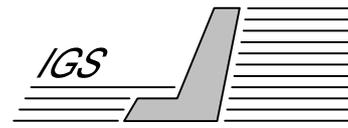


Universität Stuttgart



Institut für Geotechnik

2005

Mitteilung 52

Herausgeber P. A. Vermeer

Peter H. Beutinger

Ein geotechnischer Beitrag zur Standsicherheit
mobiler Baumaschinen

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 3-921837-52-9

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

Herausgegeben 2005 im Eigenverlag des Instituts für Geotechnik

**EIN GEOTECHNISCHER BEITRAG
ZUR STANDSICHERHEIT MOBILER BAUMASCHINEN**

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

vorgelegt von

PETER HANS BEUTINGER

geboren in Heilbronn

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. P. A. Vermeer

Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. H.-W. Reinhardt

Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart

Tag der mündlichen Prüfung: 4. Februar 2005

Vorwort des Herausgebers

Bei der Entwicklung von Bauvorhaben kommen weltweit mobile Arbeitsmaschinen wie LKW-Aufbaukrane, Turmdrehkrane und Betonpumpen zum Einsatz. Bei bestimmungsgemäßer Verwendung müssen mit Hilfe dieser mobilen Baumaschinen große Lasten gehoben, über weite Wegstrecken in der Luft transportiert und am Verwendungsort abgestellt werden. Zur Gewährleistung der Standsicherheit dieser Maschinen am Einsatzort werden Stützbeine verwendet, die durch möglichst große Abstände voneinander die aus dem Arbeitsbetrieb resultierenden Momente und Kräfte aufnehmen und in den Untergrund einleiten. Durch nicht sachgemäßen Betrieb, oder durch unerwartetes Nachgeben des Untergrunds, kommt es immer wieder dazu, dass Maschinen umstürzen und erhebliche Sach- und Personenschäden verursacht werden.

Aus den von Herrn Beutinger erhobenen Daten geht hervor, dass alleine in Deutschland jährlich im Schnitt sechs Unfälle durch umstürzende Baumaschinen verursacht werden. Aus jahresdurchschnittlich vier verletzten Personen, sind zwei mit schweren und eine mit tödlichen Verletzungen. Diese Zahlen geben den Anlass, die Möglichkeit einer Aufstellsicherung solcher Maschinen zu untersuchen. Daraus entstand das von der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. geförderte Forschungsprojekt zum vorliegenden Thema. Projektbegleitend wurde ein Arbeitskreis aus Vertretern der Praxis unter Leitung von Herrn Dr. Stephan Gelies der Firma Putzmeister AG gegründet. Durch diese Begleitung und die Messungen beim Aufstellen mobiler Baumaschinen konnte die Forschung sehr praxisnah durchgeführt werden.

Für die automatische Erfassung der Stützbeinsetzungen wurde ein sehr innovatives, bezugspunktunabhängiges Messsystem entwickelt, welches Messsensorik für die Setzungserfassung in einen mobilen Lastsensor integriert. Der entstandene Prototyp eines Beschleunigungs-Last-Sensors kann zu Messungen einfach unter ein Stützbein einer mobilen Baumaschine montiert werden. Diese Entwicklung wäre nicht möglich gewesen ohne die tatkräftige Unterschützung seitens Herrn Dr. rer. nat. Gottfried Sawade der Materialprüfungsanstalt, Universität Stuttgart. Ein Entwicklungspotenzial der Messeinrichtung für weiterführende Forschungen liegt in der Genauigkeit der Messkarte.

Der wissenschaftlich interessante Aspekt vorliegender Studie besteht in der Kombination numerischer und physikalischer Modelle der Geotechnik mit dem Endziel, die beim Aufstellen einer mobilen Baumaschine nur teilweise zu messende Last-Setzungskurve der Stützbeine durch Extrapolation zu vervollständigen. Ein wichtiger Punkt für die Numerik in der Geotechnik bildet die Nachrechnung der Plattendruckversuche auf Sanden und Lösslehm. Die Übereinstimmung von berechneten und gemessenen Last-Setzungskurven ist erstaunlich gut.

Für die finanzielle Förderung danke ich der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen (AiF). Mein Dank gilt auch den Mitgliedern der Betreuungsgruppe, insbesondere Dr.-Ing. S. Gelies der Firma Putzmeister AG, Herrn E. Reichel von der Forschungsvereinigung Bau- und Baustoffmaschinen e.V. und Herrn Dr. rer. nat. G. Sawade der Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart.

Pieter A. Vermeer

Vorwort des Verfassers

Bereits während der Erstellung meiner Diplomarbeit am Institut für Geotechnik wurde mir dort eine Arbeitsstelle mit der Möglichkeit zur Promotion angeboten. Ohne lange zu zögern habe ich diese Offerte angenommen, denn eine so gute Gelegenheit, sich mit den theoretischen Grundlagen in der Geotechnik "en détail" auseinander zu setzen, bietet sich einem so schnell nicht wieder. Das Ergebnis meiner wissenschaftlichen Tätigkeit am Institut für Geotechnik von 1998 bis 2004 ist in der vorliegenden Arbeit abgefasst.

An erster Stelle gilt mein Dank Herrn Prof. Dr.-Ing. Pieter Vermeer der mich vom ersten Moment an mit fachlichem Rat unterstützt hat und mich stets durch kritisches Hinterfragen tiefer und tiefer in die Geotechnik "gezogen" hat. Weiters danke ich Ihm für die Übernahme des Hauptberichts meiner Arbeit. Für die bereitwillige Übernahme des Mitberichts und der kritischen Auseinandersetzung mit meiner Arbeit danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Hans-Wolf Reinhard.

Allen Mitarbeitern und Kollegen sowie studentischen Hilfskräften und Diplomanden am Institut für Geotechnik möchte ich für die regen Diskussionen und die stets hilfsbereite und familiäre Atmosphäre danken. Den Mitarbeitern des Referats Geotechnik der Materialprüfungsanstalt, Universität Stuttgart gilt mein Dank für die Unterstützung bei der Durchführung des Versuchsprogramms unter Laborbedingungen. Ein ganz besonderer Dank geht an Herrn Dr. rer. nat. Gottfried Sawade, der mich von Beginn an bei messtechnischen Fragen und der Erstellung der Auswertesoftware tatkräftig unterstützt und so maßgeblich zum Gelingen der Arbeit beigetragen hat.

Um eine praxisnahe Forschung sicherzustellen wurde ein projektbegleitender Arbeitskreis gebildet. Die bei den regelmäßig stattfindenden Sitzungen vorgetragenen kritischen Fragen und die kontroversen Diskussionen haben stets die Forschungsergebnisse hinterfragt und so die Arbeit erheblich vorangebracht. Herrn Dr.-Ing. Stephan Gelies, als Obmann des Arbeitskreises und Herrn Eckehard Reichel von der Forschungsvereinigung Bau- und Baustoffmaschinen danke ich im Besonderen.

Ohne finanzielle Förderung lässt sich eine Forschungsarbeit nicht realisieren. Der Unterstützung durch die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. gilt mein Dank.

Durch meine Familie habe ich die größte Motivation und Unterstützung erfahren. Meinen Eltern danke ich dafür, dass Sie mir jegliche Unterstützung haben zukommen lassen, damit ich eine fundierte Ausbildung erhalten konnte. Für das ausdauernde und geduldige Gegenlesen meiner Arbeit danke ich meinem Vater besonders. Ein ganz besonderer Danke gilt meiner Frau Heike. Sie hat mir zu jeder Zeit Kraft und Rückhalt gegeben, so dass ich mich 100prozentig auf die mir gestellte Aufgabe konzentrieren konnte.

Peter Beutinger

Inhalt

1	Einleitung und Motivation	1
2	Geotechnische Grundlagen	7
2.1	Stand der Technik	7
2.2	Verschiedene Versagensarten des Untergrunds	9
2.2.1	Scherfestigkeit von Böden	9
2.2.2	Der klassische Grundbruch unter mittiger, lotrechter Last	10
2.2.3	Rechnerische Bestimmung der Grundbruchlast	12
2.2.4	Der Böschungs- und Geländebruch	14
2.3	Der Plattendruckversuch und seine Bedeutung in der Geotechnik	15
3	Hyperbolischer Ansatz zur Beschreibung des Bodenverhaltens	21
3.1	Hyperbolischer Spannungs-Dehnungsverlauf im Triaxialversuch	21
3.2	Kontrolle des Hyperbelansatzes für Plattendruckversuche	24
4	Lastplattenversuche unter Laborbedingungen	27
4.1	Beschreibung der verwendeten Versuchsböden	27
4.1.1	Der Rheinsand	28
4.1.2	Der Heilbronner Lösslehm	29
4.2	Versuchsaufbau und Versuchsrandbedingungen	32
4.2.1	Die Versuchseinrichtung	32
4.2.2	Randbedingungen der Grundbruchversuche	34
4.2.3	Randbedingungen der Böschungsbruchversuche	35
5	Ergebnisse der Labormessungen	39
5.1	Ergebnisse der Grundbruchversuche mit homogenem Untergrund	39
5.2	Ergebnisse der Grundbruchversuche mit simuliertem Hohlraum	44
5.3	Ergebnisse der Lastplattenversuche an Böschungen	45

5.4	Überprüfung des hyperbolischen Verlaufs der Labormesskurven	48
6	Feldmessungen an mobilen Baumaschinen	53
6.1	Messaufbau und Versuchsrandbedingungen	53
6.1.1	Die Messeinrichtung	53
6.1.2	Die vorhandenen Untergrundbedingungen	56
6.1.3	Die Versuchsdurchführung	57
6.2	Ergebnisse der Feldmessungen	58
6.2.1	Versuchsergebnisse auf wenig nachgiebigem Untergrund	58
6.2.2	Versuchsergebnisse auf nachgiebigem Untergrund	61
6.3	Überprüfung des hyperbolischen Ansatzes bei den Feldmessungen	65
7	Finite Elemente Berechnungen	69
7.1	Stoffgesetze	69
7.1.1	Das <i>Mohr - Coulomb</i> Modell	71
7.1.2	Das <i>Hardening Soil</i> Modell	72
7.2	Axialsymmetrische Grundbruchberechnungen	76
7.2.1	Ausbreitung des plastischen Bereichs durch Belastung des Bodens	77
7.2.2	Ergebnisse der Berechnungen der Lösslehmversuche	81
7.2.3	Ergebnisse der Berechnungen der dicht gelagerten Sandversuche	83
7.3	Räumliche FE - Berechnungen	84
7.4	Numerische Betrachtung eines Kranunfalls	87
7.5	Numerische Beurteilung des Bruchverhaltens von Böschungen	89
8	Anforderungen an die bezugspunktunabhängige Messeinrichtung	93
8.1	Größe des auftretenden Messsignals	93
8.2	Der Beschleunigungssensor	95
8.3	Messkarte zur Datenerfassung und Steuerungssoftware	96
9	Entwickelte Software für die Datenerfassung und Tragfähigkeitsprognose	101
9.1	Programmaufbau und -ablauf	101
9.1.1	Auswertung nach Methode 1	104
9.1.2	Auswertung nach Methode 2	106

9.1.3	Auswertung nach Methode 3	107
9.1.4	Bewertungskriterien der Berechnungsergebnisse	107
9.2	Auswertung der potentiometrisch gemessenen Daten	109
9.2.1	Ergebnisse der Laborversuche	110
9.2.2	Ergebnisse der Feldversuche	115
9.3	Auswertung der Messdaten des Beschleunigungssensors	119
9.3.1	Ergebnisse der Laborversuche	120
9.3.2	Ergebnisse der Feldversuche	125
9.4	Beurteilung der Auswertungen	127
10	Prototyp des entwickelten Messensors	129
10.1	Messung der auftretenden Lasten	130
10.2	Messung der Beschleunigung	131
10.3	Messung der Verkippung der Abstützfläche	132
11	Zusammenfassung und Ausblick	135
	Literatur	141
	Anhang	149

Summary

The construction and in the meantime also worldwide use of mobile construction machines as truck-mounted cranes and concrete pumps ease the daily erecting of greater and daring buildings. With new and clever systems the contest for the biggest and strongest machine increases continuously the range and the load carrying capacity. Because of the capabilities of the machines it is necessary that the driver can rely on the used technology. Never the less a sufficient bearing capacity of the soil underneath the machine has also to be taken into account for safe working conditions.

A study concerning accident numbers and causes of tumbled construction machines showed that behind human failure respectively improper execution of the support, ground failure is the second numerous reason for such accidents. By means of permanent changing soil conditions on construction sites the reason for loss of stability is not only the use of too small support areas (base failure), but also failure of slopes in the load extension area and unknown cavities in the subsoil.

Theoretically speaking, the installation of the machine supports on the subsoil can be viewed as a fast performed plate loading test. The plate loading test is a standardised test in geotechnical engineering, which aim is not the determination of bearing capacity and failure mechanism of the soil. In general the test is used for determination and judgement of the deformation behaviour of the examined soil stratum.

Goal of the presented research project was to develop a procedure to avoid soil failure caused by choosing too small support areas under the machine spuds. Through seizing the deformation behaviour of the soil during machine installation and the aid of a software which has to be developed to extrapolate the measured data, it has to be determined whether the support areas have the right space. One major point during development of the system was the automatic application. This means the machine driver should have no additional preparation work on the construction sites.

Following the classical plate loading test measurements under laboratory conditions have been performed in this research project. Then the installation procedure of mobile construction machines on the spuds have been simulated. These tests have been performed at FMFA Stuttgart to collect measurement data of the displacement behaviour. Thereby the results were used to develop and test the needed measurement equipment. Two different soils have been examined, one cohesive and one non cohesive. The non cohesive Rheinsand was used in 13 measuring series. The loess loam (cohesive soil) from the Heilbronn area was used

in 4 series. Huge experience has been collected with both soils in different research projects at the institute for geotechnical engineering (IGS). All tests were performed far beyond failure.

In total 22 tests with horizontal subsoil conditions have been conducted with various densities. The failure pressures were between 300 and 1.959 kPa; depending on density respectively consistency of the used soil conditions. When dense soil was installed a classical base failure (KÉZDI, 1970) with a defined shear zone was developed. In contrast a deformation failure developed when loose sand or loess loam were used for test conditions.

Further tests have been conducted with simulated hollows by installing plastic tubes underneath the loading plate. Conditions where the load has been positioned close to slopes has also been investigated in a couple of measuring series.

In cooperation with mobile machine manufacturers joining the project, tests to study the characteristic installation procedure have been performed in situ with truck-mounted cranes and concrete pumps. The registered load deformation curves are showing a hyperbolic form, as investigated in the laboratory tests. The developments on the measurement equipment in the laboratory were tested at the in situ tests to get further information for future evolutions.

Back analyses of the performed tests in laboratory and in situ have been conducted with the aid of finite element calculations. In addition further parameter analyses have been made to investigate the influence on the soil behaviour. In general the calculations have been performed two dimensionally using the so called hardening-soil model. The tests with simulated cavities were examined with a three dimensional geometry using the Mohr-Coulomb model.

For the automatically measuring of the needed dimensions for the prediction of sufficient support areas of mobile construction machines, it was necessary to develop a new measuring equipment. The settlements are measured indirectly with an accelerometer. Because of the very small signals (around 1 mg) this sensor needed a very high resolution and the ability to measure quasi static accelerations.

Additionally the data acquisition needs a high resolution (minimum 16 bit) to falsify the values as little as possible. The accelerometer has been mounted on a load cell. So a new mobile measuring device was developed for measurements on different construction machines.

