das typische Materialverhalten der im Rhein-Main Gebiet anstehenden tertiären Sedimente wiedergeben. Beiden Randwertproblemen gemeinsam ist ein komplexer Belastungsvorgang, der sich durch Belastungen sowie Entlastungen auszeichnet und damit hohe Anforderungen an die Modellierung der Steifigkeit stellt. Die Bestimmung der Festigkeitsparameter der überkonsolidierten Tone im Rhein-Main-Gebiet zeigt immer wieder, dass insbesondere die Kohäsion einer großen Streuung unterworfen ist und sich zudem stark verformungsabhängig verhält. Im weiteren wird versucht, dieses komplexe Materialverhalten durch die Materialtheorie des Hyperbolischen Modells erweitert um die Kohäsionsentfestigung (vgl. Kap. 4.3.3) abzubilden.

¹Konventionelle Sicherheitsanalyse im Sinne einer Standsicherheit bei der die Festigkeitsparameter eine maßgebliche Rolle spielen.

²Verformungsanalyse im Sinne einer Gebrauchstauglichkeit bei der die Steifigkeiten im Vordergrund stehen.

5.1 Berechnung einer geböschten Baugrube

Im geotechnischen Sinne handelt sich bei einer geböschten Baugrube um einen Geländeeinschnitt³. Ein erster Anhaltspunkt für zulässige (im Sinne von standsicheren) Böschungsneigungen geben sogenannte Böschungsempfehlungen (z. B. [39]). In Abhängigkeit der betrachteten Bodenart (nach geotechnischen Klassifizierungsrichtlinien) und nach der Höhe der Böschung wird ein Böschungsneigungswinkel empfohlen.

Neben diesen ersten Richtwerten gibt es konventionelle Rechenverfahren zur Standsicherheitsberechnung. Dazu gehören z. B. „lamellenfreie Verfahren“ (u. a. [58]), die homogene und isotrope Materialeigenschaften voraussetzen und eine kreisförmige Bruchfläche durch den Böschungsfuß ansetzen. Außerdem gibt es die klassischen Lamellenverfahren, deren wesentlicher Vorteil die Erfassung geschichteter Baugrundverhältnisse bzw. anderer Inhomogenitäten darstellt, z. B. [11].

Die Standsicherheitsanalyse mit der Finite-Elemente-Methode wurde durch Simulation des schrittweisen Reduzierens der Scherparameter (*strength reduction technique*) erstmals durch ZIENKIEWICZ *et al.* [151] angewandt und seither vielfach aufgegriffen und weiterentwickelt (z. B. [16, 33, 139]). Als Ergebnis dieser Methoden resultiert ein maßgeblicher Sicherheitsfaktor, der erreicht ist, wenn ein selbständig entstandener Gleitmechanismus voll durchplastifiziert ist. Dies hat zur Folge, dass aus der Festigkeitsreduzierungstechnik unrealistisch große Verformungen einhergehen. Außerdem stellt sich die Dicke des numerisch entstehenden Scherbandes netzabhängig ein.

In den folgenden Böschungsberechnungen wird eine Regularisierungsmaßnahme angewandt (nichtlokale Integralmethode, vgl. Kap. 3.3.2), um netzunabhängige Ergebnisse zu erhalten und mit dem kohäsionsentfestigenden Hyperbolischen Modell verbunden, um realistische Postpeak-Verformungen prognostizieren zu können.

5.1.1 Betrachtetes Randwertproblem

Betrachtet wird eine 10 Meter tiefe geböschte Baugrube in einem überkonsolidierten bindigen Boden. Es wird angenommen, dass das Grundwasser auf das betrachtete Randwertproblem keinen Einfluss ausübt. Die langgezogene Baugrube weist eine Breite von 20 Meter auf. Die Böschungsneigung wird mit einem Neigungsverhältnis von 2:3 hergestellt, wodurch eine Böschungsbreite von 15 Meter resultiert. Nach Fertigstellung der Baugrube, wird 2 Meter hinter der Böschungskrone auf einer 2 Meter breiten Aufstellfläche eine zusätzliche Auflast aufgebracht. Im weiteren soll der Einfluss aus der zusätzlichen Auflast auf die Stabilität der Böschung unter Einbeziehung einer auftretenden Kohäsionsentfestigung untersucht werden.

³Böschungen treten in der geotechnischen Praxis an sog. Geländeeinschnitten und desweiteren an Dämmen und Deichen auf.

Tabelle 5.1: Parametersatz des HS Modells für das betrachtete Randwertproblem.

φ [°]	c [kPa]	ψ [°]	E_{50}^{ref} [kPa]	E_s^{ref} [kPa]	m	E_{ur}^{ref} [kPa]	ν_{ur}	h_c
20	20	5	15000	15000	0,9	75000	0,25	400

5.1.2 Betrachteter Boden und Parameterwahl

Der betrachtete Boden soll typische überkonsolidierte Tonböden im Rhein–Main–Gebiet repräsentieren. Generell stehen in diesem Gebiet unter einer wenigen Meter mächtigen quartären Deckschicht (Auffüllungen, Sande und Kiese) tertiäre Sedimente an, die meist bis in große Tiefen reichen. Als typische Vertreter dieser in Betracht gezogenen Bodenschicht seien der Rupelton und der Frankfurter Ton genannt, an denen umfangreiche experimentelle Untersuchungen und Parameterbestimmungen publiziert wurden, z. B. [2, 14, 76]. Zur Anwendung kommt das um die Kohäsionsentfestigung erweiterte Hyperbolische Modell (vgl. Kap. 4.3.3). Auf Grundlage der oben genannten Publikationen ergeben sich die in Tab. 5.1 zusammengestellten Parameter.

Erwähnt sei in diesem Zusammenhang, dass der gewählte Kohäsionsbeiwert $c = 20$ kPa ein Mittelwert der meist sehr stark streuenden Testresultate darstellt. Exemplarisch sei eine statistische Auswertung der Ergebnisse von Laborversuchen an Frankfurter Ton aufgezeigt [93]: Abb. 5.1 verdeutlicht, dass die im Labor ermittelten Festigkeitskennwerte — insbesondere aber die Kohäsion c — stark streuen. Der in Tab. 5.1 angeführte Kohäsionsbeiwert kann lediglich zur Beschreibung der maximal mobilisierbaren Festigkeit herangezogen werden. Unter fortgesetzter Belastung und unter Ausbildung inhomogener Verformungszustände ist zu erwarten, dass sich die Kohäsion noch erheblich reduzieren wird. Zur Beschreibung der Entfestigung dient der Entfestigungsmodul h_c , der für das vorliegende Material zu $h_c = 400$ kPa gewählt

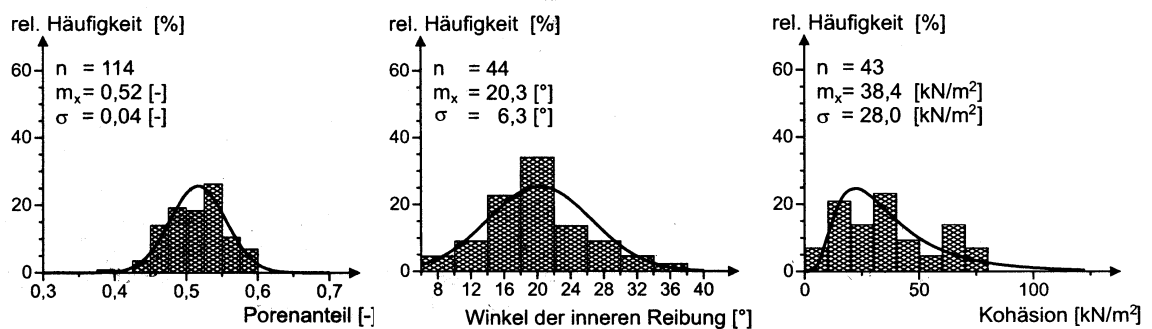


Abbildung 5.1: Statistische Auswertung der Ergebnisse von Laborversuchen an Frankfurter Ton (aus: [93]).

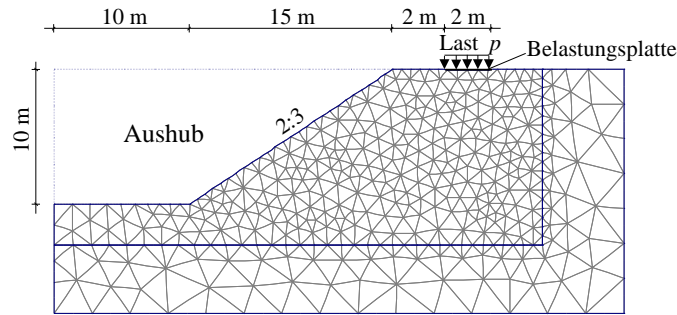


Abbildung 5.2: FEM Simulation der geböschten Baugrube.

wurde⁴. Der Endwert der Kohäsionsentfestigung ist mit $c_{Rest} = 0$ kPa vorgegeben, der bei ausreichender Relativverschiebung innerhalb der lokalisierten Zonen erreicht werden kann.

Als Standardeinstellung des verwendeten Materialmodells dienen der Erdruchdruckbeiwert $K_0 \approx 1 - \sin \varphi$ zur Herstellung des Primärspannungszustandes aus Eigengewicht⁵ (mit der Wichte des Bodens $\gamma = 18$ kN/m³), sowie das Spannungsverhältnis $R_f = 0,9$ zur Beschreibung des hyperbolischen Verlaufs der Spannungs-Dehnungsbeziehung analog Glg. (3.34).

5.1.3 Diskretisierung und Berechnungsablauf

Die Berechnung der langgezogenen Baugrube erfolgt unter ebenen Randbedingungen. Die Modellierung der Baugrube ist in Abb. 5.2 ersichtlich; aus Gründen der Symmetrienausnutzung wird nur eine Hälfte der Baugrube abgebildet; somit ist die Breite der Baugrube mit 10 Meter gegeben. Zur Minimierung der notwendigen Elementanzahl wurde der Berechnungsausschnitt möglichst klein gewählt⁶. Die Diskretisierung erfolgte mittels 6-knotiger Dreieckselemente; im Bereich der Böschung wurde eine Netzverfeinerung durchgeführt. In Abb. 5.2 ist als Beispiel ein FE-Netz mit 800 Elementen dargestellt⁷. Für die nachfolgende FE-Analyse werden zusätzlich deutlich verfeinerte Netze angewandt.

Der Berechnungsablauf gliedert sich in 3 Phasen:

⁴Für Frankfurter Ton wurde auf Grundlage der Erfahrungswerte für Beaucaire-Mergel ($h_c = 600$ kPa, vgl. Kap. 4.3.4) empirisch ein um einen Faktor 2/3 reduzierter Entfestigungsmodul gewählt. Grund hierfür ist die deutlich geringere Peakkohäsion von 20 kPa im Vergleich zu Beaucaire-Mergel. Es handelt sich dabei um eine erste Annahme, die durch Kalibrierungen an quasi-homogenen Scherversuchen abgesichert werden sollte.

⁵Obwohl es sich bei Frankfurter Ton um einen überkonsolidierten Boden handelt, wird analog zur üblichen Vorgehensweise der Frankfurter Baupraxis $K_0 \approx 1 - \sin \varphi$ verwendet.

⁶Der Berechnungsausschnitt wurde jedoch so groß gewählt, dass Randeinflüsse vermieden werden konnten.

⁷In dieser prinzipiellen Darstellung sind die Elemente im Aushubsbereich bereits entfernt.

- Phase 1: Erzeugung des Primärspannungszustandes aus Eigengewicht im gewählten Berechnungsausschnitt, d. h. Aktivierung des K_0 -Zustandes mit $K_0 \approx 1 - \sin \varphi$ (Aushub noch nicht getätigt).
- Phase 2: Aushub der geböschten Baugrube durch Entfernen des entsprechenden Bodenvolumens.
- Phase 3: Aufbringen der zusätzlichen Last durch vertikale Verschiebung der Lastplatte.

5.1.4 Berechnungsergebnisse

In diesem Abschnitt wird zunächst die Berechnung mit dem bestehenden Hyperbolischen Modell (Verfestigungsplastizität) den Ergebnissen einer Entfestigungsanalyse gegenübergestellt. Dazu dient anfangs ein relativ grobes FE-Netz mit 800 Elementen. In Abb. 5.3a ist das Ergebnis der Berechnung ohne Entfestigung mittels der Konturlinien des resultierenden Verschiebungsfeldes dargestellt⁸. Das entstehende Verschiebungsfeld erscheint über den gesamten Böschungsbereich verteilt. Die horizontale Geschwindigkeitsverteilung in einem Vertikalschnitt A–A durch die Böschungsmittelpunkt verdeutlicht die stetige Abnahme über die Tiefe. Im Vergleich dazu wurde in einer weiteren Berechnung die Kohäsionsentfestigung — noch ohne Regularisierungsmethode — lokal eingeführt. Abb. 5.3b zeigt für das FE-Netz mit 800 Elementen eine Konzentration des Verschiebungsfeldes innerhalb einer Elementlänge, d. h. der inhomogene Verformungszustand entwickelt sich netzabhängig. Die horizontale Geschwindigkeitsverteilung im Schnitt B–B zeigt deutlich diese Unzulänglichkeit der lokalen Entfestigungsformulierung. Der Übergang zu den nicht lokalisierten Bereichen ist abrupt und unstetig.

Zur Darstellung der Effektivität der angewandten Regularisierungsmaßnahme werden in den Abb. 5.3c und 5.3d zwei Ergebnisse mit derselben internen Länge $l = 1$ m, jedoch mit unterschiedlicher Diskretisierung (800 Elemente bzw. 2000 Elemente), präsentiert. Die Gegenüberstellung der Verschiebungsfelder ergibt qualitativ eine ähnliche Lokalisierungszone. Der Vergleich der beiden Geschwindigkeitsverteilungen in den Schnitten C–C bzw. D–D zeigt zunächst einen stetigen Übergang von den nicht lokalisierten Teilen der betrachteten Böschung in den inhomogenen Bereich auf. Durch Bestimmung der Breite der lokalisierten Zone ergibt sich für beide Berechnungen eine Scherbandbreite von $t_s \approx 2$ m. Dieses numerisch resultierende Scherband ist noch unrealistisch groß. Eine nachfolgende FE-Simulation an einem stark verfeinerten FE-Netz wird jedoch detailliertere Analysen der lokalisierten Zonen aufzeigen.

In Abb. 5.4 ist die mobilisierbare Auflast p als Funktion der Setzung s in der Mitte der Lastplatte dargestellt. Die Simulation des betrachteten Randwertproblems mit dem Hyperbolischen Modell ohne Entfestigung illustriert eine stetige Zunahme

⁸Alternativ wäre die Untersuchung der elastischen Vergleichsdehnung möglich, die eine exakte Beurteilung der Regularisierung gestattet, u. a. [50, 51, 53, 148].

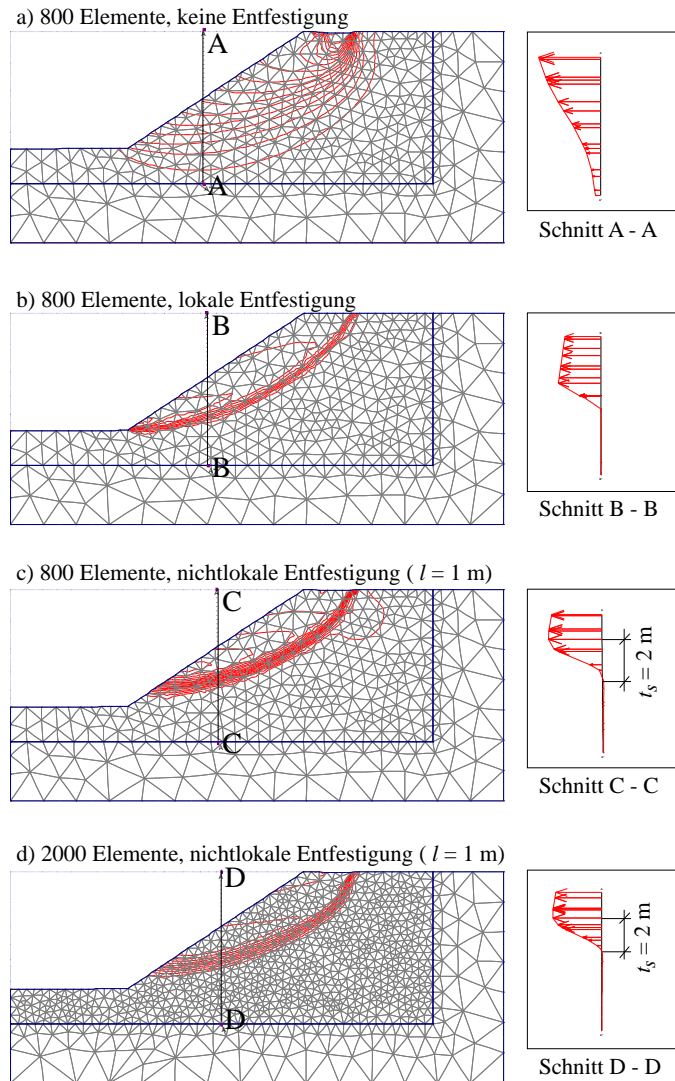


Abbildung 5.3: Konturlinien des resultierenden Verschiebungsfeldes für unterschiedliche FE-Simulationen: (a) Ergebnis einer Berechnung ohne Entfestigungsansatz, (b) Ergebnis einer Berechnung mit lokaler Entfestigung, (c) und (d) Ergebnisse von Berechnungen mit nichtlokaler Entfestigung (interne Länge $l = 1$ m).

der Auflast bis schließlich der gesamte Böschungsbereich bei einer Auflast von 270 kPa plastifiziert. Diese bei einer (Peak-)Kohäsion von $c = 20$ kPa durchgeführte Simulation überschätzt das reale Tragverhalten der Böschung drastisch. Eine Vergleichsrechnung mit einem Kohäsionswert $c = 0$ kPa bei ansonsten gleichbleibenden Randbedingungen ergibt ein Versagen der Böschung während des Aushubs. Somit wird deutlich, dass eine Erweiterung des Modells um die Kohäsionsentfestigung notwendig wird, um ein realistischeres Lastsetzungsverhalten für das betrachtete Randwertproblem zu erhalten.

Aus diesem Grund sind in Abb. 5.4 zusätzlich die Lastsetzungsergebnisse der Fälle (b), (c) und (d) aus Abb. 5.3 dargestellt. Eine nicht regularisierte Entfestigungsberechnung

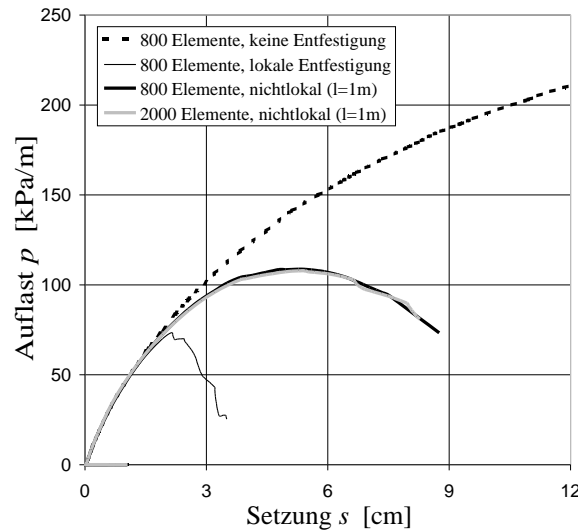


Abbildung 5.4: Auflast p als Funktion der auftretenden Setzungen unterhalb der Lastplatte für die FE-Simulationen lt. Abb. 5.3.

nung mit einem 800 Elementenetz (Fall b) verdeutlicht, dass die Lastsetzungskurve nach Erreichen eines Peakwertes bei ca. 75 kPa Auflast eine abrupte und in weiterer Folge instabile Abnahme der Last aufzeigt. Im Gegensatz dazu weisen die nichtlokalen Berechnungen der Fälle (c) und (d) einen höheren Peakwert und einen stabilen Bruchmechanismus auf, der sich insbesondere durch eine stetige Entfestigung auszeichnet. Dieses Resultat mit einem unrealistisch großen internen Längenparameter ist zunächst mit Vorsicht zu betrachten, legt allerdings die prinzipielle Effektivität der nichtlokalen Integralmethode als Regularisierungsmethode dar. Die unterschiedlich diskretisierten Simulationen enden in demselben Lastsetzungsverhalten.

In den nachfolgenden Simulationen wird der interne Längenparameter sukzessive reduziert, wobei weiterhin auf die Effektivität der angewandten Regularisierung geachtet wird⁹. Abb. 5.5a illustriert das Verschiebungsfeld der Berechnung mit 2000 Elementen kombiniert mit einer internen Länge $l = 0,5$ m, welche mit einer numerischen Scherbanddicke von $t_s \approx 1$ m einhergeht. Eine verglichen zu dieser Nachrechnung deutlich verfeinerte Diskretisierung ist in Abb. 5.5b dargestellt; ein 3500 Elemente-Netz wurde mit einer Berechnung unter Verwendung einer internen Länge $l = 0,25$ m analysiert, wobei das Resultat eine lokalisierte Zone von $t_s \approx 0,5$ m ist.

In Abb. 5.6 ist für die letzteren Berechnungen die mobilisierbare Auflast p als Funktion der Setzung s aufgezeigt. Als Ausgangspunkt der Betrachtung dient die Darstellung des Resultats aus Abb. 5.4 für ein FE-Netz mit 2000 Elementen in Verbindung mit $l = 1$ m. Das Ergebnis desselben FE-Netzes jedoch mit reduzierter interner Länge ($l = 0,5$ m) weist auf einen deutlich geringeren Peak hin und die Entfestigung erfolgt schneller. Bei Verwendung des stark verfeinerten FE-Netzes (3500

⁹Die Wirksamkeit der nichtlokalen Regularisierungsmethode verlangt die Einhaltung des numerischen Kriteriums $l > 0,8 L_{el}$ (vgl. Glg. (3.66)).

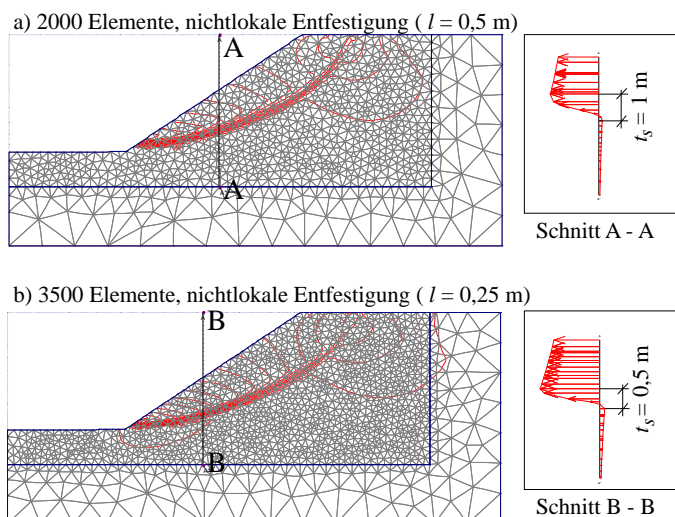


Abbildung 5.5: Konturlinien des resultierenden Verschiebungsfeldes für unterschiedliche FE-Simulationen: (a) 2000 Elemente, nichtlokale Entfestigung (interne Länge $l = 0,5$ m) und (b) 3500 Elemente, nichtlokale Entfestigung (interne Länge $l = 0,25$ m).

Elemente analog Abb. 5.5b) setzt sich dieser Trend verstärkt fort. Der Peak ist bereits bei einer Auflast von ca. 77 kPa erreicht und der weitere Entfestigungsvorgang verläuft ausgesprochen rasch.

5.1.5 Diskussion der Ergebnisse

Die Vorstellung einer statistischen Auswertung der ermittelten Scherfestigkeit des betrachteten überkonsolidierten Tons (am Beispiel des Frankfurter Tons) verdeutlichte, dass die Kohäsion verglichen mit anderen geotechnischen Parametern einen sehr großen Variationskoeffizienten¹⁰ aufweist. Das betrachtete Bodenpaket ist zwar unter geologisch gleichen Bedingungen entstanden und kann deswegen zu einer Bodenschicht zusammengefasst werden, dennoch ergibt sich u. a. aus der tektonisch beeinflussten Beanspruchung eine relevante Heterogenität, die in weiterer Folge die Bestimmung einer für die analysierte Bodenschicht repräsentative Kohäsion erschwert. Neben der realistischen Erfassung einer (Peak-) Kohäsion ist auch eine verformungsabhängige Reduktion der Kohäsion von größter Bedeutung.

Das im vorliegenden Kapitel analysierte Randwertproblem zeigt deutlich auf, dass eine FE-Berechnung mit einer nicht-entfestigenden Materialtheorie das tatsächliche Tragverhalten bei Ansatz einer (Peak-) Kohäsion stark überschätzt. Andererseits führt eine Analyse ohne Ansatz von Kohäsion bereits während des Aushubs zu einem Kollaps der Böschung. Diese beiden nicht-entfestigenden Ausgangsberechnun-

¹⁰Der Variationskoeffizient bezeichnet statistisch gesehen das Verhältnis zwischen Standardabweichung und Mittelwert.

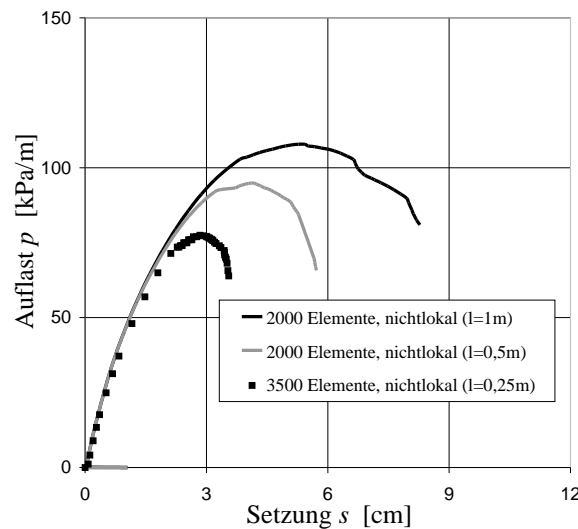


Abbildung 5.6: Auflast p als Funktion der auftretenden Setzungen unterhalb der Lastplatte für die FE-Simulationen lt. Abb. 5.5.

gen dienten als Grundlage für kohäsionsentfestigende Berechnungen. Zur Vermeidung einer Netzabhängigkeit wurde dieses entfestigende Stoffgesetz mit der nichtlokalen Methode verbunden und führte so zu realistischeren Versagensmechanismen.

Wesentliche Erkenntnis der Lokalisierungsuntersuchungen unter den gegebenen Randbedingungen ist, dass das Last-Verschiebungsverhalten der Lastplatte hinter der Böschungskrone eine deutliche Peakfestigkeit gefolgt von einer ausgeprägten Entfestigung aufzeigt. Sowohl die maximal aufnehmbare Last als auch das anschließende Entfestigungsverhalten sind stark abhängig von der Dicke des numerisch auftretenden Scherbandes. Je dünner das numerische Scherband simuliert wird (abhängig von der Diskretisierung und der damit einhergehenden Wahl des internen Längenparameters, der die Lokalisierungszone vorgibt), desto geringer ist die maximal aufnehmbare Last und desto schneller entwickelt sich der nachfolgende Bruch.

Die vorliegenden FE-Analysen enden bei einer erfolgreichen Simulation einer 50 cm dicken Scherzone. Das in der Natur tatsächlich auftretende Scherband wird jedoch noch deutlich dünner sein, weswegen sowohl an Diskretisierungstechniken (z. B. Verbesserung durch adaptive Netzverfeinerung möglich) als auch an die zur Verfügung stehende Rechnerkapazität Herausforderungen gestellt sind.

5.2 Berechnung einer Tunnelortsbrust

Beim Auffahren einer Tunnelröhre ist zunächst der Ausgangszustand hinsichtlich der Tiefe des Tunnels unter der Geländeoberkante zu betrachten. Für die Bemessung tiefliegender Tunneln spielt die Zunahme der Spannungen mit der Tiefe eine

untergeordnete Rolle¹¹, während bei relativ seicht liegenden Tunneln der geostatische Primärspannungszustand für die weitere tunnelstatische Berechnung entscheidend ist. Außerdem werden diese seicht liegenden Tunneln auch aus historischen Vorbelastungen (z. B. Gletscher) und die dadurch entstehende Überkonsolidierung des Bodens beeinflusst. Die Stabilität der Tunnelröhre ist durch eine entsprechende Dimensionierung des Ausbaus sicherzustellen, wobei die dabei notwendige tunnelstatische Bemessung bei seichtliegenden Tunneln durch die Vermeidung zu großer Setzungen an der Geländeoberkante geprägt ist. Auf Grundlage von geotechnischen Voruntersuchungen und den geforderten Planungsleistungen sowie der baubetrieblichen Randbedingungen kann prinzipiell zwischen zwei Vortriebsarten gewählt werden. Zum einen der konventionelle Vortrieb (sogenannte Spritzbetonbauweise oder NÖT) andererseits der maschinelle Vortrieb (z. B. Vortrieb mit Tunnelbohrmaschine, im speziellen Fall der Schildvortrieb). Während im ersteren Fall die Sicherung im Tunnelquerschnitt durch eine Kombination aus Spritzbetonschale, Ausbaubögen und Anker sicherzustellen ist, wird bei der zweiten Möglichkeit des maschinellen Vortriebs der notwendige Ausbauwiderstand, sofern erforderlich, zunächst durch den Stützdruck und das Schild und danach durch Stahlbeton-Fertigteile (sogenannte Tübbinge) übernommen.

Einer der Hauptproblematiken bei der Herstellung eines Tunnelbauwerkes ist die Beherrschung der Standsicherheit der Tunnelortsbrust. Beim Schildvortrieb wird die Ortsbruststabilität in der Regel durch einen Stützdruck gewährleistet. Demgegenüber kann bei konventionellen Tunnelvortrieben die Stabilität der Ortsbrust entweder durch eine Reduzierung der Ausbruchfläche oder einer vorausseilenden Bodenverbesserung (z. B. durch Anwendung von Ortsbrustankern bzw. vorausseilenden Zementinjektionen) bzw. durch einen erhöhten Luftdruck im betrachteten Tunnelabschnitt sichergestellt werden (Druckluftschleusen).

Die Standsicherheit der Tunnelortsbrust ist, abgesehen von der Wahl eines geeigneten Ausbruchquerschnitts, vor allem von den anstehenden Bodeneigenschaften abhängig. Dabei spielt die Kohäsion des betrachteten Bodens eine maßgebliche Rolle. Das Antreffen stark kohäsiver Böden erleichtert das Anwenden konventioneller Vortriebsverfahren, während die Ortsbruststabilität in gering kohäsiven Böden leichter durch einen Schildvortrieb mit entsprechendem Stützdruck beherrscht werden kann.

Im vorliegenden Kapitel soll die Stabilität der Ortsbrust eines bindigen Bodens hinsichtlich einer Reduktion der Kohäsion unter fortgesetzter Verformung und der Möglichkeit eines damit verbundenen progressiven Verbrauchs untersucht werden.

¹¹In tiefliegenden Tunnel tritt die Verformungsprognose und die geostatische Beanspruchung der Tunnelchale in den Hintergrund; problematischer für den notwendigen Ausbauwiderstand ist die Beherrschung allfälliger Bergwässer und lokale Verbrauchserscheinungen in angetroffenen Störzonen.

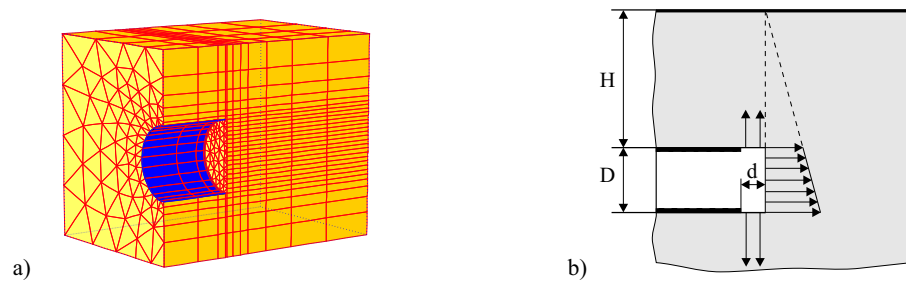


Abbildung 5.7: Beispiel einer 3D-FEM Simulation der Tunnelortsbrust (a) im Vergleich zur 2D-Idealisierung (b) (aus: [137]).