Besides of the experimental part of the presented work, a software for data acquisition and processing has been developed. By choosing the relevant data the extrapolation of the load settlement curve is done by three methods. The formula of the hyperbola is therefore solved for load and settlement, velocity and derivated load or acceleration and twice derivated load. The constants of the hyperbola are the failure load p_f and the initial deformation module E_{v0} .

In a first step the quality of the data analysis is determined by the relation E_v / E_{v0} . As long as the relation gives a value of 1 the load settlement curve is still linear. As the ratio is very small a reasonable prediction is possible. The analysis has shown that, depending on the subsoil conditions, at least 40 to 90 % of the load settlement curve has to be known for a prediction of

the failure load. As soon as cavities are in the underground almost the whole curve has to be known for the extrapolation.

With the development of the new system a huge step towards future increase on work safety, reduction of costs by machine stoppage and time losses during use of mobile construction machines was successful.

1 Einführung und Motivation

Mit dem Beginn der Industrialisierung vor über 150 Jahren wurden die Grundlagen für die heutigen bautechnischen Möglichkeiten geschaffen. Durch den ungebrochenen Ingenieurgeist wird der technische Fortschritt stets weiter vorangetrieben. Immer größere und gewagtere Bauwerke können in immer kürzerer Zeit errichtet werden. Es gilt demnach nicht nur im Sport das Motto "*Citius, altius, fortius*"¹. Für die Bauwirtschaft werden aufgrund des stetig größer werdenden Zeit- und Kostendrucks immer raffiniertere Maschinen und Mobilgeräte entwickelt.

Weltweit gibt es heutzutage kaum noch Bauwerke, welche ohne die Hilfe von mobilen Baumaschinen erstellt werden. Dies sind unter anderem Autokrane, Autobetonpumpen, Turmdrehkrane und Hubarbeitsbühnen. Die laufend wechselnden Einsatzorte und die jeweils unterschiedlichen Untergrundverhältnisse müssen beim Arbeitseinsatz berücksichtigt werden. Dem Maschinenführer selbst kann die Beurteilung des Untergrunds nicht zugemutet werden; er ist dafür nicht ausreichend ausgebildet. Jedoch muss er unter anderem die Tragfähigkeit des Bodens oft selbst einschätzen; dabei kommt es leider immer



Bild 1.1 Havariertes Autokran

¹ "Schneller, höher, weiter". Pierre de Coubertin (1894), Gründer des Int. Olympischen Komitees (IOC)

wieder zu Fehleinschätzungen bezüglich der Abstützfläche, was ein Umstürzen des Geräts zur Folge haben kann (siehe Bild 1.1).

Die Betreiber der mobilen Baumaschinen haben diese Problematik erkannt und den Maschinenherstellern Handlungsbedarf signalisiert. Dem Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart wurde die Frage gestellt, inwiefern eine in-situ Bestimmung der Standsicherheit mobiler Baumaschinen aus geotechnischer Sicht möglich ist. Hieraus entstand das von der AiF² aus den Haushaltsmitteln des BMWi³ geförderte Forschungsprojekt zum vorliegenden Thema. Projektbegleitend wurde ein Arbeitskreis mit Vertretern namhafter Maschinenhersteller, einer Versicherung und der Württembergischen Bau-Berufsgenossenschaft gegründet. Durch diese enge Zusammenarbeit konnten die erzielten Forschungsergebnisse stets praxisnah begleitet und ein direkter Wissenstransfer sichergestellt werden.

Zunächst stellte sich die Frage nach der Häufigkeit und den Ursachen des Umstürzens mobiler Baumaschinen. Auf der Grundlage von Unfallstatistiken, welche bei Versicherungen und Berufsgenossenschaften eingesehen werden konnten, sowie aus Berichten in den Medien, wurde zu diesem Thema eine Studie erarbeitet. Sie kann keinen Anspruch auf Vollständigkeit erheben, da bei den Berufsgenossenschaften z.B. nur meldepflichtige Unfälle (mit Personenschäden) eingehen und bearbeitet werden. Die gesammelten Daten beziehen sich auf Unfälle der letzten 10 Jahre in ganz Deutschland, bei denen die Maschinen umgestürzt sind. Aus diesem Material konnten 65 Unfälle mit umstürzenden Baumaschinen ermittelt werden. In Bild 1.2 werden die Unfallzahlen nach verschiedenen Maschinentypen differenziert dargestellt.

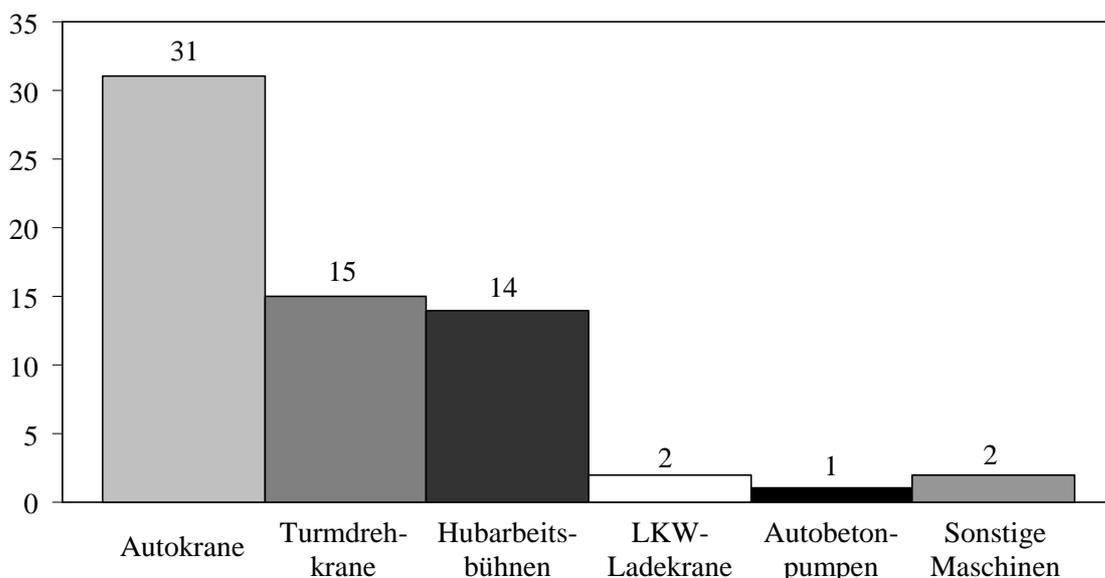


Bild 1.2 Anzahl der umgestürzten mobilen Baumaschinen in Deutschland (1993 - 2003); differenziert dargestellt nach verschiedenen Maschinentypen

² Arbeitsgemeinschaften industrieller Forschungsgemeinschaften "Otto von Guericke" e.V.

³ Bundesministerium für Wirtschaft

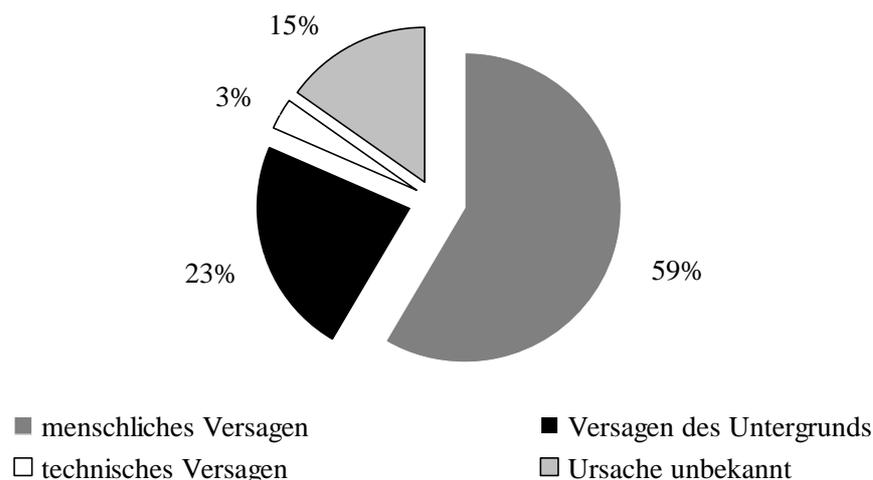


Bild 1.3 Prozentuale Verteilung der Unfallursachen beim Umstürzen mobiler Baumaschinen

Etwa 48 % aller Unfälle durch Umstürzen betraf Autokrane, gefolgt von Turmdrehkränen mit 23 % und Hubarbeitsbühnen mit 22 %. Lkw-Ladekrane, Autobetonpumpen und sonstige Baumaschinen machen die restlichen 7 % der Umstürz-Unfälle aus. Die große Häufigkeit der umgestürzten Autokrane und der Hubarbeitsbühnen gegenüber den anderen Maschinen lässt sich teilweise durch den häufigen Einsatz an mehreren Baustellen pro Tag begründen. Bei Turmdrehkränen ist es ein wenig anders. Dort spielt häufig die Überschätzung der Tragkraft des Kranes eine entscheidende Rolle.

Bei allen Unfällen traten neben hohen Sachschäden teilweise nicht unerhebliche Personenschäden auf. Insgesamt wurden bei den ermittelten Unfällen durch das Umstürzen der Maschinen 41 Personen verletzt. Hierunter waren 21 schwere und neun tödliche Verletzungen. Somit werden statistisch gesehen jährlich durchschnittlich zwei Arbeiter durch eine umstürzende Baumaschine schwer verletzt und ein Arbeiter getötet. Diese Zahlen sind Anlass genug, einen Beitrag zur Erhöhung der Arbeitssicherheit beim Umgang mit mobilen Baumaschinen zu leisten.

Betrachtungen zu den Unfallursachen wurden im Zuge der Studie ebenfalls durchgeführt. Bei 15 % der Unfälle konnte die Ursache des Unfalls nicht aus den Unfallakten entnommen werden. Die Ursachen der Unfälle können, wie aus Bild 1.3 ersichtlich, in drei Gruppen unterteilt werden:

- *menschliches Versagen*
- *Versagen des Untergrunds* sowie
- *technisches Versagen*

Es ist nicht überraschend, dass mit 59 % menschliches Versagen an erster Stelle der Unfallursachen steht. Durch die inzwischen sehr ausgereifte Konstruktion und Herstellung der Maschinen spielt technisches Versagen mit 3 % als Umstürzursache heute nur noch eine untergeordnete Rolle. Mit 23 % ist die zweithäufigste Unfallursache das Versagen des

Untergrunds. Nach eingehender Analyse der Unfalldaten mit versagendem Untergrund wurde festgestellt, dass in neun der fünfzehn Unfälle ein Grundbruch auftrat. Die anderen Fälle lassen sich auf einen Böschungsbruch bzw. auf Hohlräume im Untergrund zurückführen. Auf diese typischerweise die Geotechnik berührenden Versagensmechanismen sowie die angewandten Verfahren in der Geotechnik wird in Kapitel 2 eingegangen.

Das Verhalten des Untergrunds infolge der Belastung durch eine mobile Baumaschine ist für die Standsicherheit der Maschine mit verantwortlich. Damit der Arbeitsablauf so wenig wie möglich gestört wird, ist es notwendig, das Bodenverhalten unter den Abstützflächen der mobilen Baumaschine in der Aufstellphase durch Extrapolation des dabei gemessenen Last-Setzungsverhaltens zu bestimmen. So kann schon im Vorfeld eine eventuell zu klein gewählte Abstützfläche festgestellt werden. Die in dieser Studie vorgeschlagene Extrapolation stützt sich dabei auf einen hyperbolischen Last-Verschiebungsansatz, welcher in Kapitel 3 ausführlich beschrieben wird.

In einem eigenen Versuchsprogramm wurden zum einen Teil Messungen unter '*Laborbedingungen*' durchgeführt. Die Versuchsrandbedingungen sowie die verwendeten Versuchsböden werden in Kapitel 4 beschrieben und in Kapitel 5 die erzielten Messergebnisse diskutiert. Der zweite Teil des Versuchsprogramms beinhaltet Messungen '*im Feld*', die in Kapitel 6 betrachtet werden. Dabei wurden erste Erfahrungen mit der Messung des Last-Setzungsverhaltens mobiler Baumaschinen bei verschiedenen Untergrundbedingungen gesammelt.

Anhand von Finite Elemente (FE-) Berechnungen wird der oben genannte Kurvenansatz zur Darstellung des Last-Setzungsverhaltens weiter verifiziert. Zum Vergleich der Ergebnisse wird einerseits das Mohr - Coulomb Modell und andererseits das höherwertige Hardening-Soil Modell verwendet (Kapitel 7). Neben axialsymmetrischen Berechnungen werden hierzu auch dreidimensionale FE - Simulationen durchgeführt. Dadurch ist es möglich, komplexere Randwertprobleme, wie z.B. die Berücksichtigung von Hohlräumen im Untergrund und Gründungen bzw. Abstützungen im Bereich von Böschungen, detaillierter zu betrachten und zu bewerten.

Für die Messaufgabe selbst ist der vollautomatische Ablauf der Messung, Auswertung und Beurteilung eine der wichtigsten Randbedingungen, so dass der Maschinenführer keinen zusätzlichen Arbeitsaufwand hat. Es war somit notwendig, ein bezugspunktunabhängiges Messsystem zu entwickeln. Die Machbarkeit der Messungen sowie die Anforderungen an die benötigten Messaufnehmer werden in Kapitel 8 beschrieben.

Kapitel 9 behandelt das selbst entwickelte Softwareprogramm, welches zur Auswertung und Extrapolation der Messdaten verwendet wird. Zusammen mit dem Messverfahren ergibt sich daraus ein Expertensystem, das die Möglichkeit eröffnet, zunächst unter Laborbedingungen die Tragfähigkeit des Bodens zu prognostizieren. Wenn nicht nur während dem Ausfahren der Stützbeine, sondern auch während des Betriebs Setzungen und Lasten gemessen werden, ist eine weitere Computerüberwachung der Standsicherheit möglich. Wie im Tunnelbau ergeben sich somit nicht nur Standsicherheitsanalysen, sondern auch eine Beobachtungsmethode.

Der entwickelte Prototyp eines Last-Verschiebungssensors wird in Kapitel 10 erläutert. Dieser ist in der Lage die angreifenden Lasten in drei Achsen zu messen, so dass es damit auch möglich ist, auftretende Horizontallasten und deren Richtung zu erfassen. Weiter werden die auftretenden Setzungen und die Verkippungen der Abstützfläche gemessen. Durch die Schutzrechtsanmeldung beim Deutschen Patentamt soll das entwickelte Verfahren für die am Projekt beteiligten Firmen gesichert werden.

Kapitel 11 fasst diese Arbeit zusammen und gibt einen Ausblick auf die geotechnische Beurteilung der Standsicherheit mobiler Baumaschinen.

2 Geotechnische Grundlagen

2.1 Stand der Technik

Die länderübergreifende Zusammenarbeit hat vor allem in den letzten Jahrzehnten in allen Lebensbereichen rasant zugenommen und die 'Welt' immer enger zusammenrücken lassen. Diese Globalisierung erweitert einerseits die technischen, wirtschaftlichen, kulturellen und politischen Möglichkeiten, sie zwingt aber andererseits auch zur verstärkten Anpassung und Vereinheitlichung von Konventionen, Normen und Vorschriften. Im europäischen Raum wurden demzufolge die allgemeinen Regeln für den Bereich der Geotechnik mit der ENV 1997-1⁴ als Vornorm eingeführt. Sie soll in der Zukunft die deutsche DIN 1054⁵ ersetzen. Der Regelungsgehalt beider Normen ist weitestgehend gleich. Bisher ist aber nicht bekannt, wann die europäische Vornorm verbindlich gemacht und damit zur endgültigen Regelung werden soll.