5.2.1 Betrachtetes Randwertproblem

Ausgangspunkt der Berechnung ist eine Tunnelröhre in Form eines Kreisquerschnittes mit einem Tunneldurchmesser $D = 6$ m. Betrachtet wird ein seicht liegender Tunnel mit einer Überdeckung $H = 6$ bzw. 12 m, wodurch sich eine relative Überdeckung $H/D = 1$ bzw. 2 ergibt. Bei den vorliegenden Untersuchungen handelt es sich um einen homogenen bindigen Boden, der analog zu Kap. 5.1 einen typischen überkonsolidierten Tonböden im Rhein–Main Gebiet repräsentieren soll. Zur Anwendung kommt das um die Kohäsionsentfestigung erweiterte Hyperbolische Modell (vgl. Kap. 4.3.3). Zur Beschreibung des Materialverhaltens des betrachteten Bodens werden die in Tab. 5.1 angeführten Parameter verwendet. In den weiteren Betrachtungen wird vereinfachend davon ausgegangen, dass der Grundwasserspiegel unterhalb des Tunnelquerschnittes liegt.

5.2.2 Diskretisierung und Berechnungsablauf

Wesentliche Voraussetzung für die Standsicherheit eines ungestützten Hohlraumes, insbesondere der Tunnelortsbrust, ist die Mobilisierung einer dreidimensionalen Gewölbewirkung. Dabei handelt es sich im wesentlichen um drei Effekte, die sich gegenseitig überlagern:

- quer zum Tunnel verlaufende Gewölbeeffekte,
- längs zum Tunnel verlaufende Gewölbeeffekte,
- eine Kuppelwirkung vor der Ortsbrust.

Aus der Kombination dieser Effekte resultiert der maßgebende Spannungs-/Dehnungszustand [29]. Somit sind zu einer erfolgreichen Dimensionierung des Ausbaus und der Prognose der auftretenden Setzungen dreidimensionale FE-Modellierungen wünschenswert. Am eigenen Institut werden derzeit umfangreiche nichtlineare, dreidimensionale FE-Tunnelanalysen (u. a. [135, 136, 137, 138, 140]) mit der 3D-Version eines FE-Programms [17] durchgeführt. Ein typisches FE-Netz, wie es für die Be-

rechnungen verwendet wird, ist in Abb. 5.7a dargestellt¹².

Für die vorliegende Arbeit werden lediglich 2D-Betrachtungen durchgeführt, die die Effekte der Spannungsumlagerungen bzw. die Wirkung des räumlichen Gewölbes nicht vollständig erfassen können. Jedoch können aus der Kombination mit den dreidimensionalen FE-Berechnungen Rückschlüsse auf Abminderungsfaktoren gezogen werden, so dass die Resultate der 2D-Berechnungen denen der 3D-Berechnungen angepasst werden können. Der in der vorliegenden Arbeit betrachtete ebene Verformungszustand bildet den Boden durch 6-knotige Dreieckselemente ab. Die aussteifende Tunnelschale wird vereinfachend durch horizontale Gleitlager wiedergegeben¹³. In Abb. 5.7b ist eine prinzipielle Darstellung der 2D-Modellierung dargestellt.

Vor der aussteifenden Tunnelschale befindet sich ein ungestützter Kreisring der Länge d , der vielfach als Abschlagslänge bezeichnet wird. Unter der Annahme, dass die Abschlagslänge d im Vergleich zum Tunneldurchmesser D sehr klein ist ($d \ll D$), bleibt diese in den weiteren Berechnungen unberücksichtigt. Zur Minimierung der notwendigen Elementanzahl wurde der Berechnungsausschnitt möglichst klein gewählt¹⁴. Die Randbedingung der betrachteten Geometrie ist gekennzeichnet durch eine freie Geländeoberfläche, seitliche Rollenlagerung und eine unverschiebliche Grundfläche.

Der Berechnungsablauf gliedert sich in 3 Phasen:

- Phase 1: Erzeugung des Primärspannungszustandes aus Eigengewicht auf den gewählten Berechnungsausschnitt, d. h. Aktivierung des K_0 -Zustandes mit $K_0 \approx 1 - \sin \varphi$ (Tunnelaushub noch nicht getätigt)¹⁵.
- Phase 2: Aushub des Tunnelabschnittes durch Entfernen des entsprechenden Bodenvolumens und Aktivierung des Ausbauwiderstandes durch vertikale Gleitlagerung an den Tunnelberandungen. Gleichzeitig wird eine dem Ausgangsspannungszustand entsprechende äquivalente Horizontalspannung an der Tunnelortsbrust aktiviert, so dass das Gleichgewicht in dieser Rechenphase nicht gestört wird (vgl. Abb. 5.7b).
- Phase 3: Diese zunächst äquivalente Horizontalspannung auf die Ortsbrust wird nun sukzessive reduziert und damit der minimal erforderliche Stützdruck auf die Ortsbrust bestimmt. Mit abnehmendem Stützdruck nehmen die Verformungen generell zu; in Abb. 5.8(links) wird das Berechnungsergebnis durch

¹²Aus Gründen der Symmetrienausnutzung wird nur ein über die Längsachse halbiertes Tunnel betrachtet; der Boden wird durch 15-knotige prismatische Volumenelemente und die Tunnelinnenfläche durch sehr steif angesetzte, 8-knotige Schalenelemente modelliert.

¹³Diese Modellierung kommt dem Schildvortrieb mit Ausbau durch Tübbingse sehr nahe, denn bei dieser Vortriebsart beschränkt sich die Verformung auf die Ringspaltschließung zwischen dem Überprofil der Schildmaschine und den nachfolgend eingebauten Fertigteilen.

¹⁴Der Berechnungsausschnitt muss jedoch hinreichend groß gewählt sein, um eventuelle Randeinflüsse zu vermeiden.

¹⁵Obwohl es sich bei Frankfurter Ton um einen überkonsolidierten Boden handelt, wird analog zur üblichen Vorgehensweise der Frankfurter Baupraxis $K_0 \approx 1 - \sin \varphi$ verwendet.

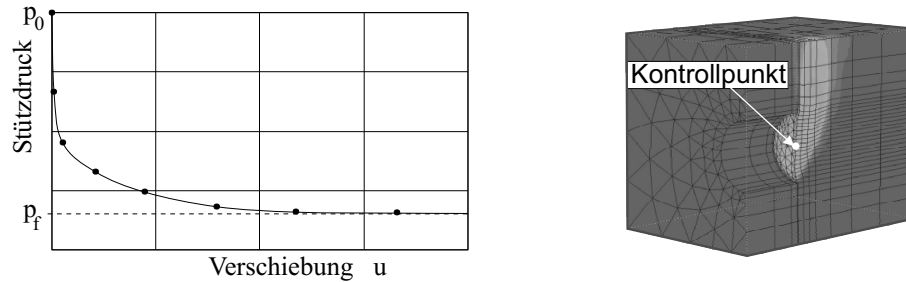


Abbildung 5.8: Druck-Verschiebungskurve als Resultat der Darstellung des notwendigen Stützdrucks p als Funktion der horizontalen Verschiebung u des Kontrollpunktes in der Mitte der betrachteten Ortsbrust (aus: [137]).

den notwendigen Stützdruck p als Funktion der horizontalen Verschiebung u des Kontrollpunktes in der Mitte der betrachteten Ortsbrust illustriert. Sobald bei stetiger Zunahme der Verschiebungen keine Reduzierung des Stützdrucks mehr einhergeht, ist der Bruchzustand p_f erreicht, d. h. die Druck-Verschiebungskurve nähert sich einer horizontalen Geraden an.

5.2.3 Berechnungsergebnisse

Wie eingangs erwähnt, werden 2 unterschiedliche Überdeckungen der Tunnelröhre analysiert: ein erster Abschnitt des vorliegenden Kapitels beschäftigt sich mit der Analyse eines Tunnels mit relativer Überdeckung $H/D = 2$, d. h. die Überdeckung des Tunnels (Durchmesser 6 m) beträgt 12 m. In einem zweiten Abschnitt wird eine Randbedingung betrachtet, die eine relative Überdeckung $H/D = 1$ aufweist.

Relative Überdeckung $H/D = 2$:

Zunächst wurden für eine Überdeckung der Tunnelröhre von $D = 12$ m nicht-entfestigende elasto-plastische Berechnungen (mit Verfestigung aber ohne Entfestigung) durchgeführt, um die Wirkungsgrenzen eines stark streuenden Kohäsionsbeiwertes c auszuloten. Eine erste Analyse des Randwertproblems mit einer vollen Mobilisierung der Kohäsion $c = 20$ kPa über weite Bereiche des betrachteten Berechnungsausschnittes kommt, wie in Abb. 5.9 illustriert, zum Ergebnis, dass der verbleibende Grenzstützdruck p_f einen sehr kleinen Wert annimmt. Wird diese erste Analyse als ein idealisierter oberer Grenzwert der Tragfähigkeit betrachtet, steht diesem auf der anderen Seite ein unterer Grenzwert gegenüber, der durch eine Modellierung des Randwertproblems ohne Kohäsion ($c = 0$) entsteht. Die in Abb. 5.9 dargestellte Druck-Verschiebungskurve für diesen idealisierten Fall nähert sich ebenfalls einer Geraden, die den Bruchspannungszustand vorgibt, an. Der notwendige Stützdruck zur Stabilität der Ortsbrust beträgt in diesem zweiten Fall $p_f \approx 51$ kPa.

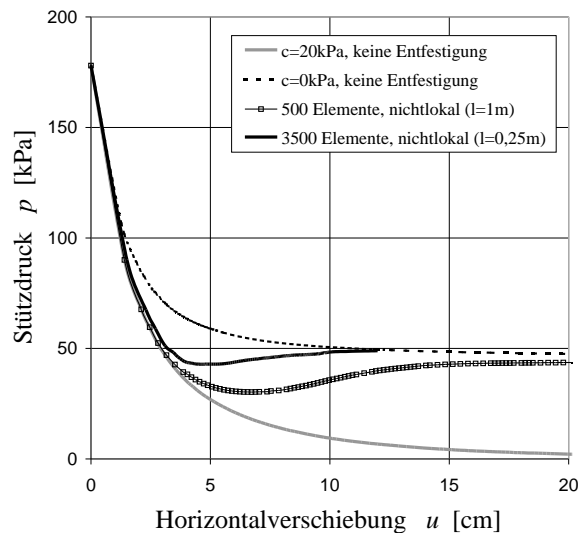


Abbildung 5.9: Druck–Verschiebungskurve als Resultat der FE–Analysen für den Tunnel mit einer relativen Überdeckung $H/D = 2$.

Diese idealisierten Berechnungen mit und ohne Kohäsion, die mit einer Mobilisierung der entsprechenden Festigkeit in weiten Bereichen des betrachteten Randwertproblems einhergehen, zeigen auf, dass die Kohäsion als eine variable Größe eingeführt werden muss. Im weiteren werden zwei kohäsionsentfestigende, nichtlokale FE–Analysen vorgestellt, die sich lediglich in ihrer Diskretisierung und in weiterer Folge in der Wahl des internen Längenparameters l unterscheiden.

Zunächst wird ein relativ grobes FE–Netz (500 Elemente) verwendet und mit einer internen Länge $l = 1$ m verbunden. Das Ergebnis in Abb. 5.10a lässt einen lokalisierten Verformungszustand erkennen, der sich an der Ortsbrust zunächst von der unteren Tunnelberandung (Sohle) nach oben entwickelt und etwas später mit einer von der oberen Tunnelberandung (Firste) ausgehenden Inhomogenität zu einer plastischen Zone vor der Ortsbrust zusammenwächst und sich im weiteren Verlauf Richtung Geländeoberfläche fortsetzt. Das Verschiebungsfeld in Abb. 5.10a deutet bereits einen kaminartigen Verbruch des Bodens vor der Ortsbrust bis hin zur Geländeoberkante an¹⁶. Die auftretenden Scherbänder mit einer im Minimum 2 m breiten Zone können jedoch noch keinesfalls das wirkliche Materialverhalten abbilden.

Das Resultat einer weiteren FE–Simulation unter denselben Randbedingungen ist in Abb. 5.10b durch Konturlinien des Verschiebungsfeldes wiedergegeben. In dieser Berechnung ist ein FE–Netz mit 3500 Elementen mit einem internen Längenparameter der Größenordnung $l = 0,25$ m verbunden. Im direkten Vergleich mit der vorhergehenden Berechnung (Abb. 5.10a) bilden sich nun konzentrierte Lokalisierungszone (Scherbandbreite $t_s \approx 0,5$ m) von der unteren und oberen Ecke (zunächst an der Sohle und im späteren Verlauf an der Firste) Richtung Geländeoberfläche aus. Die

¹⁶Im Tunnelbau wird dieser Bruchmechanismus oftmals als (schlotartiger) Tagbruch bezeichnet.

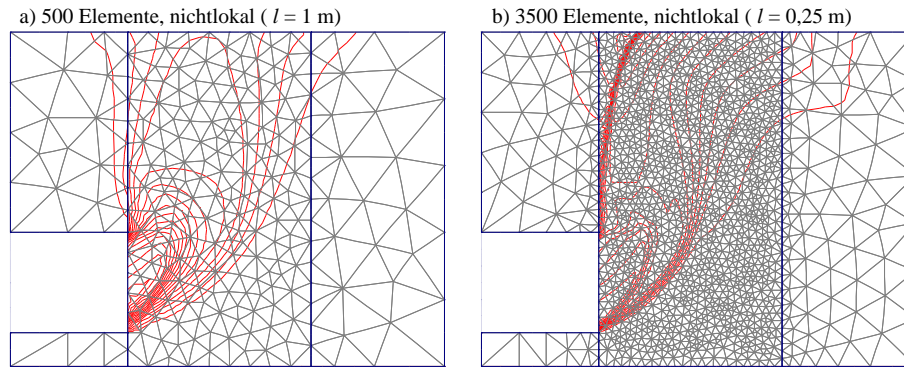


Abbildung 5.10: Konturlinien des resultierenden Verschiebungsfeldes für unterschiedliche FE-Simulationen der Tunnelortsbrust mit einer relativen Überdeckung $H/D = 2$: (a) 500 Elemente, nichtlokale Entfestigung (interne Länge $l = 1$ m) und (b) 3500 Elemente, nichtlokale Entfestigung (interne Länge $l = 0,25$ m).

realistischere Darstellung des inhomogenen Bruchmechanismus lässt auch den kamartigen Verbruch vor der Ortsbrust deutlicher erscheinen.

Bei Betrachtung der Druck–Verschiebungskurven in Abb. 5.9 ist ersichtlich, dass sich bereits die nichtlokale Berechnung mit dem groben FE-Netz (500 Elemente) von der nicht-entfestigenden elasto-plastischen Berechnung mit $c = 20$ kPa verzweigt, im weiteren Verlauf einem Minimum des erforderlichen Stützdrucks entgegensteuert (Peak im Entlastungsvorgang mit $p_{min} \approx 30$ kPa), um schließlich zu entfestigen und sich somit dem Grenzstützdruck $p_f \approx 44$ kPa zu nähern, der mit der Berechnung ohne Kohäsion übereinstimmt. Die weitere Berechnung mit einem sehr feinen FE-Netz (3500 Elemente) unterscheidet sich bei Betrachtung der Last–Verschiebungskurve in Abb. 5.9 bereits früher von der nicht-entfestigenden Berechnung der oberen Tragfähigkeitsgrenze, der minimale Stützdruck ($p_{min} \approx 43$ kPa) ist bereits schneller erreicht und betragsmäßig deutlich höher, im Entfestigungsbereich ist eine geringe Zunahme des Stützdrucks ersichtlich, bis sich schließlich auch diese Berechnung der unteren Tragfähigkeitsgrenze nähert ($p_f \approx 49$ kPa).