Dessen ungeachtet erschien, nach über 25 Jahren '*Lebensdauer*', Anfang 2003 die DIN 1054 in ihrer neuen Fassung. Mit ihr ergeben sich neue inhaltliche Vorgaben, die das Teilsicherheitskonzept mit einer Unterscheidung in '*Grenzzustand der Tragfähigkeit*' (GZ 1) und '*Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit*' (GZ 2) aus der europäischen Vornorm umsetzen. Mit diesem Teilsicherheitskonzept werden die Beanspruchungen auf den Boden durch Teilsicherheitsbeiwerte erhöht, und die Widerstände des Untergrunds durch entsprechende Sicherheitsbeiwerte abgemindert.

Die Anforderungen an die geotechnische Bemessung werden in der Norm für drei verschiedene geotechnische Kategorien festgelegt:

Kategorie 1

umfasst nur kleine und relativ einfache Bauwerke mit einfachen Untergrundverhältnissen, bei denen das Risiko für Menschen und Sachschäden vernachlässigbar ist. Die grundsätzlichen Anforderungen werden durch Erfahrungen und qualitative geotechnische Untersuchungen sicher erfüllt. Darunter fallen z.B. leichte ein- bis zwei-stöckige Wohngebäude oder Stützmauern mit einem Geländesprung unter 2 m.

⁴ ENV 1997-1, (1995) Europäische Vornorm vom Europäischen Komitee für Normung (CEN); *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik; Teil 1: Allgemeine Regeln.*

⁵ DIN 1054, (2003) Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Ersetzt die alte Fassung von 1976 Baugrund - Zulässige Belastung des Baugrunds.

Kategorie 2

umfasst konventionelle Bauwerke und Gründungen mit normalem Risiko und gewöhnlichen Baugrund- und Belastungsverhältnissen. Hier sind quantitative geotechnische Angaben und Analysen zur Sicherstellung der grundsätzlichen Anforderungen erforderlich. Hierunter fallen unter anderem alle herkömmlichen Arten von Flach-, Pfahl- und Plattengründungen, Baugruben und Tunnel in festem nichtklüftigem Fels und geringem Wasserandrang.

Kategorie 3

umfasst alle anderen Bauwerke bzw. -teile, die nicht mit den ersten beiden Kategorien abgedeckt werden. D.h. hier werden sehr große und ungewöhnliche Bauwerke mit sehr großem Risiko und außergewöhnlichen, komplizierten Baugrund- und Belastungsverhältnissen eingeordnet. Für jede Bemessungssituation ist dann nachzuweisen, dass kein Grenzzustand überschritten wird.

Zur Erhöhung der Kippsicherheit werden mobile Baumaschinen in der Arbeitsvorbereitung auf Stützbeinen aufgestellt. Die Stützbeine werden mit auf der Geländeoberfläche aufgelegten Lastplatten unterbaut, um die auftretenden Lasten sicher in den anstehenden Untergrund einzuleiten. Somit ist das Abstützen der Baumaschinen als eine Flachgründung direkt an der Oberfläche anzusehen. Zulässig ist dies, da die Maschinen generell jeweils nur temporär aufgestellt und daher nach DIN 1054 als '*fliegende Bauten*' angesehen werden können.

Im Abschnitt '*Flachgründungen*' der DIN 1054 werden die Festlegungen über Einwirkungen und Beanspruchungen, welche in der Sohlfuge wirken, sowie die daraus resultierenden Bodenreaktionen und Bodenwiderstände festgelegt. Weiter ist die Art und Weise, wie die Nachweise der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit durchzuführen sind, beschrieben. In den einfachen Fällen können Fundamente über das Konzept der '*zulässigen Bodenpressung*'⁶ bemessen werden. Dazu sind entsprechende Bodeneigenschaften und eine Mindesteinbindetiefe notwendig. In jenen Fällen, die nicht in diese Kategorien fallen ist ein Grundbruchnachweis nach DIN 4017 bzw. der Nachweis der Geländebruchsicherheit nach DIN 4084 zu führen. Die Abstützungen der mobilen Baumaschinen können anhand der zuvor genannten Normen betrachtet werden. Nach Ansicht des Verfassers müssten sie aufgrund der fehlenden Einbindetiefe der Abstützungen nach den Bestimmungen für Kategorie 2 oder gegebenenfalls Kategorie 3 behandelt werden, da bei unsachgemäßer Aufstellung mit erheblichen Personen- und Sachschäden zu rechnen ist.

In der vorliegenden Arbeit findet keine klassische geotechnische '*Bemessung*' der Aufstellflächen der Stützbeine statt, sondern es werden Grenzlastbetrachtungen mit Hilfe von Messungen und Extrapolationsmethoden durchgeführt.

⁶ In der neuen Fassung der DIN 1054 - 2003 als '*aufnehmbarer Sohldruck*' bezeichnet.

2.2 Verschiedene Versagensarten des Untergrunds

Die 'Traglast' wird im Massivbau als diejenige Kraft bezeichnet, bei der ein Bauteil versagt. Da der Baugrunderkörper aber eine unendliche Ausdehnung hat, muss der Begriff der 'Traglast' auf einen begrenzten Teilbereich beschränkt werden. Somit ist die Traglast jene Kraft, bei welcher der Boden, z.B. unter einem Fundament, durch plastisches Fließen ausweicht. Dabei wird er seitlich und zur freien Oberfläche hin verdrängt. Im Allgemeinen wird die Traglast als die (Grenz-) Tragfähigkeit des Untergrunds bezeichnet.

Wird infolge von Lasteinwirkungen auf den Untergrund die Tragfähigkeit überschritten, so können verschiedene bodenmechanische Reaktionen oder Versagensmechanismen auftreten. Diese Mechanismen sind einerseits von den geometrischen Randbedingungen, z.B. Böschungen und Stützbauwerke im Einflussbereich, sowie von der Größe und Form der Lasteinleitungsfläche abhängig. Andererseits beeinflussen die von außen auf die Gründung wirkenden Kräfte in ihrer Wirkungsrichtung und nicht zuletzt die mechanischen Eigenschaften des Untergrunds (vorhandene Scherfestigkeit) die Tragfähigkeit des Bodens.

Im Folgenden wird näher auf den Begriff der Scherfestigkeit von Böden, sowie auf die Versagensmechanismen, welche bei Grund-, Böschungs- und Geländebruch auftreten, eingegangen.

2.2.1 Scherfestigkeit von Böden

Boden ist ein Material, welches sowohl Normalspannungen als auch Schubspannungen aufnehmen und übertragen kann. Die Normalspannungen sind bei nichtbindigen Böden auf Druckspannungen beschränkt. Lediglich kohäsive (bindige) Böden sind durch den Zusammenhalt der feinen und sehr feinen Bodenteilchen in der Lage, Zugspannungen aufzunehmen, wenn auch in nur relativ geringer Größe. Die Zugfestigkeit begrenzt dabei die Zugspannung und die Scherfestigkeit die Schubspannung.

Zu Beginn der Belastung (bis Dehnungen von 10^{-3} oder 10^{-4}) ist das Verhalten linear elastisch, bis der Boden zu fließen beginnt. Infolge steigender Beanspruchung tritt dabei eine Verfestigung bis zum Erreichen der maximalen Scherfestigkeit τ_f ein. Der Index 'f' kommt aus dem englischen und steht für 'failure', was Versagen, Bruch bedeutet. Bei Überschreitung von τ_f beginnt eine Entfestigung bis eine konstante Restscherfestigkeit τ_r bei größeren Verformungen erreicht wird. Dieses Verhalten ist gültig für dicht bis sehr dicht gelagerte Böden, wie aus dem Schubspannungs-Verformungsdiagramm in Bild 2.1 hervorgeht. Die maximale Scherfestigkeit locker gelagerter Böden entspricht hingegen der Restscherfestigkeit.

Der für das Versagen kritische Spannungszustand wird durch die *Coulombsche* Grenzbedingung in Gleichung (2.1) beschrieben. COULOMB (1773) stellte fest, dass bei dieser Grenzbedingung eine lineare Beziehung zwischen der Schubspannung τ und der Normalspannung σ' auf der Versagensfläche besteht.

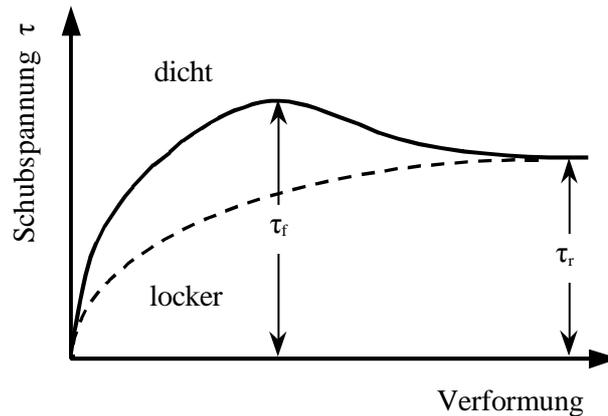


Bild 2.1 Schubspannungs-Verformungsdiagramm für dicht bis locker gelagerte Böden; Bestimmung der Bruch- und Restscherfestigkeit

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad (2.1)$$

Der Winkel φ' stellt den effektiven inneren Reibungswinkel des betrachteten Bodens dar und c' ist die effektive Kohäsion. Die Parameter φ' und c' werden auch als die Scherparameter des Bodens bezeichnet. Ausgedrückt in Hauptspannungen ergibt sich Gleichung (2.2), die als *Mohr - Coulombsche* Grenzbedingung bezeichnet wird.

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = 2 \cdot c' \cdot \cos \varphi' + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \sin \varphi' \quad (2.2)$$

Hierbei ist σ'_1 die maximale effektive Druckspannung und σ'_3 die minimale effektive Druckspannung. Wie in der Geotechnik üblich, werden die Druckspannungen positiv angesetzt.

2.2.2 Der klassische Grundbruch unter mittiger, lotrechter Last

Der Verlust der Tragfähigkeit des Untergrunds beim Aufbringen einer Last auf eine ebene Geländeoberfläche wird als Grundbruch bezeichnet. Der Boden unter und neben der Lasteinleitungsfläche durchläuft bis zum Auftreten des Grundbruchs verschiedene Spannungszustände. Aus der Literatur sind die Versagensmechanismen von PRANDTL (1920) und HILL (1950) bekannt. Unter Berücksichtigung eines homogenen Untergrundaufbaus mit gewichtslosem Boden unterscheiden sich diese prinzipiell darin, dass sich nach *Prandtl* (Bild 2.2 a) unter dem Fundament ein einziger dreieckförmiger Erdkeil ausbildet, während sich bei *Hill* (Bild 2.2 b) zwei Erdkeile ausbilden (BIAREZ et al., 1961).

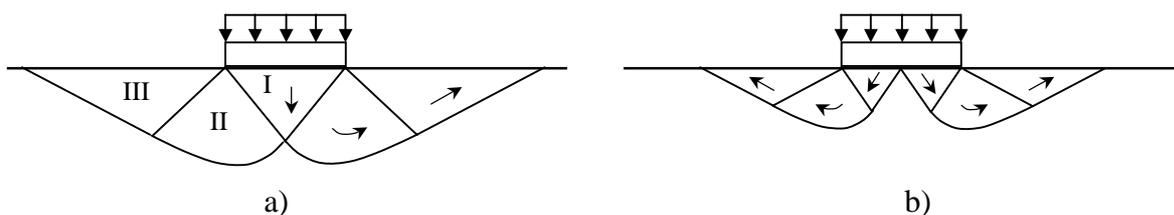


Bild 2.2 Grundbruchfiguren a) nach *Prandtl* b) nach *Hill*

Aufgrund der von *Hill* angenommenen Reibungsfreiheit zwischen der Lastplatte und dem anstehenden Boden entsteht ein symmetrischer Bruchmechanismus. *Prandtl* hingegen lässt Reibung zu, so dass sich eben nur dieser eine Erdkeil unter der Lastfläche ausbildet und sich ein Gleiten der Bruchfigur nach rechts oder nach links einstellt. Die Sohlspannungsverteilung unter der Platte, und somit auch die Traglast, sind jedoch unabhängig vom Bruchmechanismus. PRANDTL (1920) beschrieb als erster das Spannungsfeld unter einem mittig und lotrecht belasteten Streifenfundament, zumindest für einen gewichtslosen Untergrund (siehe Kapitel 2.2.3).

Mit zunehmender Belastung eines Fundaments geht der Boden beinahe unmittelbar in einen plastischen Zustand über. Dabei muss zwischen der so genannten '*hardening*' Plastizität (Verfestigung) vor Erreichen des Bruchzustands und der vollen Plastizität bei und nach dem Bruch unterschieden werden. Eine grundlegende Annahme der Plastizitätstheorie besagt, dass die totale Dehnungsrate eine Summe aus den elastischen und plastischen Anteilen ist.

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^p \quad (2.3)$$

Mit zunehmender Verfestigung bei gleichzeitiger Annäherung an die Bruchlast nehmen die Belastungsraten ab, und es treten immer kleinere elastische Dehnungen auf, bis diese zu null werden. Im Bruchzustand sind die Dehnungen nun mehr plastisch, und der Zustand der vollen Plastizität ist erreicht (VERMEER und DE BORST, 1984). Anhand einer Finiten Elemente Berechnung wird dazu in Kapitel 7.2.1 der Übergang vom elastischen in den plastischen Zustand und die Ausbreitung der plastischen Zone mit zunehmender Belastung im Detail beschrieben. Darüber hinaus wird dort weiter auf den Verlauf der sich einstellenden Scherfuge eingegangen.

Bei der Beurteilung des Grundbruchs kann dieser in verschiedene Typen unterteilt werden. Der '*klassische Grundbruchtyp*' tritt mit einer Peaklast eigentlich nur bei dicht gelagerten Böden und flach gegründeten Fundamenten mit relativ kleiner Aufstandsfläche auf. Er wird oft auch als allgemeiner Scherbruch bezeichnet und hat eine ausgeprägte Scherflächenbildung (siehe Bild 2.3). Eine definierte Bruchlast kann eindeutig bestimmt werden. Bei Erreichen der Bruchlast geht der Verlauf der Arbeitslinie entweder in eine vertikale Endtangente über, oder die zunehmenden Setzungen können sogar bei reduzierter Last infolge lokaler Auflockerungen (dilatantes Bodenverhalten) weiter fortschreiten.

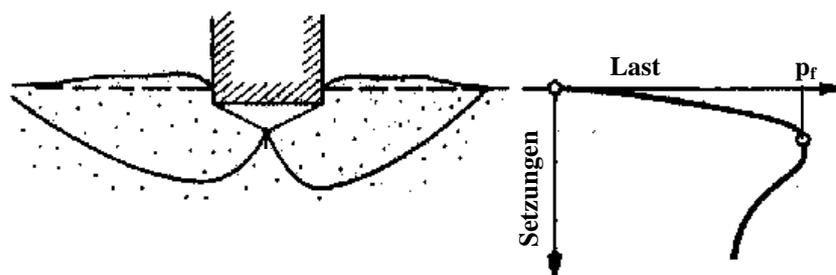


Bild 2.3 Klassischer Grundbruch mit definierter Bruchlast nach KÉZDI (1970)

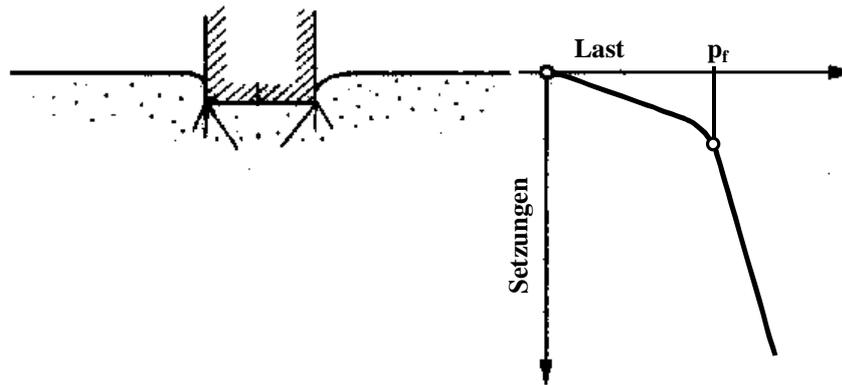


Bild 2.4 Verformungsbruch mit Grenzlast nach KÉZDI (1970)

Aus der Betontechnologie sind bei Teilflächenbelastungen ähnliche Versagensbilder wie beim 'klassischen Grundbruchtyp' bekannt. Dieser Werkstoff zeigt jedoch stets ein relativ sprödes Verhalten, wie aus LIEBERUM et al. (1989) und REINHARDT, KOCH (1998) hervorgeht.

In der Praxis gibt es jedoch nicht nur Last-Setzungskurven die auf einen 'klassischen Grundbruchtyp' schließen lassen, sondern auch Kurven, die schließlich in eine Gerade übergehen. In diesen Fällen wird lediglich eine Verdichtung des stets locker gelagerten Bodens unterhalb und neben der Lasteinleitungsfläche festgestellt. Bis zum Erreichen einer Grenzlast nehmen dabei die Setzungen proportional zu. Beim Überschreiten dieser Last nehmen diese überproportional zu und die Arbeitslinie geht von einem gekrümmten in einen geradlinigen Verlauf über. Nach TERZAGHI / JELINEK (1954) ist die Gebrauchstauglichkeit einer Gründung bzw. die ansetzbare Tragfähigkeit bei Überschreiten der Grenzlast erreicht.

In dieser Studie sollen sowohl der 'klassische Grundbruchtyp' nach Bild 2.3, als auch der Bruch nach Bild 2.4 experimentell bestätigt werden. In der Literatur wird letzterer Versagenstyp unter anderem von KÉZDI (1970) und VESIĆ (1963) auch als 'Verformungsbruch' bezeichnet.

Aus der Literatur (NAUJOKS, 1963) ist ein weiterer Versagenstyp, der 'lokale Scherbruch', bekannt. Bei diesem Versagenstyp entstehen jedoch keine durchgehenden Scherflächen. Infolge zunehmender Belastung nehmen dabei die Setzungen überproportional zu. Generell tritt dieser Fall nach Ansicht des Verfassers eigentlich nicht auf und ist eher zur Bestimmung einer Gebrauchstauglichkeit der betrachteten Gründung zuzuordnen.

2.2.3 Rechnerische Bestimmung der Grundbruchlast

Zur rechnerischen Bestimmung der Tragfähigkeit eines Bodens unter einem Fundament wurde von PRANDTL (1920) eine Gleichung für gewichtslosen Boden entwickelt. Im Laufe der Zeit wurde diese Gleichung, unter anderem bezüglich der Berücksichtigung des Bodeneigengewichts und die Bestimmung der Beiwerte, von vielen Autoren, darunter TERZAGHI (1943), MEYERHOF (1963) und DE BEER (1964), um nur ein paar wenige zu nennen, erwei-

tert. In der Literatur wird oft für Gleichung (2.4) die Bezeichnung 'Grundbruchgleichung' verwendet.

$$p = c' \cdot N_c \cdot v_c \cdot \kappa_c + \gamma \cdot d \cdot N_d \cdot v_d \cdot \kappa_d + \gamma \cdot b \cdot N_b \cdot v_b \cdot \kappa_b \quad (2.4)$$

Der halbempirisch ermittelte Term zur Bestimmung der Grundbruchlast gliedert sich hierbei in drei Teile: ein Kohäsions-, ein Tiefen- und ein Breitenglied. Zur Bestimmung der Tragfähigkeit des Bodens werden hierbei die Einflüsse der effektiven Kohäsion c' , der Gründungstiefe d sowie der Gründungsbreite b als Funktion des effektiven Reibungswinkels ϕ' des Untergrunds addiert. Das Tiefen- wie auch das Breitenglied sind darüber hinaus von der Wichte γ des Bodens abhängig.

Liegt die Gründung im Bereich des Grundwassers, so erhöht sich die Tragfähigkeit durch Superposition um den anstehenden Wasserdruck u . Dabei ist dann zu beachten, dass die effektiven Wichten γ' des unter Auftrieb stehenden Bodens bei der Berechnung zu verwenden sind.

In den einzelnen Termen sind die vom effektiven Reibungswinkel ϕ' abhängigen Tragfähigkeitsbeiwerte N nach DIN 4017 zu bestimmen. Ist die Wirkungslinie der resultierenden Last nicht zentrisch und/oder schräg, so wird dies durch die Neigungsbeiwerte κ nach DIN 4017 berücksichtigt. Des Weiteren hat die Fundamentform einen entscheidenden Einfluss auf die Tragfähigkeit des Untergrunds und wird durch die Formbeiwerte v in die Berechnung mit einbezogen.

Bei Betrachtung der auftretenden Belastungen auf die Abstützflächen der Stützbeine mobiler Baumaschinen (Bild 2.5) kann Gleichung (2.4) entsprechend vereinfacht werden. Klar ist, dass infolge Eigengewicht der Maschine Vertikalkräfte V auftreten. Die auf die Abstützfläche wirkenden Momenten- bzw. Horizontalkräfte sind jedoch nicht bekannt. Bei einigen Maschinentypen ist die Stützfußplatte gelenkig an das Stützbein angeschlossen, so dass Momente nicht übertragen werden können. Bei insgesamt 15 Messungen wurden neben den Vertikallasten auch die auftretenden Horizontallasten, beim Aufstellen eines Stützbeins auf die Abstützfläche mit erfasst. Dazu wurde einerseits eine von einem Maschinenhersteller selbst entwickelte Lastplatte (LP) und andererseits der in Kapitel 10 beschriebene Lastsensor (eigener LS) verwendet.

Festgestellt werden konnte bei allen Messungen, dass im Vergleich zu den aufgetragenen Vertikallasten nur sehr kleine Horizontalkräfte auftreten. In Bild 2.6 sind an je zwei Kurven beispielhaft die aufgetretenen Horizontallasten über der Zeit aufgetragen. Die Maxi-

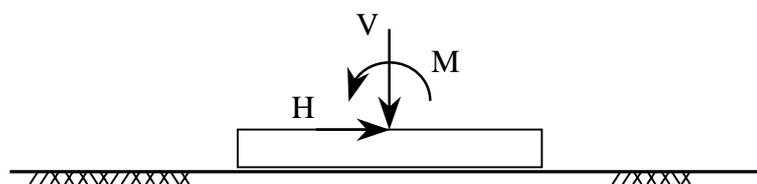


Bild 2.5 Schematisierte Belastung der Aufstellfläche eines Stützbeins einer mobilen Baumaschine während des Aufstellvorgangs

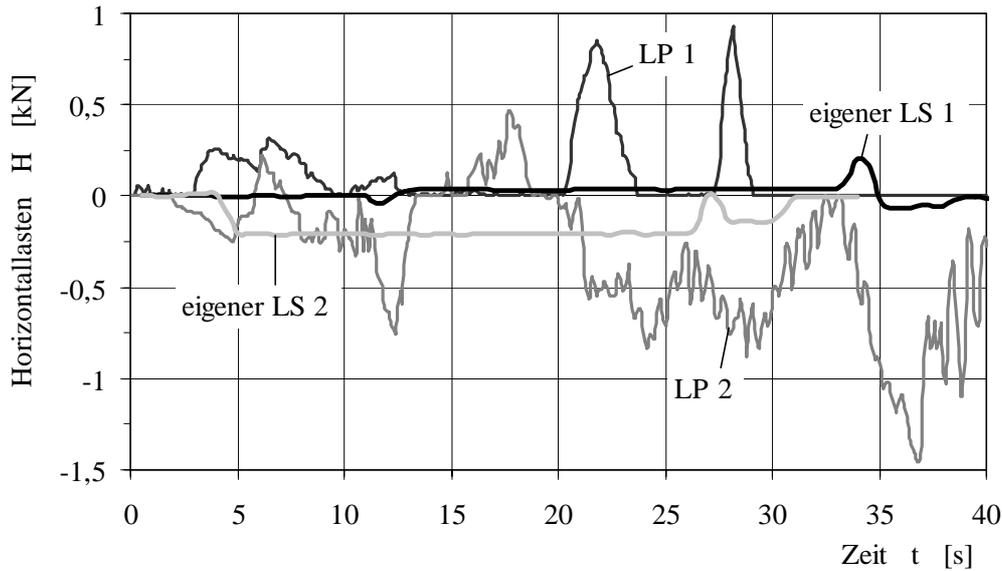


Bild 2.6 Gemessene Horizontallasten bei vier Aufstellvorgängen eines Stützbeins einer mobilen Baumaschine

malwerte während der Aufstellphase liegen bei bis zu 0,75 kN. Die Ergebnisse 'LP' gehen über den Abstüßvorgang des ersten Stützbeins hinaus. Es ist zu erkennen, dass im weiteren Aufstellvorgang Horizontalkräfte bis etwa 1,5 kN auftreten, so dass diese bei der Betrachtung des Last-Setzungsverhaltens der mobilen Baumaschinen vernachlässigt werden können. Die Neigungsbeiwerte in der Grundbruchgleichung reduzieren sich damit zu $\kappa = 1$.

Die Form der Abstüßfläche beim Aufstellen mobiler Baumaschinen ist generell quadratisch oder rechteckig mit einem Seitenverhältnis a/b von etwa 1 : 2. Zu Beginn der Belastung ist das Tiefenglied Null, da die Maschinen auf den Untergrund aufgesetzt werden und keine Einbindetiefe vorhanden ist. Erst mit auftretenden Setzungen wird dieser Teil aktiviert, hat jedoch aufgrund der stets relativ geringen Einbindetiefe nur einen sehr untergeordneten Einfluss.

Somit kann Gleichung (2.4) unter Berücksichtigung eines Aufstellvorgangs einer mobilen Baumaschine folgendermaßen vereinfacht werden:

$$p = c' \cdot N_c \cdot v_c + \gamma \cdot b \cdot N_b \cdot v_b \quad (2.5)$$

2.2.4 Der Böschungs- und Geländebruch

Liegt in direkter Nähe des Fundaments bzw. der Abstüßfläche einer mobilen Baumaschine eine Böschung, so ist die Gefahr eines Böschungsbruchs gegeben (Bild 2.7). Wie beim Grundbruch wird dieser dadurch ausgelöst, dass die Einwirkungen (z.B. das Eigengewicht des Bodens und eventuelle Auflasten) nicht mit den längs der ungünstigsten Bruchfuge wirkenden Widerständen (Normal- und Tangentialkräfte) im Gleichgewicht stehen (SCHMIDT, 2001). Die Lage der ungünstigsten Bruchfuge ist dabei von der Böschungs-

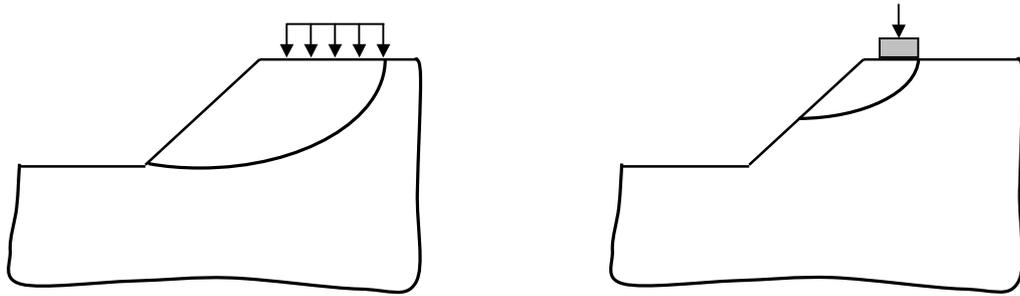


Bild 2.7 Mögliche Böschungsbruchfiguren am Böschungsfuß (links) und in der Böschung (rechts)

geometrie, von Schichtungen im Untergrund vom eventuell anstehenden Grundwasser, sowie von der Fläche einer Auflast abhängig. Wird eine Böschung durch ein Stützbauwerk teilweise oder ganz gesichert, so wird von einem Geländesprung gesprochen. Dieser versagt aufgrund der gleichen Ursachen und wird dann Geländebruch genannt. STURM (1987) hat Untersuchungen hinsichtlich des Übergangs vom Böschungs- zum Grundbruch durchgeführt, auf die in Kapitel 5.3 eingegangen wird.

Generell wird der Böschungsbruch als ein zweidimensionales Problem betrachtet. Im Fall der Belastung durch Stützbeine mobiler Baumaschinen liegen aber nur räumlich begrenzte Lastflächen vor. Eine Tragfähigkeitsbetrachtung mit den üblichen graphischen bzw. numerischen Verfahren⁷, z.B. nach FELLENIUS (1927), JANBU (1954) oder BISHOP (1954) würde somit zu geringe Werte liefern.

Standsicherheitsbetrachtungen von Böschungen hinsichtlich begrenzter Lastflächen wurden z.B. von BRINCH HANSEN (1966), BALIGH / AZZOUS (1975) und KOBLER (1982) auf bindigem Boden durchgeführt. BRINCH HANSEN (1966) hat zur Berücksichtigung von begrenzten Lastflächen die in den Seitenflächen des Bruchkörpers wirkende Kohäsion mit angesetzt. Allerdings wird hierbei unterstellt, dass die Bruchgeometrie des ebenen Falls (Streifenfundament) maßgebend bleibt. Die Erweiterung von BALIGH / AZZOUS (1975) beruht im Aufsetzen von Kegeln bzw. Ellipsoiden auf die Endflächen. Deren Längen werden solange variiert, bis eine minimale Sicherheit erreicht wird. Das von KOBLER (1982) entwickelte Rechenverfahren beruht auf letzterem Verfahren.

2.3 Der Plattendruckversuch und seine Bedeutung in der Geotechnik

Bei der Bestimmung des Last-Setzungsverhaltens des Untergrunds beim Aufstellen einer mobilen Baumaschine ist es wichtig, das Verhalten des Bodens richtig einzuschätzen und zu beurteilen. Leicht können Analogien zu geotechnischen Untersuchungsmethoden festgestellt werden. Daher wird in diesem Abschnitt der Plattendruckversuch eingehend betrachtet und das Untergrundverhalten beschrieben, weil er annähernd die selben Randbedingungen aufweist wie das in dieser Arbeit betrachtete Problem.

⁷ Bis jetzt gibt es noch keine 'geschlossene Formel', mit der die Böschungsstandsicherheit bestimmt werden kann.

Der Plattendruckversuch nach DIN 18134 wird in der geotechnischen Praxis zur in-situ Beurteilung der Tragfähigkeit des Untergrunds, sowie dessen Verformungsverhalten eingesetzt. Hauptanwendungsgebiet des Versuchs ist bei der Kontrolle der ausreichend durchgeführten Verdichtung im Erdbau und bei der Erkundung der existenten Untergrundsituation für Linienbauwerke, z.B. Straßentrassen und große Werkhallen mit durchgehenden Platten Gründungen.