Relative Überdeckung $H/D = 1$:

Der zweite Abschnitt des vorliegenden Kapitels analysiert eine Tunnelröhre mit gleichbleibendem Durchmesser ($D = 6$ m) allerdings mit einer Überdeckung $H = 6$ m. Wiederum werden zunächst elasto-plastische Analysen mit Verfestigung aber ohne Entfestigung durchgeführt, um die generellen Tragfähigkeitsgrenzen mit und ohne Kohäsion abzuklären. Die sich daraus ergebenden Last–Verschiebungskurven sind in Abb. 5.11 dargestellt. Im folgenden werden diesen Ausgangsberechnungen zwei FE-Analysen mit nichtlokaler Kohäsionsentfestigung gegenübergestellt, die sich lediglich in ihrer Diskretisierung und in weiterer Folge in der Wahl des internen Längenparameters l unterscheiden. Die Ergebnisse in Abb. 5.12 sind mit einem 2000 Elemente-Netz (a) und mit einem 3500 Elemente-Netz (b) entstanden. Die

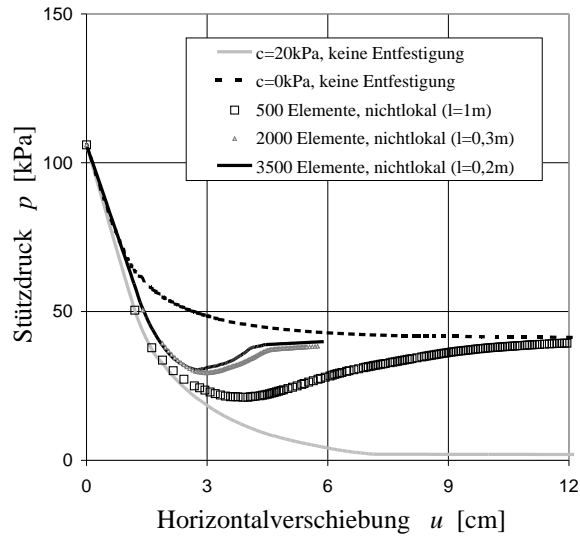


Abbildung 5.11: Druck–Verschiebungskurve als Resultat der FE–Analysen für den Tunnel mit einer relativen Überdeckung $H/D = 1$.

Konturlinien des Verschiebungsfeldes beider Berechnungen (gekoppelt mit einer internen Länge $l = 0,3$ bzw. $0,2$ m) lassen zwei unabhängige konzentrierte lokalisierte Verformungsbereiche erkennen. Eine Beobachtung des progressiv entstehenden Versagensmechanismus zeigt, dass sich an der Ortsbrust zunächst ein Scherband von der Sohle Richtung Geländeoberkante entwickelt und etwas später fast unabhängig vom ersten Scherband ein zweites ausgehend von der Firste entsteht. Resultat ist ein in Abb. 5.12 deutlich sichtbarer kaminartiger Verbrauch. Die lokalisierten Zonen sind in der zweiten Berechnung mit einem stark verfeinerten FE-Netz (3500 Elemente) durch eine Breite $t_s \approx 40$ cm charakterisiert.

Bei Betrachtung der nichtlokalen Druck–Verschiebungskurven in Abb. 5.11 kann bereits bei einer nichtlokalen Berechnung mit einem sehr groben FE-Netz (500 Elemente) die Verzweigung von der nicht–entfestigenden elasto–plastischen Berechnung (mit $c = 20$ kPa), das Erreichen eines Peaks im Entlastungsvorgang ($p_{min} \approx 21$ kPa) und schließlich ein allmählicher Übergang in einen Grenzstützdruck $p_f \approx 39$ kPa, der mit der Berechnung ohne Kohäsion übereinstimmt, aufgezeigt werden. Die weiteren Berechnungen mit sehr feinen FE-Netzen (2000 und 3500 Elemente) setzen dieses globale Materialverhalten tendenziell fort. Wesentliche Unterschiede sind eine geringfügig kleinere Steifigkeit zu Beginn des Entlastungsvorganges, ein früheres Abweichen von der oberen (nicht–entfestigenden) Tragfähigkeitsgrenze, ein früheres Erreichen des Peaks und ein schnelleres, aber dennoch stetiges Erreichen der unteren Tragfähigkeitsgrenze.

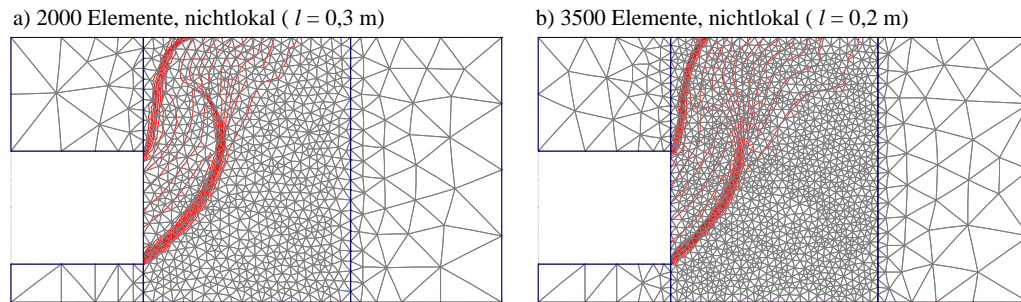


Abbildung 5.12: Konturlinien des resultierenden Verschiebungsfeldes für unterschiedliche FE-Simulationen der Tunnelortsbrust mit einer relativen Überdeckung $H/D = 1$: (a) 2000 Elemente, nichtlokale Entfestigung (interne Länge $l = 0,3$ m) und (b) 3500 Elemente, nichtlokale Entfestigung (interne Länge $l = 0,2$ m).

5.2.4 Diskussion der Ergebnisse

Die Untersuchung der Stabilität einer Tunnelortsbrust für zwei unterschiedliche Überdeckungen verdeutlicht zunächst die Notwendigkeit der Erweiterung verfestigender Materialmodelle um Effekte der Entfestigung. Die Anwendung des um Kohäsionsentfestigung erweiterten Hyperbolischen Modells liefert Resultate, aus denen bereits interessante Rückschlüsse für die Analyse der Grenztragfähigkeit eines seicht liegenden Tunnelvortriebes und den damit verbundenen Betrachtungen der Ortsbruststabilität gezogen werden können.

Wesentliche Erkenntnis der vorliegenden Berechnungen ist, dass die resultierenden (Gebirgs-)Kennlinien¹⁷⁾ der Ortsbruststabilität unter Verwendung eines nicht-entfestigenden Stoffgesetzes weder für den Fall des Ansatzes der vollen Kohäsion (kohäsive Kennlinien) noch für den Fall der kohäsionslosen Betrachtung (kohäsionslose Kennlinien) zutreffend sind. Diese Ergebnisse reichen jedoch einer oberen und unteren Begrenzung der realen Tragfähigkeit. Die Anwendung des entfestigenden Materialmodells zeigt auf, dass die entfestigende Kennlinie nach geringer Entlastung von der kohäsiven Kennlinie abweicht und sich in weiterer Folge der kohäsionslosen Kennlinie annähert.

Eine weitere Erfahrung aus den vorliegenden Untersuchungen betrifft die Variation der relativen Überdeckung der Tunnelröhre. Der Vergleich der sich progressiv fortsetzenden Entfestigungszonen (Scherbänder) für die Fälle einer relativen Überdeckung $H/D = 2$ bzw. $H/D = 1$ weist darauf hin, dass sich im ersteren Fall ($H/D = 2$) zunächst ein so bezeichneter Tragrिंग vor der Ortsbrust entfestigt¹⁸⁾, bevor sich die Scherlokalisierung Richtung Geländeoberfläche weiterentwickelt und einen kaminartigen Verbruch des Bereiches vor der Ortsbrust ankündigt. Im Gegensatz dazu bilden sich im zweiten Fall ($H/D = 1$) Dehnungslokalisierungen direkt von den vordersten

¹⁷⁾(Gebirgs-)Kennlinie ist ein tunnelstatischer Ausdruck für den notwendigen Ausbauwiderstand in Abhängigkeit der zugelassenen Verschiebung.

¹⁸⁾Oder anders ausgedrückt: von den unteren und oberen Tunnelberandungen (Sohle und Firste) ausgehende Inhomogenitäten wachsen zu einer entfestigenden Zone vor der Ortsbrust zusammen.

Bereichen der Sohle und der Firste Richtung Geländeoberkante aus und zeigen den bevorstehenden kaminartigen Verbruch schneller auf.

Im Zusammenhang mit einer realistischen Prognose der Ortsbruststabilität einer Tunnelröhre sind jedoch folgende Einschränkungen zu betonen: Die im vorliegenden Kapitel vorgenommene Modellierung stellt eine starke Idealisierung des wirklichen Materialverhaltens beim Auffahren eines Tunnels dar. So wird lediglich ein ebener Fall betrachtet, wodurch bestimmte Effekte der Gewölbewirkung unberücksichtigt bleiben. Desweiteren wird die Tunnelberandung durch eine fixe Lagerung abgebildet. Schließlich bleibt der Einfluss des Grundwassers unberücksichtigt. Eine Erweiterung der vorliegenden Studie auf 3D-FE-Analysen mit realitätsnaher Modellierung der Tunnelschale und Berücksichtigung einer Grundwasserzuströmung ist jedoch grundsätzlich möglich.

5.3 Bewertung der Randwertprobleme

Die beiden in Betracht gezogenen Randwertprobleme, die relativ komplexe Be- und Entlastungsvorgänge beinhalten, konnten durch Verwendung des kohäsionsentfestigenden Hyperbolischen Modells prinzipiell sehr gut wiedergegeben werden; die Bruchmechanismen — Böschungsbruch im ersten Fall und schlotartiger Tagbruch im zweiten Fall — konnten grundsätzlich erfolgreich simuliert werden. Allerdings würde die Verwendung praxisrelevanter Randwertprobleme zur Verifizierung erweiterter Stoffgesetze eine Überprüfung an Messdaten erfordern; geeignete Messdaten standen allerdings nicht zur Verfügung.

Weitere Bemerkungen sind:

- Die Verwendung eines höherwertigen Stoffgesetzes (wie z. B. die in der vorliegenden Arbeit verwendeten Modelle, welche eine Verfestigungsplastizität und spannungsabhängige Steifigkeiten, sowie eine Unterscheidung zwischen der Steifigkeiten unter Erst- und Ent-Wiederbelastungsvorgängen beinhalten) erfordert ein hohes Maß an Genauigkeit bei der richtigen Parameterwahl.
- Entfestigende Materialtheorien, wie das hier vorgestellte kohäsionsentfestigende Hyperbolische Modell, enthalten komplexe Ansätze auf der Ebene der Kontinuumsmechanik und führen zu zusätzlichen Eingangsparametern, deren verlässliche Bestimmung in weiteren Sensitivitätsanalysen abzuklären sind.
- Im vorliegenden Kapitel wurden die FE-Netze sukzessive verfeinert, um einerseits regularisierte, d. h. netzunabhängige Resultate zu erhalten und andererseits numerische Lokalisierungszone zu prognostizieren, die der Realität bereits nahe kommen. Dennoch wird erst eine automatische adaptive Netzverfeinerung kombiniert mit noch größeren Rechnerleistungen dazu befähigen, das reale Lokalisierungsverhalten abzubilden.

Die Entwicklung und Anwendung hochentwickelter Rechenmodelle zur Analyse komplexer geotechnischer Randwertprobleme darf nicht darüber hinweg täuschen, dass das betrachtete Material natürlich anstehender Boden ist, dessen Homogenität ein relativer Begriff ist. Nicht erkannte örtliche Inhomogenitäten (wie Hohlräume, Klüfte, Risse etc.) können schlagartig alle Rechenannahmen außer Kraft setzen. Die Europäische Normung zur Geotechnik [54] fand dazu nach Meinung des Verfassers die passenden Worte:

“In der Geotechnik hängt die Kenntnis über die Untergrundverhältnisse von dem Umfang und der Qualität der geotechnischen Untersuchungen ab. Solche Kenntnisse und die fachgerechte Bauausführung sind für die Erfüllung der grundsätzlichen Anforderungen wichtiger als die Genauigkeit der Rechenmodelle und der Teilsicherheiten.“

Kapitel 6

Zusammenfassung und Ausblick

Die vorgestellte Arbeit liefert einen Beitrag zur Beschreibung typischer Entfestigungsphänomene in geotechnisch relevanten Materialien. Versagensmechanismen in Böden folgern meist aus einer Konzentration der Verzerrungen in örtlich begrenzten Bereichen (bezeichnet als Dehnungslokalisierung) und sind mit einer fortschreitenden Reduzierung der Festigkeit, der sogenannten Entfestigung, verbunden.

Der vorliegende Beitrag baut auf vier wesentlichen Bestandteilen auf:

- Grundlage ist eine umfangreiche Datenbasis an zwei verschiedenen Geomaterialien.
- Empirische Ansätze zur Beschreibung der Reibungs- und Kohäsionsentfestigung dienen zur Erweiterung bestehender Stoffgesetze.
- Die Implementierung der entfestigenden Stoffgesetze in ein FE-Programm erfordert im weiteren die Verwendung einer Regularisierungsmethode.
- Biaxialtests und praxisorientierte geotechnische Randwertprobleme dienen als Validierung und Verifizierung des gewählten Ansatzes.

Phänomenologie der Testdaten: Der vorliegende Beitrag baute auf einer phänomenologischen Herangehensweise auf. Ausgangspunkt der Arbeit war die Betrachtung des typischen Materialverhaltens auf Grundlage einer umfangreichen experimentellen Datenbasis an zwei äußerst unterschiedlichen Bodenarten. Einerseits handelte es sich um einen nichtkohäsiven Sand, der in verschiedensten Forschungseinrichtungen (mitunter auch am IGS, Stuttgart) intensiv getestet worden ist (Hostun-Sand). Somit wurden im Rahmen der vorliegenden Studie keine neuen Experimente an Sandproben durchgeführt, sondern vorhandene Ergebnisse systematisch geordnet und dokumentiert. Andererseits war es notwendig, das Materialverhalten einer typischen Bodenart aus der Gruppe der kohäsiven Reibungsmaterialien zu analysieren. Die Erkenntnis, dass in der zugänglichen Literatur eine ausreichende systematische Untersuchung unter verschiedenen Versuchsbedingungen (einschließlich des Postpeak-Verhaltens) an einem natürlichen, steifen Ton fehlte, veranlasste dazu,

ein umfangreiches experimentelles Versuchsprogramm an dem sogenannten Beaucaire Mergel durchzuführen.

Aus der oben genannten experimentellen Datenbasis an einem bindigen und nicht-bindigen Boden konnten zunächst wichtige Rückschlüsse für die anschließende Modellierung gezogen werden:

- Wesentlich für eine erfolgreiche Interpretation der Testdaten war eine Quantifizierung des Einflusses der Versuchsrandbedingungen auf das resultierende Materialverhalten. Für beide Bodenarten standen Tests unter vier verschiedenen Versuchsrandbedingungen zur Verfügung, wodurch eine Identifizierung dieses Einflusses erleichtert wurde.
- Neben dem Spannungsniveau und der Initialdichte des betrachteten Versuchsmaterials, die die Scherfestigkeit und die Steifigkeit eines Bodens, aber auch das Lokalisierungsverhalten erheblich beeinflussen, spielt das spezifische Bodengefüge des Materials eine ausschlaggebende Rolle. Die Granulometrie und/oder Mineralogie des untersuchten Reibungsmaterials bestimmen das Entfestigungsverhalten, d. h. den Versagensmodus bzw. die Art der Lokalisierung, in erheblichem Maße mit.
- Wesentlich für eine Interpretation des charakteristischen Materialverhaltens ist die prinzipielle Unterscheidung zwischen künstlich erzeugten Bodenproben bzw. natürlichen Probenkörpern. Während der untersuchte Hostun-Sand für die Experimente im Labor „künstlich“ eingerieselt wurde und somit eine Homogenität der Probe sichergestellt werden konnte, war dies bei der Untersuchung des natürlich sedimentierten Beaucaire-Mergels nicht möglich. Trotz der Tatsache, dass dieses Material einer Bodenschicht mit relativer Homogenität entnommen wurde, folgert aus einer geringen Streuung innerhalb der mineralogischen und granulometrischen Zusammensetzung sowie aus einer damit einhergehenden Varianz der Dichte eine erhebliche Variabilität der mechanischen Eigenschaften. Neben dieser Streuung der Materialkennwerte natürlich sedimentierter Böden, führen weitere Einflüsse, wie Sedimentationsanisotropie und historisch bedingte Überkonsolidierungsverhältnisse zu einer erhöhten Komplexität bei der Interpretation der experimentellen Resultate.
- Hinsichtlich einer Lokalisierungsanalyse besitzen sowohl der dichtgelagerte Hostun Sand als auch der überkonsolidierte Beaucaire-Mergel eine Ausgangsporenzahl, die kleiner als die sogenannte kritische Porenzahl ist. Unter fortgesetzter Verformung strebt die Porenzahl in der entstehenden Scherfuge der kritischen Porenzahl entgegen und ist somit mit einer Auflockerung des Partikelgefüges (Dilatanz) verbunden. Damit verbunden reduziert sich die Festigkeit, d. h. eine Entfestigung tritt ein. Im Fall des Hostun-Sandes nimmt der Reibungswinkel sukzessive ab, bis der Restreibungswinkel (kritische Zustand) erreicht ist. Im Falle des Beaucaire-Mergels konnte beobachtet werden, dass die Entfestigung vorwiegend durch eine Reduzierung der Kohäsion geprägt ist, während der Reibungswinkel nahezu unverändert bleibt. Grund hierfür ist in

erster Linie das spezifische Partikelgefüge; Beaucaire Mergel kann nach seiner Korngrößenverteilung als toniger Schluff bezeichnet werden — die größeren Partikel verhindern zumindest unter niedrigem bis moderatem Spannungsniveau eine Ausrichtung der Tonplättchen und somit eine wesentliche Reduzierung des Reibungswinkels.

Konstitutive Ansätze: Die oben genannten phänomenologischen Beobachtungen wurden in der vorliegenden Arbeit genutzt, um einerseits einen Ansatz zur Reibungsentfestigung in dichten Sanden und andererseits einen Ansatz zur Kohäsionsentfestigung eines überkonsolidierten bindigen Bodens zu beschreiben.

Reibungsentfestigung: In Kap. 3 wurde ein auf empirischen Beobachtungen beruhender Ansatz zur Beschreibung der Reibungsentfestigung vorgestellt. Der Reibungsentfestigungsansatz kann als eine phänomenologische Erweiterung eines bestehenden elastoplastischen Materialmodells aufgefasst werden, indem eine Abhängigkeit des Festigkeitsparameters (Reibungswinkel φ) von der Zustandsgröße Porenzahl verwendet wird. Die Erweiterung der Entfestigung auf der Ebene des Stoffgesetzes erforderte die ausschließliche Betrachtung der Materialentfestigung, die auf dem dilatanten Verhalten dichter Sande beruht (Auflockerung des Korngefüges). Verschiedenste empirische Beziehungen aus der Literatur und die Analyse der Testdaten an Hostun-Sand legten die Verwendung einer linearen Relation zwischen Reibungswinkel φ und Porenzahl e nahe. Diese lineare Beziehung wurde unter quasi-homogener Scherung beobachtet. Es wurde im weiteren angenommen, dass diese Beziehung auch bei inhomogenen Verzerrungszuständen innerhalb der Lokalisierungzone(n) Gültigkeit besitzt.

Kohäsionsentfestigung: In gleicher Weise erfolgte der Ansatz zur Beschreibung der Kohäsionsentfestigung in Kap. 4. Die Erweiterung der Entfestigung auf der Ebene des Stoffgesetzes erfolgte, indem eine lineare Abhängigkeit der Kohäsion c von der Zustandsgröße der Porenzahl e eingeführt wurde. Die lineare Beziehung wurde durch einen konstanten Entfestigungsmodul h_c beschrieben, der theoretisch auf Basis eines ideal-homogenen Schervorganges bestimmt werden kann. Triaxialversuche an kohäsiven Proben zeigen bei Anwendung verbesserter Randbedingungen (gedrungene Triaxialproben mit Endflächenschmierung) ein im Vergleich zu herkömmlichen schlanken Proben deutlich homogeneres Verformungsfeld im Postpeak-Bereich, insbesondere kann ein allmählicher, stetiger Entfestigungsvorgang festgestellt werden. Derartige Testdaten an Beaucaire-Mergel wurden genutzt, um den Entfestigungsmodul h_c zu bestimmen.

Kalibrierung an Testdaten: Ein Stoffgesetz aus der elastoplastischen Modellfamilie, das Hardening-Soil-Modell, wurde verwendet, um die umfangreichen Testdaten an Hostun-Sand und Beaucaire-Mergel einer Kalibrierung zu unterziehen, und somit eine Identifikation der notwendigen Parameter zur Beschreibung des betrachteten Materialverhaltens zu ermöglichen. Dieser Vergleich an Testdaten fand zunächst lokal, d. h. an einem Spannungspunkt statt. Zusätzlich wurde die Kalibrierung der Hostun-Sand-Testdaten mit einem weiteren Stoffgesetz aus der hypoplastischen Mo-

dellfamilie verglichen.

Nichtlokale Modellierung: Da bei Kombination von klassischen Kontinuums-theorien mit entfestigenden Konstitutivgesetzen eine Netzabhängigkeit des numerischen Diskretisierungsprozesses auftritt, wurde dieser Unzulänglichkeit durch eine Regularisierungsmaßnahme begegnet. Angewandt wurde im vorliegenden Beitrag die nichtlokale Integralmethode, deren Gewichtsfunktion einen internen Längenparameter beinhaltet. Somit kann die Erweiterung des klassischen Kontinuumsmodells um die nichtlokale Integralmethode und die darin verwendete interne Länge als ein Einfließen von Elementen der Mikrostruktur in die makroskopische Modellbildung angesehen werden.

Die Gewichtsfunktion der nichtlokalen Methode führte in der vorliegenden Arbeit zu einer Durchschnittsbildung der für die Entfestigung verwendeten Zustandsgröße (die plastische Volumendehnung), während alle anderen Zustandsgrößen streng lokal blieben. Dadurch wurde eine nahezu lokale Behandlung der konstitutiven Gleichungen bei gleichzeitiger Effektivität der Regularisierungsmaßnahme sichergestellt.

Verifizierung der nichtlokalen Modellbildung: Für beide betrachteten Geomaterialien, den Hostun–Sand und den Beaucaire–Mergel, dienten die vorhandenen biaxialen Experimente als *Benchmark*, um eine erste Verifizierung der Entfestigungsmodellierung anhand von Testdaten zu ermöglichen. Es resultierte für beide Materialien eine quantitative Gegenüberstellung der numerischen und experimentellen Ergebnisse bezüglich der resultierenden Arbeitslinien, sowie der auftretenden Lokalisierungsphänomene.

Randwertprobleme: Bei den in Kap. 5 vorgestellten, geotechnisch relevanten Randwertproblemen handelte es sich um die Herstellung einer geböschten Baugrube und eines Tunnelbauwerks. Die beiden Nachrechnungen mit dem kohäsionsentfestigenden Materialmodell verdeutlichten zunächst die Notwendigkeit der Erweiterung verfestigender Materialmodelle um Effekte der Entfestigung, sofern Versagensmechanismen in Betracht gezogen werden. Die Anwendung des entfestigenden Modells lieferte Resultate, aus denen bereits interessante Rückschlüsse für die Analyse der Grenztragfähigkeit eines seicht liegenden Tunnelvortriebes bzw. einer Böschung gezogen werden konnten. Die wirklichkeitsnahe Simulation der vorgestellten Randwertprobleme unterliegt jedoch folgenden Einschränkungen:

- Die untersuchten FE–Analysen endeten bei einer erfolgreichen Simulation einer im Minimum 30 cm dicken Scherzone. Das in der Natur tatsächlich auftretende Scherband ist jedoch deutlich dünner, weswegen sowohl an Diskretisierungstechniken (z. B. Verbesserung durch adaptive Netzverfeinerung möglich) als auch an die zur Verfügung stehende Rechnerkapazität Herausforderungen gestellt sind.
- Die vorgenommene Modellbildung war starken Idealisierungen unterworfen. So wurde lediglich ein ebener Verformungszustand betrachtet, während beide Berechnungsbeispiele in Realität stark durch dreidimensionale Effekte gekenn-

zeichnet sind. Darüber hinaus blieb der Einfluss des Grundwassers unberücksichtigt.

Ausblick: Generell erfordern höherwertige Stoffgesetze, wie das in der vorliegenden Arbeit verwendete Hardening–Soil–Modell, ein hohes Maß an Genauigkeit bei der richtigen Parameterwahl. Entfestigende Materialtheorien, wie die in dem vorliegenden Beitrag vorgestellten reibungs– bzw. kohäsionsentfestigenden Modelle, enthalten erweiterte Ansätze auf der konstitutiven Ebene und komplexe Ansätze auf der Ebene der Kontinuumsmechanik und führen so zu zusätzlichen Eingangsparametern (Entfestigungsmodul h und interne Länge l), deren verlässliche Bestimmung in weiteren, umfangreichen Sensitivitätsanalysen abzuklären ist.

In der vorliegenden Arbeit wurde das FE–Netz des jeweiligen Rechenbeispiels sukzessive verfeinert, um einerseits regularisierte, d. h. netzunabhängige Resultate zu erhalten und andererseits numerische Lokalisierungszone zu prognostizieren, die der Realität bereits nahe kommen. Dennoch wird erst eine automatische adaptive Netzverfeinerung kombiniert mit noch größeren Rechnerleistungen dazu befähigen, das reale Lokalisierungsverhalten abzubilden.

Die bisherigen Ausführungen betrachteten eine Reibungsentfestigung eines dichtgelagerten Sandes am Beispiel des Hostun–Sandes getrennt von einer Kohäsionsentfestigung eines tonigen Schluffs am Beispiel des Beaucaire–Mergels. Eine Wechselwirkung beider Entfestigungsphänomene ist in vielen praxisrelevanten Geomaterialien gefordert (z. B. Tone mit geringerem Schluffgehalt) und könnte als kombinierte Entfestigungsmodellierung eingeführt werden.

In Kapitel 4 wurden Versuchsergebnisse eines natürlichen Sediments präsentiert (Beaucaire–Mergel). Auf der Makro–Skala besitzen derartige Böden die Eigenschaft einer Sedimentations– bzw. Schichtanisotropie. Die Effekte der Schichtanisotropie, die bei Anwendung eines isotropen Materialmodells und eines fixen Parametersatzes nicht wiedergegeben werden können, wurden in der vorliegenden Arbeit durch die Einführung zweier variabler Eingabegrößen gesteuert. Das typische Materialverhalten des Beaucaire–Mergels zeigt jedoch den Bedarf einer Erweiterung der Modelle zur Wiedergabe der Effekte der Schichtanisotropie auf.

Generell kann die Anwendung der nichtlokalen Integralmethode bei ausreichender Netzverfeinerung Diskontinuitäten auf einer sehr „feinen Skala“ abbilden. Das Ergebnis ist eine regularisierte schwache Diskontinuität, die die Dehnungslokalisierung in dilatanten Reibungsmaterialien erfolgreich wiedergeben kann. Zur Modellierung starker Diskontinuitäten (z. B. Harnischflächen in bindigen Böden mit hohem Tonanteil) bieten sich jedoch nicht–regularisierte Strategien (ohne interne Längenskala) an, die ein Scherband der Dicke Null erzeugen können und zudem keine verfeinerten FE–Netze benötigen: als Beispiel wurde in der vorliegenden Arbeit die numerische Möglichkeit der Einbettung von Diskontinuitäten in Kontinuumsmodelle angeführt.

Literaturverzeichnis

- [1] AIFANTIS, E. C.: On the microstructural origin of certain inelastic models. In: *Journal of Engineering Materials and Technology, ASME* 106 (1984), S. 326–330
- [2] AMANN, P. ; BRETH, H. ; D., *Stroh*: Verformungsverhalten des Baugrundes beim Baugrubenaushub und anschließendem Hochhausbau am Beispiel des Frankfurter Tons. *Mitt. der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, TH Darmstadt, Heft 15, (1975)*
- [3] ARMERO, F. ; GARIKIPATI, K.: *An analysis of strong discontinuities in multiplicative finite strain plasticity and their relation with the numerical simulation of strain localization in solids.* In: *Int. J. Solids Struct.* 33 (1996), S. 2863–2885
- [4] ARTHUR, J. F. R. ; DUNSTAN, T.: *Rupture layers in granular materials.* In: *Proc. IUTAM Conf. Deformation and Failure of Granular Materials, Delft. Balkema, (1982), S. 453–459*
- [5] ATKINSON, J. H.: *Non-linear soil stiffness in routine design.* In: *Géotechnique* 50 (5) (2000), S. 487–508
- [6] BARDET, J. P. ; PROUBET, J.: *Shear-band analysis in idealized granular material.* In: *J. Eng. Mech.* (1992), S. 118–397
- [7] BAUER, E.: *Calibration of a comprehensive constitutive equation.* In: *Soils and Foundations* 36 (1) (1996), S. 13–25
- [8] BAŽANT, P. ; GAMBAROVA, B.: *Shear crack in concrete: Crack band microplane model.* In: *J. Struct. Eng., ASCE* 110 (1984), S. 2015–2036
- [9] BAŽANT, Z. P. ; LIN, F. B.: *Non-local yield limit degradation.* In: *Int. J. Num. Meth. Eng.* 35 (1988), S. 1805–1823
- [10] BIAREZ, J. ; HICHER, P.-Y.: *Elementary Mechanics of Soil Behaviour.* *Balkema, (1994)*
- [11] BISHOP, A. W.: *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes.* In: *Géotechnique* 4 (1) (1954), S. 7–17

- [12] BISHOP, A. W. ; WEBB, D. L. ; LEWIN, P. I.: *Undisturbed samples of London Clay from the Ashford Common shaft: strength-effective stress relationship*. In: *Géotechnique* 15 (1) (1965), S. 1–31
- [13] BOLTON, M. D.: *The strength and dilatancy of sands*. In: *Géotechnique* 36 (1) (1986), S. 65–78
- [14] BRETH, H.: *Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen*. *Mitt. der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, TH Darmstadt, Heft 4*, (1970)
- [15] BRINKGREVE, R. B. J.: *Geomaterials models and analysis of softening*. *Ph.D.thesis, Delft University of Technology*, (1994)
- [16] BRINKGREVE, R. B. J. ; BAKKER, H. L.: *Non-linear finite element analysis of safety factors*. In: BEER *et al.* (Hrsg.): *Proc. Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics*. *Balkema*, (1991), S. 1117–1122
- [17] BRINKGREVE, R. B. J. ; VERMEER, P. A.: *Plaxis 3D Tunnel, Version 1*. *Balkema*, (2001)
- [18] BRITISH STANDARDS INSTITUTION: *Code of Practice 2001: Site investigations*. (1957)
- [19] BURLAND, F. J.: *On the compressibility and shear strength of natural clays*. In: *Géotechnique* 40 (3) (1990), S. 329–378
- [20] BURLAND, F. J. ; RAMPOLLO, S. ; GEORGIANNOU, V. N. ; CALABRESI, G.: *A laboratory study of the strength of four stiff clays*. In: *Géotechnique* 46 (3) (1996), S. 491–514
- [21] CALABRESI, G.: *L'influenza delle dimensioni dei campioni sui parametri di resistenza delle argille sovraconsolidate intatte e fessurate*. In: *Proc. XIV Italian Conf. SMFE Florence*. (1980)
- [22] CHARRIER, P. ; DESRUES, L. ; VIGGIANI, G.: *Experimental observation of strain localization in plane strain compression of Beaucaire Marl*. *Interner Laborbericht, Laboratoire 3S, Grenoble*, (2001)
- [23] CHEN, W.-F.: *Limit analysis and soil plasticity*. *Elsevier*, (1975)
- [24] COLLIAT-DANGUS, J. ; DESRUES, J. ; FORAY, P.: *Triaxial Testing of granular soil under elevated cell pressure*. In: DONAGHE *et al.* (Hrsg.): *Advanced triaxial testing*. *ASTM*, (1988), S. 290–310
- [25] COSSERAT, E. ; COSSERAT, F.: *Théorie des corps déformables*. *A. Hermann et fils, Paris*, (1909). – *Theory of Deformable Bodies, NASA TT F-11 561*, (1968)