Bei der Durchführung des Versuchs werden Druck-Setzungslinien des anstehenden Bodens ermittelt. In Bild 2.8 ist der schematische Aufbau der Versuchseinrichtung zu sehen. Als Lastplatte wird generell eine Kreisplatte mit 0,3 m Durchmesser (in Sonderfällen auch 0,6 bzw. 0,72 m) eingesetzt. Die Messung der auftretenden Setzungen erfolgt nach DIN 18134 anhand der 'Ein-Punkt-Methode' in der Mitte der Lastplatte. Damit die totalen Setzungen erfasst werden können ist der Wegaufnehmer an einem Messgerüst befestigt, dessen Aufstandflächen mindestens den Abstand l_a von der Lasteinleitungsfläche besitzen und somit außerhalb des durch die Belastung beeinflussten Gebiets liegt. Der Abstand l_a des Messpunkts zum Messgerüst muss daher aus Erfahrung mindestens 1,25 bzw. 1,65 m betragen.

Die Lastaufbringung erfolgt stufenweise in mindestens sechs Laststufen, wobei die jeweiligen Lastinkremente immer etwa gleich groß sein sollen. Die Laststeigerung erfolgt nach zwei Minuten. Die Lasten werden so lange gesteigert, bis entweder eine totale Setzung von 5 mm auftritt oder eine Last von 0,5 MPa⁸ aufgebracht wurde. Nach Erreichen der maximalen Last, ist eine vollständige Entlastung in drei Stufen vorzusehen. Anschließend folgt ein Wiederbelastungszyklus bis zur zweithöchsten Last der Erstbelastung (Bild 2.9).

Ausgehend von einem homogenen, elastischen Untergrund gilt nach *Boussinesq*

$$s = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{\sigma \cdot r}{E_v} \quad \text{mit} \quad E_v = \frac{E}{1 - \nu^2} \quad (2.6)$$

oder annähernd unter Verwendung von $\pi = 3$

$$s = 1,5 \cdot \frac{\sigma \cdot r}{E_v} \quad (2.7)$$

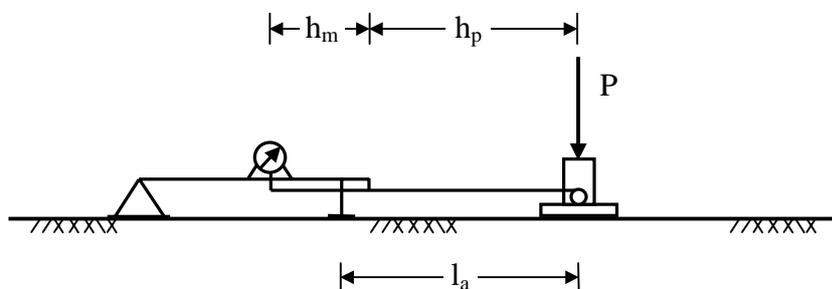


Bild 2.8 Plattendruckgerät mit Setzungsmesseinrichtung nach dem Prinzip des Wägebalkens unter Berücksichtigung des Hebelverhältnisses $h_p : h_m$.

⁸ Für die Lastplatten mit einem Durchmesser von 0,6 bzw. 0,72 m gelten entsprechend 7 mm und 0,25 MPa bzw. 13 mm und 0,20 MPa als Grenzwerte, wie in der DIN 18134 angegeben.

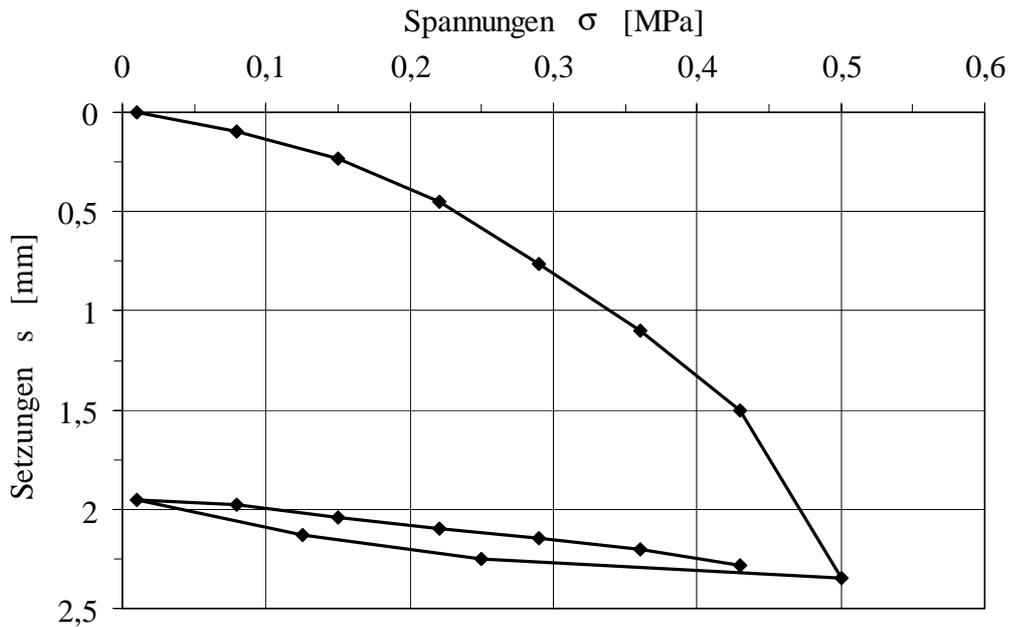


Bild 2.9 Spannungs-Setzungslinie eines Plattendruckversuchs mit einer Ent-, Wiederbelastungsschleife

Für einen nicht linearen Untergrund mit einem spannungsabhängigem Verformungsmodulus E_v gilt

$$\frac{ds}{d\sigma} \approx \frac{1,5 \cdot r}{E_v} \quad (2.8)$$

$$\text{und } s = a_0 + a_1 \cdot \sigma + a_2 \cdot \sigma^2 . \quad (2.9)$$

Aus den Gleichungen (2.8) und (2.9) ergibt sich dann

$$E_v \approx \frac{1,5 \cdot r}{a_1 + a_2 \cdot \sigma} . \quad (2.10)$$

Nach DIN 18134 muss immer der minimale E_v -Wert für $\sigma = \sigma_{\max}$ angegeben werden, d.h.:

$$E_v^{\min} \approx \frac{1,5 \cdot r}{a_1 + a_2 \cdot \sigma_{\max}} \quad (2.11)$$

Die Konstanten des Polynoms (a_0 , a_1 und a_2) werden anhand einer Anpassung mit der kleinsten Fehlerquadratmethode an die Versuchsergebnisse ermittelt. Dabei werden die aufgetretenen Setzungen und Spannungen entsprechend eingesetzt. Zur Bestimmung des Verformungsmoduls sind darüber hinaus der Lastplattenradius r und die maximal aufgetretene Sohlpressung σ_{\max} notwendig. Die Sohlpressung ist die mittlere Vertikalspannung unter der Lastplatte.

Neben dem Verformungsmodul gibt es weitere elastische Moduln, mit denen das Verhalten von Böden beschrieben werden kann. Dies sind der Steifemodul E_s oder auch Oedometermodul genannt, der Kompressionsmodul K , der Schubmodul G und der Elastizitätsmodul E . Sie werden alle bei unterschiedlichen Randbedingungen (isotrope Kompression oder

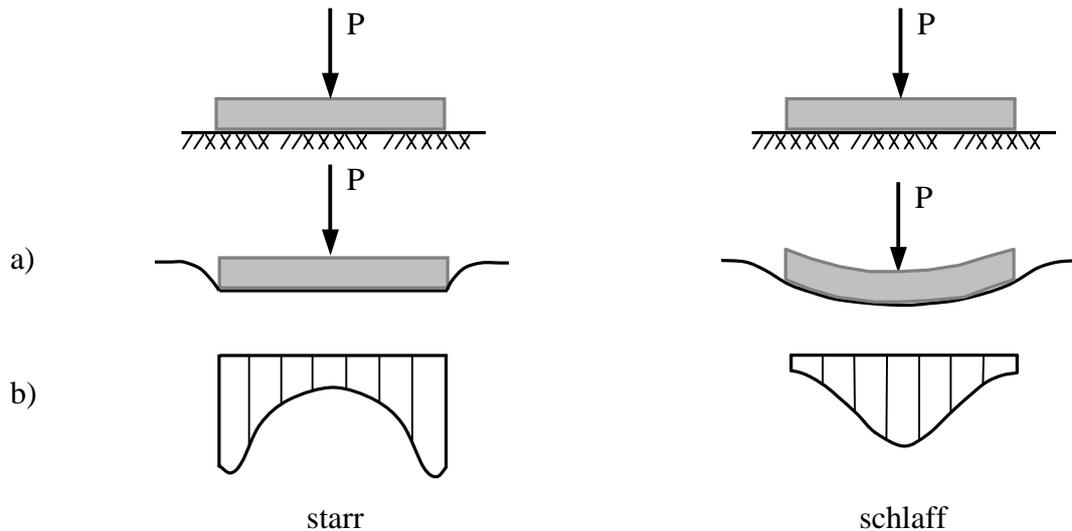


Bild 2.10 Darstellung des Verhaltens von starren und schlaffen Fundamenten auf elastischem Untergrund a) Verformungen b) Sohlspannungsverlauf

Belastung bei verhinderter Seitendehnung) ermittelt. Mit Hilfe der Querdehnungszahl ν des betrachteten Bodens können alle Moduln ineinander übergeführt werden (siehe z.B. Gleichung (2.6)). Unter anderem sind bei SCHMIDT (2001), bzw. bei LANG et al. (1996) alle Abhängigkeiten aufgeführt und ausführlich beschrieben. Dort wird des Weiteren näher auf die jeweils zu berücksichtigenden Randbedingungen eingegangen.

Zu beachten ist, dass eine möglichst steife Lastplatte eingesetzt wird. Dazu muss das Verhältnis der Steifigkeit der Abstützplatte zu der des Untergrunds entsprechend groß sein. Für die Beurteilung, inwiefern eine Platte nachgiebig bzw. steif ist, hat BOROWICKA (1936) anhand Gleichung (2.12) dieses Verhältnis K_s für Kreisplatten beschrieben.

$$K_s = \frac{1}{6} \cdot \frac{E_{vp}}{E_v} \cdot \left(\frac{z}{r}\right)^3 \quad (2.12)$$

Hierbei ist E_{vp} der Verformungsmodul der Lastplatte. Weiter wird K_s vom Verhältnis zwischen der Dicke z und dem Radius r der Lastplatte beeinflusst.

Für Werte von $K_s = 0$ ist die Platte als ideal schlaff und für $K_s = \infty$ als unendlich steif zu bezeichnen. Alle Werte dazwischen sind Mischzustände. Eine Lastplatte kann jedoch schon für K_s -Werte, welche größer als 0,6 sind, als praktisch steif bezeichnet werden. Für rechteckige Fundamente kann als Näherung das Verhalten entsprechend angenommen werden.

Im Gegensatz zu einer steifen Lastplatte sind bei einem schlaffen Fundament die auftretenden Verformungen über den Querschnitt nicht gleich, wie aus Bild 2.10 ersichtlich wird. Der Sohlspannungsverlauf unter der Lastplatte besitzt sein Maximum in der Mitte der Lastfläche. Bei einer gleichförmig belasteten schlaffen Platte ist der Sohlspannungsverlauf über den Querschnitt konstant und ist quantitativ identisch mit der Belastung (LAMB, WHITMAN, 1979). Für starre Fundamente ist der Sohlspannungsverlauf mit von der Bodenart abhängig. Bei kohäsionslosen Böden und einer gleichförmigen Belastung geht die

Spannungsverteilung am Rand gegen Null und hat in der Mitte das Maximum. Stehen kohäsive Böden an, so ist die Verteilung der Sohlspannungen annähernd der in Bild 2.10 b) angegebenen (WHITLOW, 2001).

3 Hyperbolischer Ansatz zur Beschreibung des Bodenverhaltens

Für jedes Material gibt es eine mathematische Funktion, um das Verhalten bei Beanspruchung darzustellen. In Abhängigkeit von der Art und der Richtung der Beanspruchung können dies sogar verschiedene Ansätze sein. Für Randbedingungen, wie sie im Standardtriaxialversuch vorherrschen, wurde von KONDNER & ZELASKO (1963) ein solcher Ansatz in Form einer Hyperbel gewählt und nachgewiesen.

Beim Aufstellen mobiler Baumaschinen wird im Boden ebenso wie im Standardtriaxialgerät eine Kompression erzeugt, jedoch sind dabei die Randbedingungen anderer Art. Sie sind, wie in Kapitel 2 bereits beschrieben, mit einem Plattendruckversuch vergleichbar. Inwiefern sich die Spannungs-Dehnungsbeziehung einer solchen Belastung des Untergrunds auch mit dem hyperbolischen Ansatz beschreiben lässt, soll im Weiteren Verlauf dieses Abschnitts aufgezeigt werden.

3.1 Hyperbolischer Spannungs-Dehnungsverlauf im Triaxialversuch

Viele verschiedene Faktoren beeinflussen das nichtlineare Spannungs-Dehnungsverhalten von Böden. Dazu gehören einerseits die direkten Bodeneigenschaften, u.a. die Lagerungsdichte, das Bodengefüge und der Wassergehalt. Andererseits sind Eigenschaften wie Vorbelastungen und die Dauer und Geschwindigkeit der Belastung sowie die vorhandene Scherspannung und der Verzerrungszustand (z.B. ebener Verzerrungszustand) von großer Bedeutung.