- [26] CUNDALL, P. A. ; HART, R. D.: *Numerical Modelling of Discontinua*. In: *Eng. Comp.* 9 (1992), S. 101–113
- [27] CUNDALL, P. A. ; KONIETZKY, H. ; POTYONDY, D. O.: *PFC – ein neues Werkzeug für numerische Modellierung*. In: *Bautechnik* 73 (1996), S. 492–498
- [28] DANISHCODE: *Danish Code of Practice*. In: Danish Geotechnical Institute, DGI-Bulletin No. 36, Copenhagen (1985)
- [29] DAVIS, E. H. ; GUNN, M. J. ; MAIR, R. J. ; SENEVIRATNE, H. N.: *The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material*. In: *Géotechnique* 30 (4) (1980), S. 397–416
- [30] DE BORST, R.: *Simulation of strain localization: A reappraisal of the Cosserat continuum*. In: *Eng. Comp.* 8 (1991), S. 317–332
- [31] DE BORST, R. ; MÜHLHAUS, H.-B.: *Gradient-dependent plasticity: Formulation and algorithmic aspects*. In: *Int. J. Num. Meth. Eng.* 35 (1992), S. 521–539
- [32] DE BORST, R. ; SLUYS, L. J. ; MÜHLHAUS, H.-B. ; PAMIN, J.: *Fundamental issues in finite element analysis of localization of deformation*. In: *Eng. Comp.* 10 (1993), S. 99–121
- [33] DE BORST, R. ; VERMEER, P. A.: *Possibilities and limitations of finite elements for limit analysis*. In: *Géotechnique* 34 (2) (1984), S. 199–210
- [34] DESRUES, J.: *La localisation de la déformation dans les matériaux granulaires. Thèse de Docteur és Sciences, Institut de Mécanique de Grenoble, (1984)*
- [35] DESRUES, J.: *Analyse stéréophotogrammétrique de la fissuration progressive*. In: *Photomécanique* 95 (1995), S. 149–162
- [36] DESRUES, J. ; CHAMBON, R. ; MOKNI, M. ; MAZEROLLE, F.: *Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography*. In: *Géotechnique* 46(3) (1996), S. 529–546
- [37] DESRUES, J. ; HAMMAD, W. I.: *Shear banding dependency on mean stress level in sand*. In: DEMBICKI *et al.* (Hrsg.): *Numerical methods for localization and bifurcation of granular bodies*. Gdansk-Sobieszewo, (1989), S. 57–67
- [38] DESRUES, J. ; VERMEER, P. A. ; ZWESCHPER, B.: *Database for Tests on Hostun RF Sand*. *Institutsbericht 13, Inst. für Geotechnik, Univ. Stuttgart, (2000)*
- [39] DGEG: *Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau — Böschungsempfehlungen*. (1962)

- [40] DI PRISCO, C. ; IMPOSIMATO, S. ; AIFANTIS, E. C.: *A visco-plastic constitutive model for granular soils modified according to non-local and gradient approaches*. In: *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 26 (2002), S. 121–138
- [41] DIN18122: *Deutsches Institut für Normung, Erd- und Grundbau: Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen)*.
- [42] DIN18123: *Deutsches Institut für Normung, Erd- und Grundbau: Bestimmung der Korngrößenverteilung*.
- [43] DIN18196: *Deutsches Institut für Normung, Erd- und Grundbau: Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke*.
- [44] DIN4022: *Deutsches Institut für Normung, Erd- und Grundbau: Benennen und Beschreiben von Boden und Fels*.
- [45] DRESCHER, A. ; VARDOULAKIS, I.: *Geometric softening in triaxial tests on granular material*. In: *Géotechnique* 32 (4) (1982), S. 291–303
- [46] DUNCAN, J. M. ; CHANG, C. Y.: *Nonlinear analysis of stress and strain in soil*. In: *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE* 96 (1970), S. 1629–1653
- [47] EHLERS, W.: *Constitutive equations for granular materials in geomechanical context*. In: HUTTER, K. (Hrsg.): *Continuum Mechanics in Environmental Sciences and Geophysics*, Band 337, CISM Courses and Lectures. Springer, Berlin, (1993), S. 313–402
- [48] EHLERS, W.: *A single-surface yield function for geomaterials*. In: *Arch. Appl. Mech.* 65 (1995), S. 246–259
- [49] EHLERS, W. ; DIEBELS, S. ; MICHELITISCH, T.: *Microscopic modelling of granular materials taking into account particle rotations*. In: VERMEER *et al.* (Hrsg.): *Continuos and Discontinuos Modelling of Cohesive-Frictional Materials*. Springer, Berlin, (2001), S. 259–274
- [50] EHLERS, W. ; ELLSIEPEN, P. ; AMMANN, M.: *Time- and space-adaptive computations of localization phenomena in standard and micropolar frictional porous materials*. In: MÜHLHAUS *et al.* (Hrsg.): *Bifurcation and Localisation Theory in Geomechanics*. Balkema, (2001), S. 139–146
- [51] EHLERS, W. ; ELLSIEPEN, P. ; AMMANN, M.: *Time- and space-adaptive methods applied to localization phenomena in empty and saturated micropolar and standard porous materials*. In: *Int. J. Num. Meth. Eng.* 52 (2001), S. 503–526
- [52] EHLERS, W. ; VOLK, W.: *On shear band localization phenomena of liquid-saturated granular elasto-plastic porous solid materials accounting for fluid viscosity and micropolar solid rotations*. In: *Mech. Cohes.-Frict. Mater.* 2 (1997), S. 301–320

- [53] EHLERS, W. ; VOLK, W.: *On theoretical and numerical methods in theory of porous media based on polar and non-polar solid materials.* In: *Int. J. Solids Struct.* 35 (1998), S. 4597–4617
- [54] ENV 1997-1: *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln.* (1997)
- [55] ERINGEN, A. C.: *Nonlocal polar elastic continua.* In: *Int. J. Eng. Sci.* 10 (1972), S. 1–16
- [56] ERINGEN, A. C.: *On nonlocal plasticity.* In: *Int. J. Eng. Sci.* 19 (1981), S. 1461–1474
- [57] FLAVIGNY, E. ; DESRUES, J. ; PALAYER, B.: *Le sable d'Hostun RF.* In: *Rev. Franc. Geotechn.* 53 (1990), S. 67–70
- [58] FRÖHLICH, O. K.: *General theory of stability of slopes.* In: *Géotechnique* 5 (1) (1955), S. 37–47
- [59] GAO, H. ; HUANG, Y.: *Taylor-based nonlocal theory of plasticity.* In: *Int. J. Solids Struct.* 38 (2001), S. 2615–2637
- [60] GEERS, M. G. D.: *Experimental Analysis and Computational Modelling of Damage and Fracture.* *PhD Thesis, TU Eindhoven, (1997)*
- [61] GEORGIANNOU, V. N. ; B., Burland J.: *A laboratory study of post-rupture strength.* In: *Géotechnique* 51 (8) (2001), S. 665–675
- [62] GUDEHUS, G.: *Bodenmechanik.* *Enke, (1981)*
- [63] GUDEHUS, G.: *A comprehensive constitutive equation for granular materials.* In: *Soils and Foundations* 36 (1) (1996), S. 1–12
- [64] HAMMAD, W. I.: *Modélisation non linéaire et étude expérimentale des bandes de cisaillement dans les sables.* *Thèse de Docteur és Sciences, Institut de Mécanique de Grenoble, (1991)*
- [65] HARRIS, W. W. ; VIGGIANI, G. ; MOONEY, M. A. ; FINNO, R. J.: *Use of Stereophotogrammetry to Analyze the Development of Shear Bands in Sand.* In: *Geotechnical Testing Journal* 18 (4) (1995), S. 405–420
- [66] HAUPT, P.: *Continuum Mechanics and Theory of Materials.* *Springer, (2000)*
- [67] HERLE, I.: *Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste.* *Dissertation, Veröffentlichung des Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik, Univ. Karlsruhe, Heft 142, (1997)*
- [68] HICHER, P. Y. ; WAHYUDI, H. ; TESSIER, D.: *Microstructural analysis of strain localisation in clay.* In: *Computers and Geotechnics* 16 (1994), S. 205–222

- [69] HICKS, M. A. ; YAP, T. Y. ; ABU BAKAR, A.: *Adaptive and fixed mesh study of localization in a strain-softening soil*. In: MÜHLHAUS *et al.* (Hrsg.): *Bifurcation and Localisation Theory in Geomechanics*. Balkema, (2001), S. 147–154
- [70] JIRÁSEK, M. ; ROLSHOVEN, S.: *Comparison of integral-type nonlocal plasticity models for strain-softening materials*. In: *Int. J. Eng. Sci.* (in Druck)
- [71] KOITER, W. T.: *Stress – strain relations, uniqueness and variational theorems for elastic – plastic materials with singular yield surface*. In: *Quarterly of Applied Mathematics* 2 (1953), S. 350–354
- [72] KOITER, W. T.: *General theorems for elastic–plastic solids*. In: SNEDDON *et al.* (Hrsg.): *Progress in Solid Mechanics*. North Holland Publishing Co., (1960), S. 165–221
- [73] KOLYMBAS, D.: *Eine konstitutive Theorie für Böden und anderen körnige Stoffe*. *Habilitation, Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik, Univ. Karlsruhe, Heft 109*, (1988)
- [74] KOLYMBAS, D.: *An outline of hypoplasticity*. In: *Arch. Appl. Mech.* 61 (1991), S. 143–151
- [75] KONDNER, R. L. ; ZELASKO, J. S.: *A hyperbolic stress strain formulation for sands*. In: *Proc. 2nd Pan. Am. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Brazil, Vol. 1*, (1963), S. 289–394
- [76] KRAJEWSKI, W. ; KUNTSCHKE, K. ; PLAMITZER, R.: *Untersuchungen zum Verformungsverhalten einer tiefen Baugrube in überkonsolidiertem Ton*. In: VERMEER (Hrsg.): *3. Stuttgarter Geotechnik-Symposium. Mitt. Inst. für Geotechnik, Univ. Stuttgart, Heft 42*, (1997), S. 153–171
- [77] KUHL, E. ; RAMM, E. ; DE BORST, R.: *Anisotropic gradient damage with the microplane model*. In: *Comput. Meth. Appl. Mech. Engrg.* 183 (2000), S. 87–103
- [78] LADE, P. V. ; TSAI, J.: *Effects of localization in triaxial tests on clay*. In: *Proc. Conf. Soil Mech. and Found., San Francisco*. (1985), S. 549–552
- [79] LARSSON, R. ; RUNESSON, K. ; OTOSSEN, N. S.: *Discontinuous displacement approximation for capturing plastic localization*. In: *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 36 (1993), S. 2087–2105
- [80] LEE, K. L.: *End restraint effects on undrained static triaxial strength of sand*. In: *J. Geot. Eng. Div., ASCE* 104, GT6 (1978), S. 687–704
- [81] LUDING, S. ; LÄTZEL, M. ; VOLK, W. ; DIEBELS, S. ; HERRMANN, H. J.: *From diskrete element simulations to a continuum model*. In: *Comput. Meth. Appl. Mech. Engrg.* (in Druck)

- [82] LUPINI, J. F. ; SKINNER, A. E. ; VAUGHAN, P. R.: *The drained residual strength of cohesive soils*. In: *Géotechnique* 31 (2) (1981), S. 181–213
- [83] MAIER, T.: *A nonlocal formulation of a hypoplastic model*. In: *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* (eingereicht 2001)
- [84] MARCHER, T.: *Resultate eines Versuchsprogramms an Beaucaire Mergel*. *Mitt. Inst. für Geotechnik, Univ. Stuttgart, Heft 49*, (2002)
- [85] MARCHER, T. ; VERMEER, P. A.: *Macromodelling of softening in non-cohesive soils*. In: VERMEER *et al.* (Hrsg.): *Continuos and Discontinuos Modelling of Cohesive-Frictional Materials*. Springer, (2001), S. 89–110
- [86] MARCHER, T. ; VERMEER, P. A. ; BONNIER, P. G.: *Application of a Non-local Model to the Softening Behaviour of Hostun Sand*. In: MÜHLHAUS *et al.* (Hrsg.): *Bifurcation and Localisation Theory in Geomechanics*. Balkema, (2001), S. 59–67
- [87] MARCHER, T. ; VERMEER, P. A. ; VON WOLFFERSDORFF, P.-A.: *Hypoplastic and elastoplastic modelling – a comparison with test data*. In: KOLYMBAS (Hrsg.): *Constitutive Modelling of granular Materials*. Springer, (2000), S. 353–374
- [88] MITCHELL, J. K.: *Fundamentals of Soil Behavior*. J. Wiley, (1976)
- [89] MÜLLERSCHÖN, H.: *Spannungs-Verformungsverhalten granularer Materialien am Beispiel von Berliner Sand*. *Dissertation, Inst. für Mechanik (Bauwesen), Univ. Stuttgart, Bericht Nr. II-6*, (2000)
- [90] MOKNI, M.: *Relations entre déformations en masse et déformations localisées dans les matériaux granulaires*. *Thèse de Docteur és Sciences, Institut de Mécanique de Grenoble*, (1992)
- [91] MOKNI, M. ; DESRUES, J.: *Strain localization measurments in undrained plane-strain biaxial tests on Hostun RF sand*. In: *Mech. Cohes.-Frict. Mater.* 4 (1998), S. 419–441
- [92] MOONEY, M. A. ; FINNO, R. J. ; VIGGIANI, G.: *A unique critical state for sand?* In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124 (11) (1998), S. 291–303
- [93] MOORMANN, C. ; KATZENBACH, R.: *Entwurfsoptimierung von tiefen, wasserdichten Baugruben bei anisotropen Baugrund- und Grundwasserverhältnissen*. In: DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOTECHNIK E. V. (Hrsg.): *Vorträge der Baugrundtagung 2000 in Hannover*. (2000), S. 15–32
- [94] MÜHLHAUS, H. B.: *Continuum Models for Materials with Microstructure*. J. Wiley, (1995)

- [95] MÜHLHAUS, H.-B. ; AIFANTIS, A. C.: *A variational principle for gradient plasticity*. In: *Int. J. Solids Struct.* 28 (1991), S. 845–857
- [96] MÜHLHAUS, H.-B. ; VARDOULAKIS, I.: *The thickness of shear bands in granular materials*. In: *Géotechnique* 37 (1987), S. 271–283
- [97] MURAWSKI, H. ; MEYER, W.: *Geologisches Wörterbuch*. Enke, (1992)
- [98] NÜBEL, K. ; KARCHER, C.: *FE simulations of granular material with a given frequency distribution of voids as initial condition*. In: *Granular Matter* 1 (3) (1998), S. 105–112
- [99] NEEDLEMAN, A.: *Material rate dependence and mesh sensitivity in localization problems*. In: *Comput. Meth. Appl. Mech. Engrg.* 67 (1988), S. 69–85
- [100] NIEMUNIS, A. ; HERLE, I.: *Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range*. In: *Mech. Cohes.–Frict. Mater.* 2 (1997), S. 279–299
- [101] ODA, M. ; KAZAMA, H.: *Microstructure of shear bands and its relation to the mechanisms of dilatancy and failure of dense granular soils*. In: *Géotechnique* 48 (4) (1998), S. 465–481
- [102] OHDE, J.: *Grundbaumechanik*, Bd. III. Hütte, (1951)
- [103] PAMIN, J.: *Gradient-dependent plasticity in numerical simulation of localization phenomena*. *Ph.D.thesis, Delft University of Technology*, (1994)
- [104] PASTOR, M. ; PERAIRE, J. ; ZIENKIEWICZ, O. C.: *Adaptive remeshing for shear-band localization problems*. In: *Ingen. Archiv* 61 (1991), S. 30–39
- [105] PETERS, J. F. ; LADE, P. V. ; BRO, A.: *Triaxial Testing of granular soil under elevated cell pressure*. In: DONAGHE *et al.* (Hrsg.): *Advanced triaxial testing*. ASTM, (1988), S. 604–627
- [106] PIETRUSZCAK, S. ; MROZ, Z.: *Finite element analysis of deformation of strain-softening materials*. In: *Int. J. Num. Meth. Eng.* 17 (1981), S. 327–334
- [107] PIJAUDIER-CABOT, G. ; BAŽANT, Z. P.: *Nonlocal Damage Theory*. In: *J. Eng. Mech.* 10 (1987), S. 1512–1533
- [108] ROLSHOVEN, S. ; JIRÁSEK, M.: *On regularized plasticity models for strain-softening materials*. In: *Fourth Int. Conf. on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, Cachan, France. (2001)
- [109] ROSCOE, K. H.: *The influence of strains in soil mechanics*. In: *Géotechnique* 20 (2) (1970), S. 129–170
- [110] SAADA, A. S. ; BIANCHINI, G. F.: *Strength of one dimensionally consolidated clays*. In: *J. Geot. Eng. Div., ASCE* 101, GT11 (1976), S. 1151–1165

- [111] SAVAGE, S. B. ; SAYED, M.: *Stresses developed by dry cohesionless granular materials sheared in an annular shear cell.* In: *J. Fluid Mech.* 142 (1984), S. 391–430
- [112] SCARPELLI, G. ; WOOD, D. M.: *Experimental observations of shear band patterns in direct shear tests.* In: *Proc. IUTAM Conf. Deformation and Failure of Granular Materials, Delft. Balkema, (1982), S. 473–484*
- [113] SCHANZ, T.: *Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. Habilitation, Mitt. Inst. für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 45, (1998)*
- [114] SCHANZ, T. ; DESRUES, J. ; VERMEER, P. A.: *Comparison of sand data on different plane strain devices.* In: *Proc. IS-Nagoya 97 Int. Symp. on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics. (1997), S. 289–294*
- [115] SCHANZ, T. ; VERMEER, P. A.: *Angles of friction and dilatancy of sand.* In: *Géotechnique* 46 (1) (1996), S. 145–152
- [116] SCHANZ, T. ; VERMEER, P. A.: *Das Torsionsödometer. Institutsbericht 7, Inst. für Geotechnik, Univ. Stuttgart, (1997)*
- [117] SCHANZ, T. ; VERMEER, P. A. ; BONNIER, P. G.: *The hardening soil model - formulation and verification.* In: *BRINKGREVE (Hrsg.): Beyond 2000 in computational geotechnics. Balkema, (1999), S. 281–296*
- [118] SCHULTZE, E.: *Lockere und dichte Böden. Mitt. Inst. Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik, TH Aachen, (1968)*
- [119] SHI, G.-H.: *Forward and backward discontinuous deformation analysis of rock systems.* In: *Proc. Int. Conf. on Rock Joints. Balkema, (1990), S. 731–743*
- [120] SIMO, J. C. ; OLIVER, J. ; ARMERO, F.: *An analysis of strong discontinuities induced by strain-softening in rate-independent inelastic solids.* In: *Comp. Mech.* 12 (1993), S. 277–296
- [121] SIMPSON, B. ; CALABRESI, G. ; SOMMER, M. ; WALLAYS, M.: *Design parameters for stiff clays.* In: *Proc. VII ECSMFE, Brighton, Vol. 5. (1979), S. 91–125*
- [122] SKEMPTON, A. W.: *Long-Term Stability of Clay Slopes.* In: *Géotechnique* 14 (1977), S. 77–102
- [123] SKEMPTON, A. W.: *Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory.* In: *Géotechnique* 35(1) (1985), S. 3–18
- [124] SRÖMBERG, L. ; RISTINMAA, M.: *FE-formulation of a nonlocal plasticity theory.* In: *Comput. Meth. Appl. Mech. Engrg.* 136 (1996), S. 127–144

- [125] STEINMANN, P.: *A micro polar theory of finite deformation and finite rotation multiplicative elasto-plasticity*. In: *Int. J. Solid Struct.* 31 (1994), S. 1063–1084
- [126] TEFERRA, A.: *Beziehungen zwischen Reibungswinkel, Lagerungsdichte und Sondierwiderständen nichtbindiger Böden mit verschiedener Kornverteilung*. *Mitt. Inst. Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik, TH Aachen, Heft 1*, (1975)
- [127] TERZAGHI, K.: *The stability of natural clay*. In: *Proc. 1st Conf. Soil Mech.*, Harvard. (1936)
- [128] THORNTON, C. ; RANDALL, C. W.: *Applications of theoretical contact mechanics to solid particle system simulation*. In: *Micromechanics of granular media*. Amsterdam : Elsevier, (1988)
- [129] VARDOULAKIS, I.: *Scherfugenbildung in Sandkörnern als Verzweigungsproblem*. *Veröffentlichung, Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik, Univ. Karlsruhe*, (1977)
- [130] VARDOULAKIS, I. ; GRAF, B.: *Calibration of constitutive models for granular materials using data from biaxial experiments*. In: *Géotechnique* 35 (3) (1985), S. 299–317
- [131] VERMEER, P. A.: *A double hardening model for sand*. In: *Géotechnique* 28 (1978), S. 413–433
- [132] VERMEER, P. A. ; BRINKGREVE, R. B. J.: *Finite element code for soil and rock analyses, Version 7.1*. Balkema, (1998)
- [133] VERMEER, P. A. ; DE BORST, R.: *Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock*. In: *Heron* 29 (1989)
- [134] VERMEER, P. A. ; DIEBELS, S. ; EHLERS, W. ; HERRMANN, H. J. ; LUDING, S. ; RAMM, E.: *Continuos and Discontinuos Modelling of Cohesive-Frictional Materials*. Springer, (2001)
- [135] VERMEER, P. A. ; N., Ruse: *Tunnel heading stability in homogeneous ground*. In: *Géotechnique* (2002, eingereicht)
- [136] VERMEER, P. A. ; RUSE, N.: *Face stability when tunnelling in soil and homogeneous rock*. In: *Proc. The John Booker Memorial Symposium*. (2000), S. 123–138
- [137] VERMEER, P. A. ; RUSE, N.: *Die Stabilität der Ortsbrust von Tunnels*. In: DIEBELS, S. (Hrsg.): *Zur Beschreibung komplexen Materialverhaltens: Beiträge anlässlich des 50. Geburtstags von Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Ehlers. Institut für Mechanik (Bauwesen), Bericht Nr. II-7*, (2001), S. 257–273
- [138] VERMEER, P. A. ; RUSE, N.: *Die Stabilität der Tunnelortsbrust in homogenem Baugrund*. In: *Geotechnik* 24 (3) (2001), S. 186–193

- [139] VERMEER, P. A. ; VAN LANGEN, H.: *Soil collapse computations with finite elements*. In: *Ingen. Archiv* 59 (1989), S. 221–236
- [140] VERMEER, P. A. ; VOGLER, U.: *On the stability of unlined tunnels*. In: BARENDS *et al.* (Hrsg.): *Learned and Applied Soil Mechanics out of Delft*. Balkema, (2002), S. 127–134
- [141] VERMEER, P.A.: *The orientation of shear bands in biaxial tests*. In: *Géotechnique* 40 (2) (1990), S. 223–236
- [142] VIGGIANI, G. ; KÜNTZ, M. ; DESRUES, J.: *An experimental investigation of the relationships between grain size distribution and shear banding in sand*. In: VERMEER *et al.* (Hrsg.): *Continuos and Discontinuos Modelling of Cohesive–Frictional Materials*. Springer, (2001), S. 111–127
- [143] VIGGIANI, G. ; RAMPELLO, S. ; GEORGIANNOU, V. N.: *Experimental analysis of localization phenomena in triaxial tests on stiff clays*. In: ANAGNOSTOPOULOS *et al.* (Hrsg.): *Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks*. Balkema, (1993), S. 849–856
- [144] VOLK, W.: *Untersuchung des Lokalisierungsverhaltens mikropolarer poröser Medien*. Dissertation, *Inst. für Mechanik (Bauwesen), Univ. Stuttgart, Bericht Nr. II-2*, (1999)
- [145] VON SOOS, P.: *Eigenschaften von Boden und Fels — ihre Ermittlung im Labor*. In: SMOLTCZYK (Hrsg.): *Grundbautaschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen*. Ernst & Sohn, (2001), S. 117–201
- [146] VON WOLFFERSDORFF, P.-A.: *A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limite state surface*. In: *Mech. Cohes.–Frict. Mater.* 1 (1996), S. 251–271
- [147] WAN, R. G. ; CHAN, D. H. ; MORGENSTERN, N. R.: *A finite element method for analysis of shearbands in geomaterials*. In: *Finite Elements. Anal. Des.* 7 (1990), S. 129–143
- [148] WIENERS, C. ; AMMANN, M. ; DIEBELS, S. ; EHLERS, W.: *Parallel 3-d simulations for porous media models in soil mechanics*. In: *Int. J. Num. Meth. Eng.* (eingereicht), S.
- [149] WOOD, D. M. ; BELKHEIR, K. ; LIU, D. F.: *Strain softening and state parameter for sand modelling*. In: *Géotechnique* 44 (2) (1994), S. 335–339
- [150] YOSHIDA, T. ; TATSUOKA, F. ; SIDDIQUEE, M. S. A. ; KAMEGAI, Y. ; PARK, C.-S.: *Shear banding in sands observed in plane strain compression*. In: CHAMBON *et al.* (Hrsg.): *Localisation and Bifurcation Theory for Soils and Rocks*. (1994), S. 165–179

- [151] ZIENKIEWICZ, O. C. ; HUMPHESON, C. ; LEWIS, R. W.: *Associated and non-associated viscoplasticity and plasticity in soil mechanics*. In: *Géotechnique* 25 (1975), S. 671–689
- [152] ZIENKIEWICZ, O. C. ; ZHU, J. Z.: *A simple error estimator and adaptive procedure for practical engineering analysis*. In: *Int. J. Num. Meth. Eng.* 24 (1987), S. 337–357

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik

- | | | | | |
|--------|---|--------|---|-------------------|
| Nr. 1 | Thamm, B. R. | (1974) | Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wasser-gesättigten Tones | € 5,11 |
| Nr. 2 | Gußmann, P. | (1975) | Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch | € 2,56 |
| Nr. 3 | Feeser, V. | (1975) | Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften vom Löß | vergriffen |
| Nr. 4 | Du Thin, K. | (1976) | Standsicherheit von Böschungen:
Programm-Dokumentation | vergriffen |
| Nr. 5 | Smoltczyk, U./
Pertschi, O./
Hilmer, K. | (1976) | Messungen an Schleusen in der UDSSR.
Schleusennorm der UDSSR (SN 30365) | vergriffen |
| Nr. 6 | Hilmer, K. | (1976) | Erddruck auf Schleusen-kammerwände | € 9,20 |
| Nr. 7 | Laumans, Q. | (1977) | Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens | € 9,20 |
| Nr. 8 | Lächler, W. | (1977) | Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse | vergriffen |
| Nr. 9 | Spotka, H. | (1977) | Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächenrüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand | € 7,67 |
| Nr. 10 | Schad, H. | (1979) | Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben | vergriffen |
| Nr. 11 | Ulrich, G.

Gußmann, P. | (1980) | Verschiebungs- und kraftgesteuerte Platten-druckversuche auf konsolidierenden Böden

Zum Modellgesetz der Konsolidation | € 10,23 |
| Nr. 12 | Salden, D. | (1980) | Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten | € 12,78 |

Nr. 13	Seeger, H.	(1980)	Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch	€ 12,78
Nr. 14	Schmidt, H.H.	(1981)	Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund	€ 12,78
Nr. 15	Smoltczyk, U./ Schweikert, O.	(1981)	Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen	€ 6,14
Nr. 16	Malcharek, K./ Smoltczyk, U.	(1981)	Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten	€ 7,67
Nr. 17	Gruhle, H.D.	(1981)	Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes	vergriffen
Nr. 18	Kobler, W.	(1982)	Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen	€ 12,78
Nr. 19	Lutz, W.	(1983)	Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten	€ 12,78
Nr. 20	Smoltczyk, U.	(1983)	Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau"; überarbeitete Ausgabe 1993	€ 20,45
Nr. 21	Schweikert, O.	(1984)	Der Einfluß des Böschungswinkels auf die Berechnung des aktiven Erddrucks	€ 10,23
Nr. 22	Vogt, N.	(1984)	Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand	vergriffen
Nr. 23	Buchmaier, R.	(1985)	Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten	€ 12,78
Nr. 24	Schad, H. Smoltczyk, U./ Schad, H./Zoller, P.	(1985)	Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung	€ 17,90
Nr. 25	Gußmann, P.	(1985)	Die Methode der Kinematischen Elemente	€ 10,23
Nr. 26	Steinmann, B.	(1985)	Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung	vergriffen

- Nr. 27 Lee, S.D. (1987) Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitz-
zen im Sand neben Einzelfundamenten
vergriffen
- Nr. 28 Kolb, H. (1988) Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskör-
pern unter horizontalem kinematischen Zwang
€ 12,78
- Nr. 29 Ochmann, H. (1988) Ebene Grenzzustände von Erdböschungen im
stochastischen Sicherheitskonzept
€ 12,78
- Nr. 30 Breinlinger, F. (1989) Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen
Deformationen sowie Be- und Entlastungsvor-
gängen
€ 15,34
- Nr. 31 Smoltczyk, U./
Breilinger, F./
Schad, H./
Wittlinger, M. (1989) Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offener
Bauweise
€ 12,78
- Nr. 32 Gußmann, P./
Schanz, T./
Smoltczyk, U./
Willand, E. (1990) Beiträge zur Anwendung der KEM (Erddruck,
Grundbuch, Standsicherheit von Böschungen)
vergriffen
- Nr. 33 Gruhle, H.D. (1990) Der räumliche Erdwiderstand vor überwiegend
horizontal belasteten Ankerplatten
vergriffen
- Nr. 34 Henne, J. (1995) Zur Bewehrung von verformten Bodenschichten
durch Einsatz zugfester Geokunststoffe
€ 15,34
- Nr. 35 Wittlinger, M. (1994) Ebene Verformungsuntersuchungen zur We-
ckung des Erdwiderstandes bindiger Böden
€ 15,34
- Nr. 36 Schad, H. (1992) Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Material-
verhalten in der Geotechnik – Experimentelle
Erfassung und numerische Analyse
€ 15,34
- Nr. 37 Belz, I. (1992) Zur Ermittlung dynamischer Bodenkennwerte in
situ aus der Systemantwort des Erregers
€ 15,34
- Nr. 38 Ma, J. (1994) Untersuchungen zur Standsicherheit der durch
Stützscheiben stabilisierten Böschungen
€ 15,34
- Nr. 39 Smoltczyk, U. (1994) Sonderheft: 25 Jahre Lehre und Forschung in der
Geotechnik
€ 15,34

Nr. 40	Rilling, B.	(1994)	Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm	€ 17,90
Nr. 41	Vermeer, P.A.	(1996)	Deponiebau und Geotechnik	€ 17,90
Nr. 42	Vermeer, P.A.	(1997)	Baugruben in Locker- und Festgestein	€ 17,90
Nr. 43	Brinkmann, C.	(1998)	Untersuchungen zum Verhalten von Dichtungsübergängen im Staudammbau	€ 17,90
Nr. 44	Fiechter-Scharr, I.	(1998)	Beeinflussung von Erdbaustoffen durch Beimischen eines organophilen Bentonits	€ 17,90
Nr. 45	Schanz, T.	(1998)	Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien	€ 17,90
Nr. 46	Akinrogunde, A.E.	(1999)	Propagation of Cement Grout in Rock Discontinuities Under Injection Conditions	€ 17,90
Nr. 47	Vogt-Breyer, C.	(1999)	Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Bemessung horizontaler Schraubanker	€ 17,90
Nr. 48	Vermeer, P.A.	(1999)	Neue Entwicklungen in der Geotechnik	€ 17,90
Nr. 49	Marcher, T.	(2002)	Resultate eines Versuchsprogramms an Beaucaire Mergel	€ 17,90
Nr. 50	Marcher, T.	(2003)	Nichtlokale Modellierung der Entfestigung dichter Sande und steifer Tone	€ 17,90

**Weitere Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik Stuttgart
und seiner Mitarbeiter ab 1995:**

- [1] Vermeer, P.A.: Materialmodelle in der Geotechnik und ihre Anwendung. Beiträge der Tagung FEM '95 - Finite Elemente in der Baupraxis, S. 609-618, Stuttgart, 1995.
- [2] Vogt, C., Salden, D.: Schraubanker zum Rückverhängen von Spundwänden. Bautechnik 72, Heft 12, S. 800-802, 1995.
- [3] Schanz, T.: Zur geotechnischen Bewertung von Beton-Recycling-Material. Bautechnik 72, Heft 12, S. 810-816, 1995.
- [4] Schanz, T., Gußmann, P.: Bearing Capacity of Strip Footing on Layered Subsoil. Proceedings 5th International Conference on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG V), Davos, pp. 583-587, Balkema, Rotterdam, 1995.
- [5] Brinkgreve, R.B.J., Vermeer, P.A.: A New Approach to Softening Plasticity. Proceedings 5th International Conference on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG V), Davos, Balkema, Rotterdam, 1995.
- [6] Vermeer, P.A., Schanz, T.: Zum Steifemodul von Sanden. Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Heft 3, S. 123-142, TU Dresden, 1995.
- [7] Boulon, M., Garnica, P., Vermeer, P.A.: Soil-structure Interaction: FEM Computations. In: Mechanics of Geomaterial Interfaces (Studies in Applied Mechanics 42), Eds. Selvadurai and Boulon, pp. 147-171, Elsevier Ltd., Amsterdam, 1999.
- [8] Schanz, T., Vermeer, P.A.: Angles of Friction and Dilatancy of Sand. Géotechnique 46, No. 1, pp. 145-151, 1996.
- [9] Schanz, T., Vermeer, P.A.: Discussion of the paper „Angles of Friction and Dilatancy of Sand“. Géotechnique 47, No. 4, pp. 887-892, 1996.
- [10] Vermeer, P.A., Salden, D.: Die Geotechnik des Dammbaus – Wechselwirkungen. Jahrbuch 1996 aus Lehre und Forschung der Universität Stuttgart, S. 86-97, Stuttgart, 1997.
- [11] Stolle, D.F.A., Bonnier, P.G., Vermeer, P.A.: A Soft Soil Model and Experiences with Two Integration Schemes. Proceedings 6th International Conference on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VI), Montreal, pp. 123-128, Balkema, Rotterdam, 1997.
- [12] Schanz, T., Bonnier, P.G.: Verification of a Soil Model with Predicted Behaviour of a Sheet Pile Wall. Proceedings 9th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Wuhan/China, Vol. 2, pp. 953-959, Balkema, Rotterdam, 1997.
- [13] Vermeer, P.A., Stolle, D.F.A., Bonnier, P.G.: From the Classical Theory of Secondary Compression to Modern Creep Analysis. Proceedings 9th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Wuhan/China, Vol. 4, pp. 2469-2478, Balkema, Rotterdam, 1997.
- [14] Vermeer, P.A., Bayreuther, C.: Tiefe Baugruben in weichen Böden. Tagungsband 1. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, 1997.
- [15] Raisch, D., Vogt, C.: Gründungssanierung der Außenwände des Museums in Tübingen. Deutsches Architektenblatt 6/97, 29. Jg., S. 927 ff., Stuttgart, 1997.
- [16] Schanz, T., Desrues, J., Vermeer, P.A.: Comparison of Sand Data on Different Plane Strain Devices. International Symposium on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics, Nagoya, pp. 289-294, Elsevier Science Ltd., Oxford, 1997.
- [17] Schanz, T.: Die Berücksichtigung von unterschiedlichen Materialsteifigkeiten bei geotechnischen Berechnungen. Tagungsband Numerik in der Geotechnik, Workshop des AK 1.6 der DGGT, Stuttgart, S. 107-120, 1997.
- [18] Schanz, T.: The leaning tower of St. Moritz. Plaxis bulletin 4, pp. 4-7, 1997.
- [19] Schanz, T., Gußmann, P., Smolczyk, U.: Study of Bearing Capacity of Strip Footing on Layered Subsoil with the Kinematical Element Method. Proceedings XIVth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Vol. 1, pp. 727-730, Balkema, Rotterdam, 1997.