KONDNER & ZELASKO (1963) sowie KONDNER (1963) haben an drainierten Standardtriaxialversuchen an Sanden und auch an Tonen gezeigt, dass das Spannungs-Dehnungsverhalten mit großer Genauigkeit anhand einer Hyperbel beschrieben werden kann. Die Hyperbel zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungsbeziehung wird durch Gleichung (3.1) wiedergegeben.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{c_1 + c_2 \cdot \varepsilon_1} \quad \text{für } \sigma_3 = \text{konstant} \quad (3.1)$$

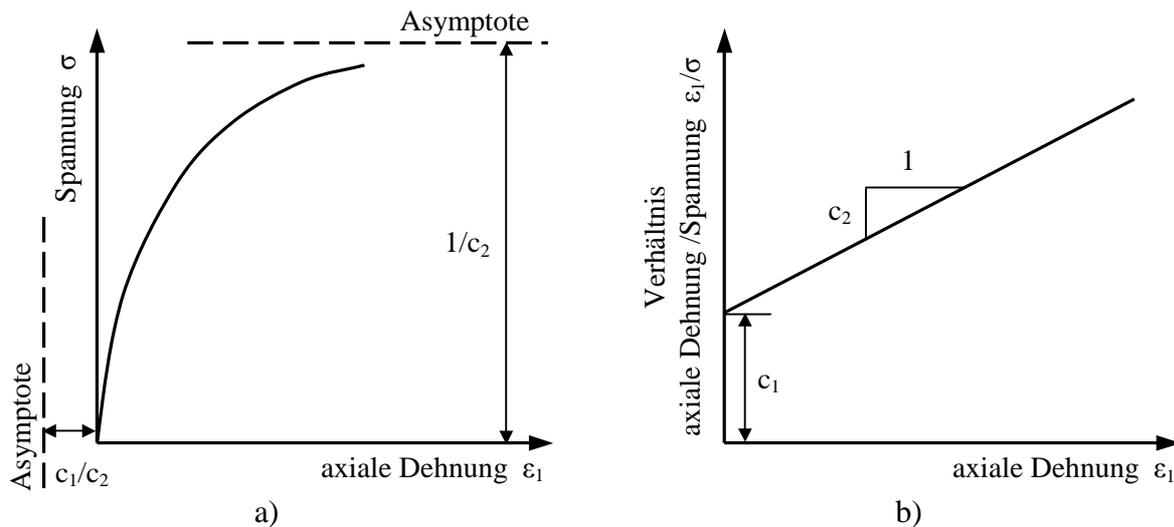


Bild 3.1 a) Hyperbel im Spannungs-Dehnungsdiagramm b) Transformierte hyperbolische Darstellung der Spannungs-Dehnungsbeziehung

Die Konstanten c_1 und c_2 sind vom jeweils betrachteten Boden abhängig und müssen durch Messungen bestimmt werden. Durch Ableitung von Gleichung (3.1) nach den axialen Dehnungen ϵ_1 und einer Grenzwertbetrachtung für $\epsilon_1 = 0$ ergibt sich

$$\left(\frac{d\sigma_1}{d\epsilon_1} \right)_{\epsilon_1=0} = \frac{1}{c_1} = E_0 . \quad (3.2)$$

Aus dem Kehrwert des Parameters c_1 kann der initiale Tangentenmodul E_0 des Bodens bestimmt werden. c_1 entspricht in Bild 3.1 b dem y-Achsenabschnitt der in der transformierten hyperbolischen Darstellung⁹ der Spannungs-Dehnungsbeziehung gezeichneten Kurve. Den Grenzwert der Spannungen $\sigma_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_f$, auch als Bruchspannung bezeichnet, bei unendlich groß werdenden Dehnungen ϵ_1 erhält man aus

$$\lim_{\epsilon_1 \rightarrow \infty} \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{1}{c_2} = \sigma_f . \quad (3.3)$$

c_2 kann in der transformierten hyperbolischen Darstellung in Bild 3.1 b durch die Steigung der Kurve bestimmt werden. In dieser Darstellung wird die hyperbolische Beziehung durch einen linearen Verlauf abgebildet. Tatsächlich hyperbolische Verläufe können auf diese Weise einfach von 'quasi' Hyperbeln unterschieden werden.

In einem Diskussionsbeitrag zu der Publikation von KONDNER (1963) hat BRINCH HANSEN (1963) angemerkt, dass es noch weitere Möglichkeiten zur Beschreibung des Bodenverhaltens in Triaxialversuchen gibt. Jedoch ist der hier vorgestellte Ansatz bei anfänglich linearem Verlauf der Spannungs-Dehnungskurve am besten geeignet. DUNCAN & CHANG (1970) haben Ihre Arbeit über das nichtlineare Verhalten von Böden mit auf die oben

⁹ Bei der transformierten hyperbolischen Darstellung wird das Verhältnis der Dehnungen und Setzungen über die Dehnungen aufgetragen. Eine Hyperbel wird dann als linear verlaufende Kurve mit einem y-Achsenabschnitt von c_1 und einer Neigung von c_2 abgebildet.

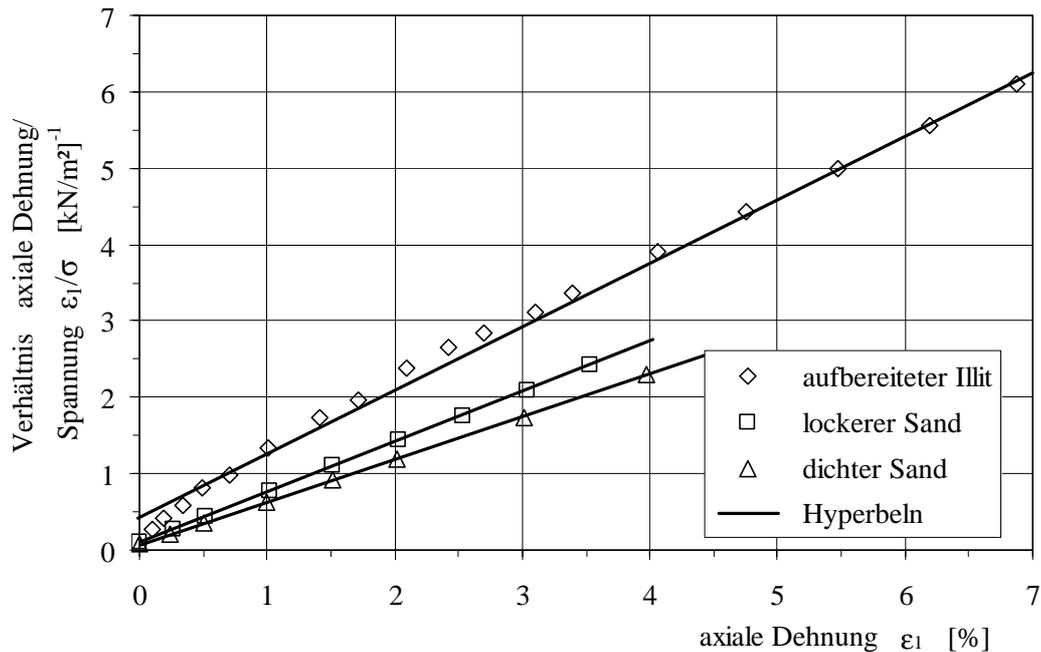


Bild 3.2 Transformierte hyperbolische Darstellung des Dehnungs-Spannungsverhältnisses von Triaxialversuchen nach KONDNER (1963) und KONDNER et al. (1963)

genannten Arbeiten von *Kondner* und *Zelasko* gestützt und so den gewählten Ansatz bekräftigt.

Bild 3.2 zeigt einige Versuchskurven von *Kondner* und *Zelasko* in der transformierten hyperbolischen Darstellung. Die Daten wurden in Versuchen mit locker und dicht gelagertem Sand, sowie mit einem aufbereiteten Illit¹⁰ ermittelt. Anhand des in Gleichung (3.1) gewählten Ansatzes wurden die entsprechenden Hyperbeln bestimmt und zusätzlich in Bild 3.2 abgebildet. Die gemessenen Versuchsergebnisse aus dem Triaxialgerät werden von den analytisch bestimmten Hyperbelkurven sehr gut beschrieben. Von den zuvor genannten Verfassern wurden einige weitere Resultate aus Triaxialversuchen von anderen Autoren untersucht und in ihren Arbeiten dargestellt und ausführlich diskutiert. Auch hier ließen sich die Versuchskurven durch die hyperbolische Funktion sehr gut beschreiben.

Wie bereits erwähnt, sollten im weiteren Verlauf der Untersuchungen nicht die Ergebnisse von Triaxialversuchen erforscht werden, sondern das Bodenverhalten bei der Belastung infolge der Stützbeine mobiler Baumaschinen. Das Abstützen von mobilen Baumaschinen erfolgt heutzutage in der Regel durch hydraulische Stützbeine. Diese leiten die auftretenden Lasten über entsprechende Abstützplatten, bzw. Kanthölzer, welche unterlegt werden, in den Untergrund ein. Der dabei auftretende Spannungs-Dehnungszustand ist dem Plattendruckversuch entsprechend. Lediglich die Form der Lasteinleitungsfläche und die Art der Lastaufbringung ist unterschiedlich. Beim Plattendruckversuch wird stets eine kreisförmige Platte verwendet, wohingegen die mobilen Baumaschinen grundsätzlich auf quadra-

¹⁰ Illit ist die Bezeichnung für glimmerartige Tonminerale, die im Gegensatz zu Bentonit nur untergeordnet quellfähig sind. Für mineralische Abdichtungen sind sie somit praktisch ungeeignet. Sie weisen nur eine Korngröße bis 2 μm auf. Illit kann aus Kaolin entstehen, wenn Kalium hinzugefügt wird.

tische bzw. rechteckige Lastplatten abgestützt werden. Für die Bestimmung der Bruchlast mit Hilfe der Grundbruchgleichung (2.5) ändern sich somit nur die Formbeiwerte v nach DIN 18134.

Zunächst war es notwendig zu überprüfen, inwiefern das Last-Setzungsverhalten von Plattendruckversuchen mit dem eben vorgestellten hyperbolischen Ansatz beschrieben werden kann. Bis eigene Messergebnisse, welche in Kapitel 4 und 5 beschrieben werden, vorlagen, wurden vorab Messergebnisse aus der Literatur herangezogen.

3.2 Kontrolle des Hyperbelansatzes für Plattendruckversuche

Von VAN DEVENTER & MOLENKAMP (1984), VESIĆ et al. (1965) sowie DESAI UND REESE (1970) wurden Lastplattenversuche mit unterschiedlichen Plattendurchmessern durchgeführt. Die Ergebnisse der Untersuchungen von *van Deventer & Molenkamp* und von *Vesić* wurden auf Sand erreicht. Eine Auswahl an Spannungs-Setzungskurven von *van Deventer & Molenkamp* sind in Bild 3.3 (links) und von *Vesić* in Bild 3.4 (links) abgebildet.

Bei den Versuchen von *Vesić* wurde der Boden bis über den Bruch hinaus belastet. Im Gegensatz dazu ist bei den dargestellten Versuchen von *van Deventer & Molenkamp* noch kein Versagen des Bodens zu erkennen. Auf der rechten Seite der Bilder 3.3 und 3.4 sind dieselben Versuchsergebnisse in der transformierten hyperbolischen Darstellung abgebildet. Dabei wird das Verhältnis zwischen den über den Lastplattendurchmesser d normierten Setzungen und den aufgetragenen Spannungen s^*/p über den normierten Setzungen s^* aufgetragen.

Anhand des Vergleichs mit exakten Hyperbeln lässt sich erkennen, dass bei allen hier abgebildeten Messungen auf Sand im Anfangsbereich (1,5 bis 4 %) relativ stark von einer exakten Hyperbel abgewichen wird. Dies rührt von einem relativ linearen Anfangsverhal-

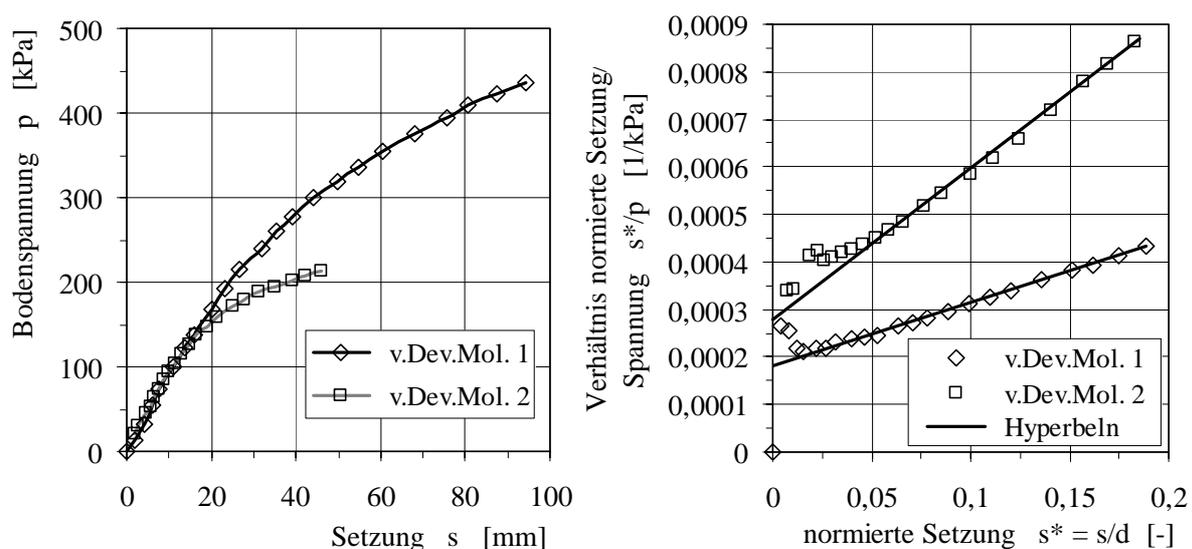


Bild 3.3 links: Ergebnisse von Plattendruckversuchen auf Sand nach VAN DEVENTER & MOLENKAMP (1984) rechts: Transformierte hyperbolische Darstellung der Plattendruckversuche und Vergleich mit exakten Hyperbeln

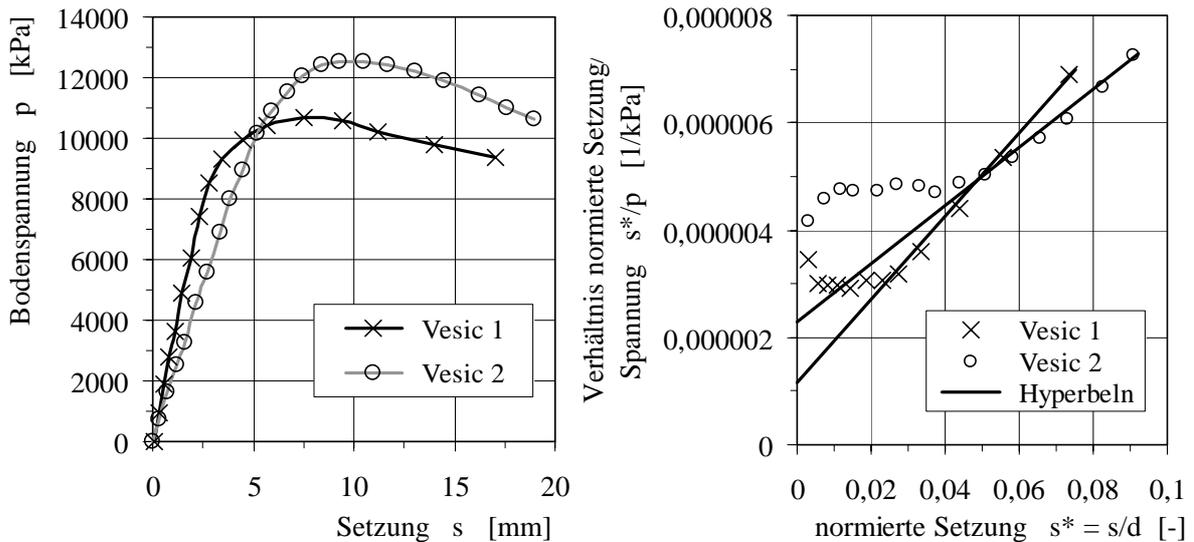


Bild 3.4 links: Ergebnisse von Plattendruckversuchen auf Sand nach VESIC et al. (1965)
rechts: Transformierte hyperbolische Darstellung der Plattendruckversuche und
Vergleich mit exakten Hyperbeln

ten, das aus den links in Bild 3.3 und 3.4 dargestellten Kurvenverläufen recht gut ersichtlich ist. Im Weiteren Verlauf stimmen die gemessenen Daten mit exakten Hyperbeln sehr gut überein. Dabei sei darauf hingewiesen, dass jeweils nur die Daten bis maximal zum Bruch verwendet wurden. Das 'post peak' - Verhalten der Versuche ist nicht Gegenstand der Untersuchungen und lässt sich auch nicht durch eine Hyperbel entsprechend Gleichung (3.4) beschreiben.

$$p = \frac{s}{c_1 + c_2 \cdot s} \quad (3.4)$$

Gleichung (3.4) entspricht Gleichung (3.1), mit dem Unterschied, dass anstelle der Hauptspannungsdifferenz $\sigma_1 - \sigma_3$ und der axialen Dehnungen ε_1 die aufgebrachte Sohlpressung p und die aufgetretenen Setzungen s verwendet werden.