- [20] Vermeer, P.A., Schanz, T.: Die Steifigkeit des Bodens und ihr Einfluß auf die Fußbeanspruchung einer Stützwand. OHDE-Kolloquium`97, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Heft 4, S. 247-264, TU Dresden, 1997.
- [21] Vermeer, P.A., Neher H.P.: Bemessung von Baugruben in weichen Böden. Tagungsband 3. Stuttgarter Geotechnik-Symposium, Baugruben in Locker- und Festgestein, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 42, S. 73-82, Universität Stuttgart, 1997.
- [22] Vogt, C.: Tragverhalten horizontaler Schraubanker in nichtbindigen Böden. Tagungsband 2. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, 1997.
- [23] Haarer, R., Vogt, C.: Geotechnische Aspekte der Planung und Ausführung von Grundwasserwannen mit Sohlverankerung im Oberrheintal. Tagungsband 3. Stuttgarter Geotechnik-Symposium, Baugruben in Locker- und Festgestein, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 42, S. 119-126, Universität Stuttgart, 1997.
- [24] Vermeer, P.A.: Non-associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock. Proceedings NATO Advanced Study Institute on Physics of Dry Granular Media, Cargese, pp. 163-196, Kluwer Academic Publisher, Dordrecht, 1997.
- [25] Meier, C.P., Schanz, T.: Verformungsabschätzungen für Gründungen mittels Rüttelstopfverdichtung. Tagungsband 5. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 39, S. 59-79, TU Darmstadt, 1998.
- [26] Neher, H.P., Schanz, T., Köhler, L.: Das Torsionsödometer – ein neuartiges geotechnisches Versuchsgerät. Messen in der Geotechnik `98, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 55, S. 259-272, TU Braunschweig, 1998.
- [27] Schanz, T.: A Constitutive Model for Cemented Sands. Proceedings 4th International Workshop on Localization and Bifurcation Theory for Soils and Rocks, Gifu, pp. 165-172, Balkema, Rotterdam, 1998.
- [28] Schanz, T.: A Constitutive Model for Hard Soils. Proceedings International Conference on the Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks, Neapel, pp. 861 ff., Balkema, Rotterdam 1998.
- [29] Vogt, C.: Experimentelle und numerische Untersuchung tiefliegender dreidimensionaler Bruchvorgänge am Beispiel horizontaler Schraubanker. Tagungsband 25. Baugrundtagung, Forum für junge Geotechnik-Ingenieure, Stuttgart, S. 25-26, 1998
- [30] Vogt, C., Bonnier, P.G., Vermeer, P.A.: Analyses of NATM-tunnels with 2D and 3D Finite Element Method. Proceedings of the 4th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Udine/Italy, pp. 211-219, Springer Verlag, Wien, 1998.
- [31] Schanz, T., Vermeer, P.A.: On the Stiffness of Sands. Géotechnique. Special issue on Pre-failure Deformation Behaviour of Geomaterials, pp. 383-387, 1998.
- [32] Vermeer, P.A., Neher H.P.: A Soft Soil Model that Accounts for Creep. Proceedings of a Workshop on Stability of Embankments on soft Soils, Delft, 1998.
- [33] Vermeer, P.A., Meier, C.P.: Standsicherheit und Verformungen bei tiefen Baugruben in bindigen Böden. Tagungsband Vorträge der Baugrundtagung 1998, Stuttgart, S. 133-150, 1998.
- [34] Vermeer, P.A., Meier, C.P.: Stability and deformations in deep excavations in cohesive soils. Proceedings International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering, Darmstadt Geotechnics, No.4, Vol. 1.1998.
- [35] The, P., Vermeer, P.A., Termaat, R.J.: A Viscoplastic Creep Model for the Engineering Practice. Proceedings International Symposium on Problematic Soils, Sendai/ Japan, Balkema, Rotterdam, 1998.
- [36] Stolle, D.F.E., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.: A consolidation model for a creeping clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol.36.1999, pp. 754-759.
- [37] Vermeer, P.A.: On the Future of Plaxis. Proceedings International Symposium Beyond 2000 in Computational Geotechnics: 10 Years of Plaxis International, Amsterdam, pp. 55-58, Balkema, Rotterdam, 1999.

- [38] Bauduin, C.M., De Vos, M., Vermeer, P.A.: Back Analysis of Staged Embankment Failure: The Case Study Streefkerk. Proceedings International Symposium Beyond 2000 in Computational Geotechnics: 10 Years of Plaxis International, Amsterdam, pp. 79-90, Balkema, Rotterdam, 1999.
- [39] Vermeer, P.A., Neher, H.P.: A soft Soil Model that Accounts for Creep. Proceedings International Symposium Beyond 2000 in Computational Geotechnics: 10 Years of Plaxis International, Amsterdam, pp. 249-261, Balkema, Rotterdam, 1999.
- [40] Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.: The Hardening Soil Modell: Formulation and Verification. Proceedings International Symposium Beyond 2000 in Computational Geotechnics: 10 Years of Plaxis International, Amsterdam, pp. 291-296, Balkema, Rotterdam, 1999.
- [41] Vogt, C., Vermeer, P.A.: Analyses and Large Scale Testing of Plate Anchors. Proceedings 7th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VII), Graz, pp. 495-500, Balkema, Rotterdam, 1999.
- [42] Stolle, D.F.E., Vermeer, P.A.; Bonnier, P.G.: Time Integration of a Constitutive Law for Soft Clays. Communications in Numerical Methods in Engineering, No. 15, pp. 603–609, 1999.
- [43] Vermeer, P.A., Ruse, N.M., Dong, Z., Härle, D.: Ortsbruststabilität von Tunnelbauwerken am Beispiel des Rennsteigtunnels. Tagungsband 2. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, S. 195-202, Ostfildern, 2000.
- [44] Neher, H.P., Vermeer, P.A., Oswald, K.D.: Aufschüttungen auf weichem, wenig tragfähigem Untergrund. Tagungsband 2. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, S. 41-64, Ostfildern, 2000.
- [45] Salden, D.: Untersuchungen zur Verwendbarkeit von *Rübenerde* als Baustoff für mineralische Dichtungsschichten sowie für Dämme und Deiche. Tagungsband 2. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, S. 775-792, Ostfildern, 2000.
- [46] Vermeer, P.A., Meier, C.P.: Deformation Analyses for Deep Excavations. Proceedings of the Fourth International Geotechnical Engineering Conference, pp. 151-172, Cairo, 2000.
- [47] Marcher, T., Vermeer, P.A., von Wolffersdorff, P.-A.: Hypoplastic and elastoplastic modelling – a comparison with test Data. In: Kolymbas, D. (Ed.): Constitutive modelling of granular materials, pp. 353-374, Springer Verlag, Berlin, 2000.
- [48] Vermeer, P.A., Ruse, N.M.: Face stability when tunnelling in soil and homogeneous rock. Proceedings of the Booker Memorial Symposium, pp. 123–138, Sydney, 2000.
- [49] Vermeer, P.A., Marcher, T.: Zur Prognose der Horizontalverformungen Tiefer Baugrubenwände. Tagungsband Vorträge der Baugrundtagung 2000, S. 35-46, Hannover, 2000.
- [50] Vermeer, P.A., Ruse, N.M., Punlor, A., Gollub, P.: Dreidimensionale Analysen einer Trägerbohlwand. Beiträge zum Workshop Verformungsprognose für tiefe Baugruben, Stuttgart 2000, Schweiger (Red.), S. 140-164, Graz, 2000.
- [51] Neher, H.P.: Zur Anwendung eines elasto-viskoplastischen Stoffgesetzes. 26. Baugrundtagung, Spezialsitzung „Forum für junge Geotechnik-Ingenieure, S. 38-39, Hannover, 2000.
- [52] Marcher, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.: Application of a nonlocal model to the softening behaviour of Hostun sand. In: Bifurcation and Localisation Theory in Geomechanics: Proceedings of the 5th International Workshop on Bifurcation and Localization Theory in Geomechanics, Perth 1999, (Hrsg.) Mühlhaus H.-B. (u.a.), pp. 59-67, A.A. Balkema Publishers, Lisse, 2001.
- [53] Vermeer, P.A., Ruse, N.M.: On the stability of the tunnel excavation front. In: Bathe, K.J. (Ed.): Computational Fluid and Solid Mechanics: Proceedings First MIT Conference on Computational Fluid and Solid Mechanics, Cambridge MA, pp. 521-523, Elsevier, Amsterdam, 2001.

- [54] Yin, J.-H., Vermeer, P.A., Luk, S.T., Wehnert, M., Cheng, Y.M., Neher, H.P.: A Simple Method for Calculation of 1-D Consolidation Settlement of Soils With Creep. Geotechnical Deformations and Movements, Proceedings of the 20th Annual Seminar, Geotechnical Division of the Hong Kong Institution of Engineers, pp. 33-45, Hong Kong, 2001.
- [55] Neher, H.P., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.: Strain-Rate Effects in Soft Soils Modelling and Application. Proceedings 3rd International Conference on Soft Soil Engineering, pp. 361-367, Hong Kong, 2001.
- [56] Vermeer, P.A., Ruse, N.: Die Stabilität der Ortsbrust von Tunneln in homogenem Boden oder Fels. In: Zur Beschreibung komplexen Materialverhaltens: Beiträge anlässlich des 50. Geburtstags von Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Ehlers, S. 257-273, Diebels, S. (Hrsg.), Stuttgart, 2001.
- [57] Marcher, T., Vermeer, P.A.: Macromodelling of softening in non-cohesive soils. In: Continuous and Discontinuous Modelling of Cohesive-Frictional Materials, (Ed.) Vermeer, P.A. (u.a.), pp.89–110, Springer Verlag, Berlin, 2001.
- [58] Vermeer, P.A., Punlor, A., Ruse, N.: Arching effects behind a soldier pile wall. Computers and Geotechnics, Vol. 28.2001, No. 6/7, pp. 379-396.
- [59] Vermeer, P.A., Ruse, N.: Die Stabilität der Tunnelortsbrust in homogenem Baugrund. Geotechnik, Vol. 24.2001, Nr. 3, S. 186-193.
- [60] Neher, H.P., Wehnert, M., Bonnier, P.G.: An evaluation of soft soil models based on trial embankments. In: Computer Methods and Advances in Geomechanics, (Ed.) Desai, Ch. (u.a.), pp. 373-378, Balkema, Rotterdam, 2001.
- [61] Beutinger, P.H.: Geotechnical Stability Investigations on Mobile Construction Machines. Proceedings of XIV. European Young Geotechnical Engineer's Conference 2001, pp. 209-220, Plovdiv, 2001.
- [62] Vermeer, P.A., Vogler U.: On the Stability of unlined Tunnels. In: (Ed.) Barends, Frans (u.a.): Learned and applied Soil Mechanics out of Delft, pp. 127-134, A.A. Balkema Publishers, Lisse, 2002.
- [63] Vermeer, P.A., Ruse, N.: Neue Entwicklungen in der Tunnelstatik. Tagungsband 3. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, S. 3-14, Ostfildern, 2002.
- [64] Beutinger, P.H., Vermeer, P.A.: Geotechnische Standsicherheitsuntersuchungen an mobilen Baumaschinen. Tagungsband 3. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, S. 237-244, Ostfildern, 2002.
- [65] Vermeer, P.A., Bonnier, P.G., Möller, S.C.: On a smart use of 3D-FEM in tunnelling. Proceedings 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VIII), Rome, pp. 361-366, A.A. Balkema Publishers, Lisse, 2002.
- [66] Neher, H.P., Cudny, M.: Modelling principal stress rotation effects with multilaminate type constitutive models for clay. Proceedings 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VIII), Rome, pp. 41-47, A.A. Balkema Publishers, Lisse, 2002.
- [67] Vermeer, P.A., Ruse, N., Marcher, T.: Tunnel Heading Stability in Drained Ground. Felsbau, Jg. 20.2002, Nr. 6, S. 8–18.
- [68] Vermeer, P.A., Marcher, T., Ruse, N.: On the Ground Response Curve. Felsbau, Jg. 20.2002, Nr. 6, S. 19-24.
- [69] Vermeer, P.A., Neher, H.P.: Setzungsanalyse am Schiefen Turm von Pisa unter Berücksichtigung von Sekundärsetzungen. Tagungsband Vorträge der 27. Baugrundtagung 2002, S. 201-208, Mainz, 2002.
- [70] Beutinger, P. H.: Geotechnische Untersuchungen zur Erhöhung der Standsicherheit mobiler Baumaschinen. 27. Baugrundtagung 2002, Spezialsitzung „Forum für junge Geotechnik-Ingenieure“, Mainz, 2002.

- [71] Bonnier, P.G., Möller, S.C., Vermeer, P.A.: Bending Moments and Normal Forces in Tunnel linings. 5th European Conference Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2002), pp. 515-522, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, 2002.
- [72] Vermeer, P. A., Neher, H.P., Vogler, U.: Untersuchung zur Langzeitstabilität des Schiefen Turms von Pisa. 3. Workshop Baugrund-Tragwerks-Interaktion, Darmstadt, 2002.
- [73] Westrich, B., Siebel, R., Salden, D., Zweschper, B.: Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken und Erprobung von Erkundungsmethoden zur Beurteilung der Sicherheit von Absperrdämmen. Vorträge zum BWPLUS-Statusseminar 2002, Karlsruhe.
- [74] Westrich, B., Siebel, R., Vermeer, P.A., Zweschper, B.: Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken. Zwischenbericht anlässlich des Statusseminars des BWPLUS am 11. und 12. März 2003, Karlsruhe.
- [75] Westrich, B., Siebel, R., Zweschper, B.: Überströmbare Erddämme und Deiche – Erosionssichere Deckwerke, Bodenverfestigung, Bemessungsgrundlagen. Symposium: Notsicherung von Dämmen und Deichen : Verfahren, Konstruktionen und Baustoffe zur Notsicherung von Dämmen und Deichen, Siegen, 2003.
- [76] Klotz, C., Beutinger, P.H., Vermeer, P.A.: Effects of inherent anisotropy and mode of shearing on the behaviour of geomaterials. 16th ASCE Engineering Mechanics Conference, Seattle, 16-18 July 2003.