In Bild 3.5 (links) sind die Ergebnisse der Plattendruckversuche von DESAI UND REESE (1970) auf bindigem Bodenmaterial dargestellt. In diesen wurde der Boden bis zum Erreichen des Bruchzustands belastet. Die Darstellung der Daten erfolgt analog der Sandmessungen. Aus der transformierten hyperbolischen Darstellung (Bild 3.5 rechts) lässt sich erkennen, dass die Messdaten vom Belastungsanfang bis zum Erreichen der Bruchlast nahezu uneingeschränkt als eine exakte Hyperbel betrachtet werden können.

Somit ist es also möglich, auch das Last-Setzungsverhalten des Bodens in Plattendruckversuchen anhand des hyperbolischen Ansatzes, wie er von KONDNER et al. (1963) für Triaxialversuche bestimmt wurde, zu beschreiben.

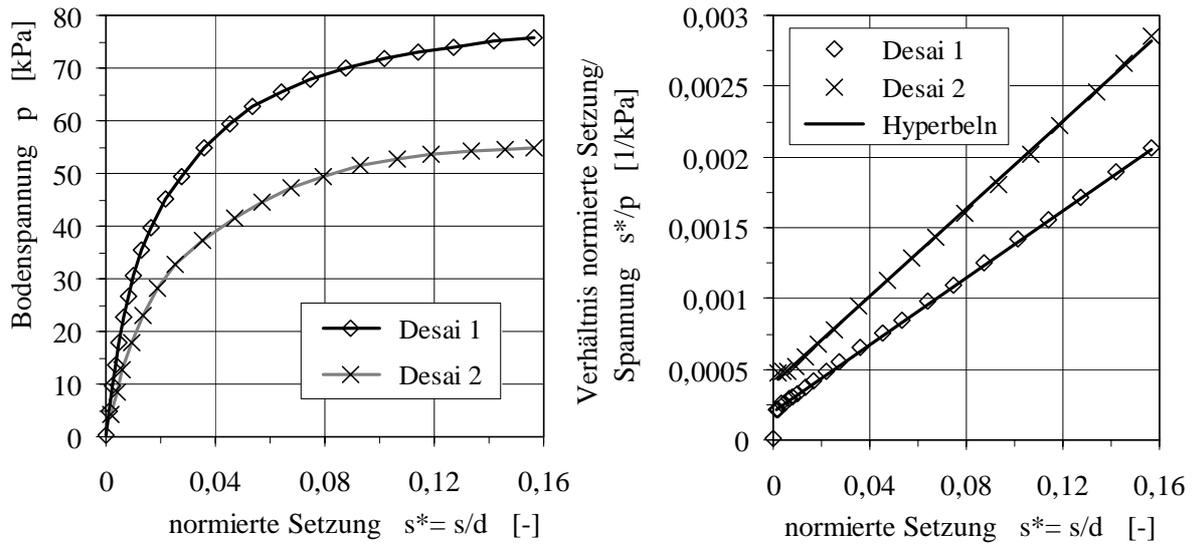


Bild 3.5 links: Last-Setzungskurven von Plattendruckversuchen auf bindigem Boden nach DESAI UND REESE (1970) rechts: Transformierte hyperbolische Darstellung der Plattendruckversuche im Vergleich mit exakten Hyperbeln

4 Lastplattenversuche unter Laborbedingungen

Reproduzierbare Versuchsrandbedingungen können generell im Labor einfacher realisiert werden, als im freien Feld. Daher wurde auch für dieses Forschungsvorhaben ein Laborversuchsprogramm erstellt, bei dem das Aufstellen von Stützbeinen mobiler Baumaschinen simuliert werden kann. Die verwendeten Böden, sowie die Versuchsrandbedingungen sind Bestand der folgenden Ausführungen. Eine ausführliche Diskussion der erzielten Ergebnisse wird in Kapitel 5 gegeben.

4.1 Beschreibung der verwendeten Versuchsböden

Wenn in der Geotechnik von Böden gesprochen wird, so werden diese in bindige und nichtbindige Böden unterteilt. Für beide Bodenarten wurden Böden ausgesucht, welche bereits bei vielen Forschungsarbeiten verwendet wurden. So liegen ausreichende Kenntnisse über das Verhalten und die Eigenschaften des Rheinsandes und des Heilbronner Lösslehms vor. Die bei diesem Forschungsvorhaben erzielten Messergebnisse können somit gut bewertet und eingeschätzt werden.

Das jeweilige Bodenmaterial wurde lagenweise mit einer Gesamtmächtigkeit von etwa 0,9 m in die Versuchsgrube, auf welche im Kapitel 4.2 näher eingegangen wird, eingebaut. Jede eingebaute Lage hat eine Mächtigkeit von ca. 0,3 m. Diese Schichtmächtigkeiten wurden anhand des zur Verfügung stehenden Verdichtungsgeräts, ein mittlerer Vibrationsstampfer, gewählt. Über die ganze Schicht konnte somit nach FLOSS (1997) eine annähernd gleichmäßige Verdichtung realisiert werden. Zur Kontrolle des homogenen Einbaus wurden in jeder Schicht drei Dichtekontrollen durchgeführt.

Bei den Versuchen auf Sand erfolgte die Überprüfung der Dichte durch das sogenannte Ballon-Verfahren. Hierbei wird die vorhandene Trockendichte aus dem entnommenen Bodenvolumen durch Wasserausgleich und der entnommenen Masse, unter Berücksichtigung des Wassergehalts, bestimmt. Die Bestimmung der Lagerungsdichte bei bindigen Böden erfolgte durch Ausstechzylinder, indem Stahlzylinder mit definiertem Volumen in den Boden geschlagen und dann die Masse durch Wiegen bestimmt wurde. Die beschriebenen Methoden sind in der Geotechnik gängige Verfahren zur Bestimmung der Dichte nach DIN 18125. In den später beschriebenen Messergebnissen spiegeln sich die beim Einbau erzielten Differenzen der Lagerungsdichten wieder.

4.1.1 Der Rheinsand

Als nichtbindiger Versuchsboden wurde ein stark feinkiesiger Mittel- bis Grobsand aus dem Rheintal verwendet. Der Mittelwert aller aus Siebung gewonnenen Kornverteilungsdiagramme ist in Bild 4.1 als repräsentative Verteilung dargestellt. Dies ist aufgrund der minimalen Streuung der ermittelten Verteilungen zulässig. Nach DIN 18196 ist dieser Rheinsand mit einer Ungleichförmigkeitszahl U von 7 als ein weitgestufter Sand¹¹ zu bezeichnen. Die Sandkörner bestehen mehrheitlich aus Quarzmineralien. Eine Verminderung der Scherfestigkeit infolge der Zerstörung des Korngerüsts bei hohen Spannungen ist damit weitestgehend auszuschließen. Das *Coulombsche* Reibungsgesetz, wie in Kapitel 2.2.1 beschrieben, besitzt somit im gesamten zu erwartenden Spannungsbereich Gültigkeit.

Das mechanische Verhalten eines nichtbindigen Bodens ist stark von der jeweiligen Lagerungsdichte D abhängig. Um eine möglichst große Bandbreite abzudecken wurden bei den Lastplattenversuchen die Lagerungsdichten von sehr locker über dicht bis sehr dicht variiert. Bestimmt wird die Lagerungsdichte D anhand des Verhältnisses zwischen dem vorhandenen Porenanteil n zum Porenanteil bei dichtester (min- n) und lockerster Lagerung (max- n) des Bodens laut Gleichung (4.1)

$$D = \frac{(\text{max-}n) - n}{(\text{max-}n) - (\text{min-}n)} \quad (4.1)$$

Bei der Bestimmung der dichtesten Lagerung ergaben sich im Vergleich mit den Ergebnissen bei VOGT-BREYER (1999) geringe Unterschiede. In dieser Studie wurde min- n zu 0,31 im Vergleich zu 0,32 ermittelt. Diese Abweichung ist nicht gravierend und resultiert aus der bedingten Objektivität bei der Ermittlung der Werte. Die lockerste Lagerung wurde in

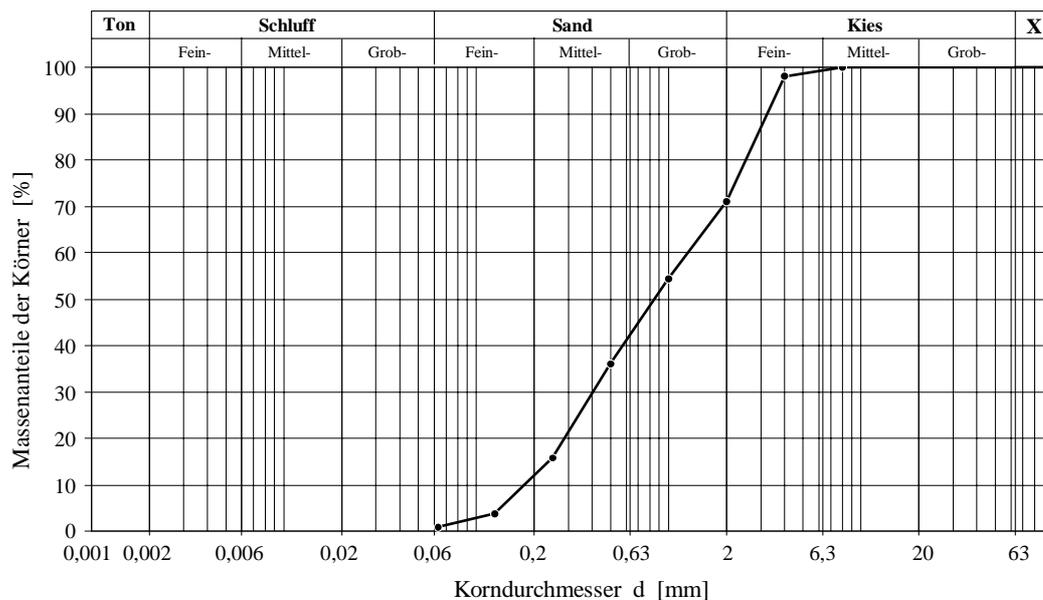


Bild 4.1 Mittlere Kornverteilung des verwendeten Rheinsandes

¹¹ Enggestufter Sand für $U < 6$, weitgestufter Sand für $U \geq 6$. Die Ungleichförmigkeitszahl U bestimmt sich aus dem Verhältnis der Massenanteile d_{60} / d_{10} .

Übereinstimmung mit *Vogt-Breyer* zu $\max-n = 0,42$ bestimmt. Für die Versuche mit sehr lockerer Lagerung, wurde $D = 0$ ermittelt. Bei den dichten bis sehr dichten Versuchsbedingungen wurde die Lagerungsdichte¹² zu $D = 0,68$ bis 1 bestimmt. In Tabelle 4.2 sind für alle Versuche die entsprechenden Werte angegeben.

Zur Ermittlung der Scherfestigkeit eines Sandes, ist es notwendig den Reibungswinkel φ' , welcher von der jeweils vorhandenen Lagerungsdichte abhängig ist, zu bestimmen. Für Sande gibt es einen linearen Zusammenhang zwischen der initialen Porenzahl e_0 und $\cot \varphi'$ (SCHULZE, 1968, HANSEN, 1961, Danish code of practice¹³ sowie TEFERRA, 1975). Die Kornform und die Kornrauhigkeit besitzen dabei nur einen untergeordneten Einfluss auf diese Abhängigkeit. Aufgrund der Ergebnisse von Triaxialversuchen von VOGT-BREYER (1999) konnte für den auch in dieser Studie verwendeten Sand dieser Zusammenhang durch Gleichung (4.2) approximiert werden.

$$\cot \varphi' = 2,7 \cdot e_0 - 0,21 \quad (4.2)$$

Mit Hilfe dieses Zusammenhangs konnte für die sehr locker gelagerten Versuchsrandbedingungen ein Reibungswinkel φ' von 31° bestimmt werden. Ein deutlich höherer Wert von 40 bis 45° wurde bei den dicht bis sehr dichten Lagerungen erreicht (siehe Tabelle 5.1).

Aus versuchstechnischen Gründen und wegen der Staubentwicklung beim Einbau wurde der Sand feucht eingebaut. Infolge des geringen Wassergehalts wirkt dadurch im Sand eine '*scheinbare Kohäsion*'. Wie bekannt ist, hat Sand jedoch keine Kohäsion. Im feuchten Zustand können lediglich infolge des Porenwassers Haftkräfte zwischen den einzelnen Bodenkörnern entstehen, die mit einer Kohäsion vergleichbar sind und als Kapillarkohäsion bezeichnet werden. Ist im Porenraum freies Grundwasser, so ist mit keiner Kapillarkohäsion zu rechnen. Eine Abhängigkeit zwischen Porenvolumen und der Kohäsion ist nicht bekannt. Leichte Schwankungen in der Haftwassermenge (Wassergehalt) können aber einen Einfluss haben (MUHS & WEIB, 1971). Durch Verwendung von Gleichung (2.5) wurde die zum Erreichen der im Versuch bestimmten Bruchlast notwendige '*scheinbare Kohäsion*' durch Rückrechnung ermittelt.

Die bestimmten Mittelwerte liegen zwischen $2,0$ und $7,0$ kPa und sind in Tabelle 5.1 und 5.2 angegeben. Eine Abweichung zu den Mittelwerten in den einzelnen Versuchsserien lag bei etwa $\pm 0,5$ kPa. Diese Größenordnung ist realistisch und kann durch Ergebnisse von anderen Versuchen bestätigt werden (z.B. MUHS & WEIB, 1971).

4.1.2 Der Heilbronner Lösslehm

Aus einem in der Nähe von Heilbronn gelegenen Steinbruch wurde ein Lösslehm als bindiger Boden entnommen (genauer Standort siehe u.a. RILLING, 1994). Lösslehm wird auch als '*Sekundärlöss*' bezeichnet, da es sich um ein Verwitterungsprodukt des '*Primärlösses*' (echter Löss) handelt (SCHEIDIG, 1934). Der Primärlöss ist ein feinkörniges,

¹² $D = 0,5 - 0,8$ dicht; $D > 0,8$ sehr dicht.

¹³ Dänische Norm; vergleichbar mit der DIN.

äolisches¹⁴ Sediment mit gelbbrauner bis gelbgrauer Färbung. Durch Umlagerungs- und Umbildungsprozesse bildet sich aus dem Primärlöss der Lösslehm. Der Löss, mit einem relativ hohen natürlichen Kalkgehalt, wird dabei durch in den Untergrund eindringendes Regenwasser entkalkt. Des weiteren wird der im Löss enthaltene Feldspat in Tonminerale umgebildet. Infolge der Verwitterung erhält der Lösslehm seine typische dunkelbraune bis rotbraune Färbung.

Über die Zusammensetzung und die bodenmechanischen Eigenschaften stehen anhand mehrerer Forschungsarbeiten, welche am Institut für Geotechnik mit diesem Boden durchgeführt wurden, viele Daten zur Verfügung. Um aufzuzeigen, dass es sich um annähernd den gleichen Boden handelt, wurde für die hier vorgestellte Arbeit die bodenmechanische Klassifikation erneut durchgeführt. In Tabelle 4.1 sind die mittleren Kennwerte im Vergleich zu den Ergebnissen von RILLING (1994), BRINKMANN (1998) und WESTRICH et al. (2003) aufgeführt.

Tabelle 4.1 Zusammenstellung und Vergleich einiger bodenmechanischer Kenngrößen des Heilbronner Lösslehms

Kenngrößen	eigene Daten	WESTRICH et al. (2003)	BRINKMANN (1998)	RILLING (1994)
Wassergehalt im Versuch w [%]	17,0	-	16,7	17,4
Ausrollgrenze w_P [%]	16,6	12,9	15,0	14,8
Fließgrenze w_L [%]	40,6	33,1	33,9	34,9
Plastizitätszahl I_P [%]	24,0	20,2	18,9	20,0
Sättigungsgrad S_r [-]	0,81	-	-	-
Tongehalt ($d < 2 \mu\text{m}$) [%]	23	20	23	23
Aktivitätszahl I_A [-]	1,03	0,91	0,84	0,90
Schrumpfgrenze w_s [%]	10,8	-	11,8	13,8
Korndichte ρ_s [g/cm ³]	2,68	2,68	2,68	2,67

Aus den Kornverteilungskurven (siehe Bild A.1 im Anhang A) lässt sich erkennen, dass es sich bei dem gewonnenen Versuchsboden um einen tonigen bis stark tonigen, sandigen Schluff handelt. Anhand der mittleren Zustandsgrenzen nach *Atterberg*, Fließgrenze $w_L = 40,6\%$ und Ausrollgrenze $w_P = 16,6\%$, kann die Plastizitätszahl I_P des Bodens als deren Differenz nach Gleichung (4.3) abgeleitet

$$I_P = w_L - w_P \quad (4.3)$$

und im Plastizitätsdiagramm nach *Casagrande* dargestellt und beurteilt werden. Im Mittel betrug $I_P = 24,0\%$. Der verwendete Lösslehm ist demzufolge, wie in Bild 4.2 zu sehen, nach DIN 18196 als mittelpastischer Ton zu klassifizieren.

¹⁴ Durch Windeinwirkung entstanden.

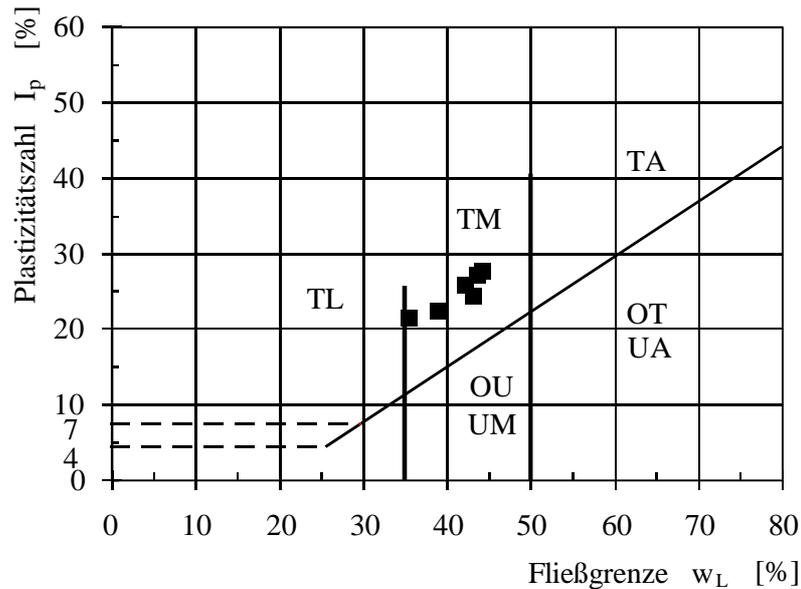


Bild 4.2 Heilbronner Lösslehm im Plastizitätsdiagramm nach *Casagrande*

Bei Versuchseinbau lag der Wassergehalt w im Mittel mit 17,0 % etwas über der Ausrollgrenze $w_p = 16,6$ %. Der Sättigungsgrad ¹⁵ S_r wurde dabei im Mittel zu 0,81 bestimmt.

Die Wirksamkeit der Tonminerale hinsichtlich der Beeinflussung der Plastizität wird durch die Aktivitätszahl I_A nach SKEMPTON (1953) beschrieben. Darüber hinaus kann auf die im untersuchten Boden vorhandene Mineralart geschlossen werden (SCHMIDT, 2001). Der in dieser Studie ermittelte Wert für den Lösslehm weist mit $I_A = 1,03$ auf 'normal aktive' Tonminerale ¹⁶ hin. Im Vergleich mit den Ergebnissen der anderen Autoren ($I_A \approx 0,9$) ist dieser



Bild 4.3 Mit Sand gefüllte Versuchsrinne in der Versuchshalle der FMFA

¹⁵ Der Sättigungsgrad gibt an, in wie weit der Porenraum des Bodens mit Wasser gefüllt ist.

¹⁶ 'normal aktive' Tonminerale $0,75 < I_A < 1,25$ (Smolczyk, 2001).

Wert deutlich größer, was aber mit den höheren Werten für die Fließgrenze und die Plastizitätszahl in Einklang steht.

4.2 Versuchsaufbau und Versuchsrandbedingungen

Die Messungen wurden in einer etwa 3 x 3 m großen und bis 1,4 m tiefen Versuchsgrube in der Versuchshalle der Forschungs- und Materialprüfanstalt Stuttgart (FMPA) durchgeführt (Bild 4.3). Unerwünschte Witterungseinflüsse, wie z.B. Regen, Kälte oder auch zu große Hitze, welche die Versuchsdurchführung und die Reproduzierbarkeit der Messergebnisse beeinträchtigen könnten, sind so ausgeschlossen.

4.2.1 Die Versuchseinrichtung

Der Versuchsaufbau (siehe Bild 4.4) besteht aus einer Druckplatte aus Stahl mit einem Durchmesser $D = 0,30$ m, analog dem Standardlastplattenversuch, und einer hydraulischen Hohlkolbenpresse, die gegen eine rückverankerte Stahltraverse gespannt wird. Zur Erfassung der auftretenden Lasten wurde eine Kraftmessdose mit einer maximal aufnehmbaren Druckkraft von 700 kN verwendet. Die Kraftmessdose ist als Vollmessbrücke¹⁷ mit Dehnmessstreifen (DMS) ausgebildet. Mit DMS werden grundsätzlich Dehnungen gemessen, wobei die mechanische Dehnung des DMS in ein elektrisches Signal umgewandelt wird. So ist es möglich, eine mechanische Größe elektrisch zu messen. Das Messprinzip beruht grundsätzlich auf dem sogenannten *Thomson*-Effekt. Dieser besagt, dass ein elektrischer Leiter infolge einer aufgetragenen Dehnung seinen Widerstand ändert. Die relative Widerstandsänderung ist dabei, wie durch Gleichung (4.4) gezeigt wird, proportional zur aufgetragenen Dehnung ε .

$$\frac{\Delta R}{R} \approx k \cdot \varepsilon \quad (4.4)$$

Der Proportionalitätsfaktor k ist dabei vom verwendeten Material und der Vorbehandlung des elektrischen Leiters abhängig. Für jeden Aufnehmer muss der k -Faktor einzeln experimentell bestimmt werden. Die Kennlinie eines DMS ist über den gesamten Messbereich linear. Neben statischen, können auch dynamische Signale erfasst werden. Die Linearität von DMS konnte bis über vier MHz belegt werden. Weitere Vorteile der Anwendung von DMS ist, dass sie über extrem weite Temperaturbereiche (-269 bis $+250^\circ$) und bis sehr großen Dehnungen (bis ± 100.000 $\mu\text{m}/\text{m}$) einsetzbar sind. Eine detaillierte Beschreibung der Funktionsweise, sowie die möglichen Ausführungsformen und Einsatzmöglichkeiten von DMS werden u.a. in LAIBLE et al. (2002) angegeben. Ab Messserie IX wurde ein neuer Stützlastsensor als Lastplatte eingesetzt, auf den in Kapitel 10 näher eingegangen wird.

Drei potentiometrische Wegaufnehmer dienten zur Erfassung der Setzungen. Sie wurden an einem Messgerüst, das von den Verformungen des Untergrunds unabhängig war, be-

¹⁷ Wheatstone'sche Brückenschaltung.

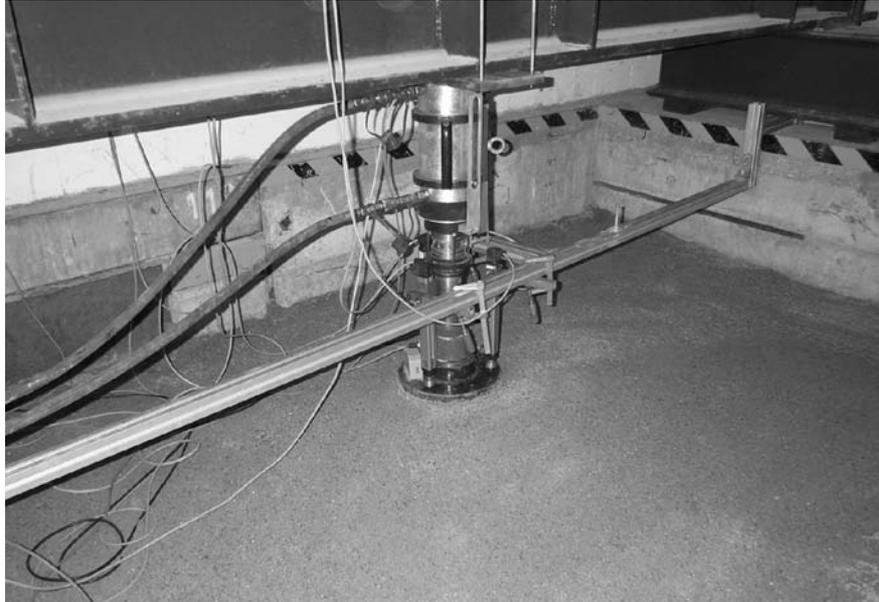


Bild 4.4 Versuchsaufbau der Lastplattenversuche unter Laborbedingungen an der FMPA

festigt. Mit einer Messlänge von 225 mm war es möglich große Verformungen zu erfassen. Das Messprinzip beruht auf dem sich ändernden Potential eines elektrischen Widerstands. Die Aufnehmer wurden im Winkel von 120° zueinander am Rand der Lastplatte senkrecht aufgestellt. Somit war es möglich, neben den auftretenden Setzungen auch die Verkippung der Lastfläche zu erfassen. Bei allen Versuchen wurden die Setzungen auf den Mittelpunkt der Lastplatte durch Bildung des arithmetischen Mittelwerts bestimmt.

Die elektronische Datenerfassung erfolgte über eine Messkarte und Speicherung der Werte mit einem PC. Auf die dabei eingesetzten Geräte und die dabei auftretenden Probleme, hinsichtlich der Genauigkeit der erfassten Daten, wird im Kapitel 8 bei den Erläuterungen zu den Anforderungen an das entwickelte Messsystem eingegangen.

Die Lastaufbringung erfolgte weggesteuert mit einer maximalen Vorschubgeschwindigkeit von ca. 5 mm/s. Im bodenmechanischen Sinn ist dies eine sehr hohe Belastungsgeschwindigkeit. Die hohe Belastungsrate wurde gewählt, um das Ausfahren eines hydraulischen Stützfußes einer mobilen Baumaschine zu simulieren. Der maximale Volumenstrom des vorhandenen Hydraulikaggregats hat die Geschwindigkeit der Lastaufbringung begrenzt. Eine Beurteilung hinsichtlich der Versuchsbedingungen ist notwendig. Sowohl bei den Sand-, als auch bei den Lösslehmversuchen lag am Anfang der Messungen ein ungesättigter Zustand vor; Sättigungsgrad jeweils im Mittel: Sand $S_r = 38,0\%$, Lösslehm $S_r = 80,5\%$. Infolge der Belastung treten Verformungen auf, wobei zuerst die Luftporen zusammengedrückt werden, bis ein gesättigter Zustand erreicht wird. Dazu sind bei den vorliegenden Sättigungsgraden relativ große Verformungen notwendig. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass bis zum Erreichen des Bruchzustands, sowohl beim Sand, als auch beim Lösslehm drainierte Bedingungen vorliegen.

CHARLES (1996) hat Untersuchungen hinsichtlich der Lasteinflusstiefe von Fundamenten erstellt. Laut seinen Studien treten ab einer Tiefe vom 2 bis 3-fachen Lastplattendurch-

messer keine signifikanten Zunahmen des Spannungsniveaus mehr auf. Somit entstehen ab dieser Tiefe auch keine Setzungen. Diese Beobachtungen decken sich mit den Ergebnissen von EGGESTAD (1963), so dass bei einer Füllhöhe von etwa 0,9 m eine Beeinflussung der Messergebnisse nicht zu erwarten ist. Eine Interaktion zwischen der Lastplatte und dem Betonboden der Versuchsgrube wird demnach ausgeschlossen.

4.2.2 Randbedingungen der Grundbruchversuche

Insgesamt wurden 9 Messserien in der beschriebenen Versuchsgrube an der FMPA auf horizontal eingebautem Untergrund durchgeführt. Eine Auflistung über die verwendeten Bodenarten und die Einbaubedingungen, wie die Trockendichte ρ_d und den Einbauwassergehalt w sowie die aus dem Versuch erreichten Bruch- bzw. Grenzspannungen sind in Tabelle 4.2 gegeben.

Die Messserien I bis IX bestanden jeweils aus 3 Messungen, die in der Versuchsgrube so angeordnet wurden, dass eine Beeinflussung der Messergebnisse aus den einzelnen Versuchen und der räumlichen Ausdehnung der vorhandenen Versuchsgrube ausgeschlossen werden konnte.

Tabelle 4.2 Aufstellung der Versuchsdaten für alle Versuchsreihen mit horizontal eingebautem Untergrund

	Bodenart	Versuchsbezeichnung	Einbautrockendichte ρ_d [g/cm³]	Einbauwassergehalt w [%]	Bruch- / Grenzspannung p_f [kPa]
Messserie I	Sand D = 1,0	dicht I/1	1,821	3,7	1.707,6
		dicht I/2			1.945,2
Messserie II	Sand D = 0,78	dicht II/1	1,763	4,3	1.213,8
		dicht II/2			1.353,9
Messserie III	Sand D = 0,88	dicht III/1	1,791	4,8	1.649,6
		dicht III/2			1.513,7
Messserie IV	Sand D = 0,98	dicht IV/1	1,816	5,2	1.614,2
		dicht IV/2			1.726,0
		dicht IV/3			1.750,0
Messserie V	Sand D = 0	locker I/1	1,552	4,0	303,9
		locker I/2			301,3
Messserie VI	Sand D = 0,95 Hohlraum	hohl I/1	1,809	4,5	1.056,8
		hohl I/2			971,9
		hohl I/3			891,3
Messserie VII	Lösslehm $S_r = 0,87$	LL I/1	1,737	16,4	544,7
		LL I/2			570,1
		LL I/3			548,9
Messserie VIII	Lösslehm $S_r = 0,83$	LL II/1	1,745	15,4	871,5
		LL II/2			976,2
		LL II/3			885,6
Messserie IX	Sand D = 0,68	dicht V/1	1,738	3,0	571,5
		dicht V/2			509,3



Bild 4.5 PVC-Rohrleitungsstücke zur Simulation von Hohlräumen im Untergrund;
Einbau in die Versuchsgrube bei sehr dicht gelagertem Sand

Bei fünf dieser Messserien standen wegen technischer Probleme beim Einlesen der Daten zur Auswertung nur zwei Datensätze zur Verfügung. Auf dicht bis sehr dicht eingebautem Sand wurden fünf dieser Serien (Messserien I - IV; IX), und auf sehr dichtem Sand mit einem simulierten Hohlraum wurde Messserie VI durchgeführt. Für Messserie V wurde der Sand sehr locker eingebaut, d.h. es wurde beinahe keine Verdichtungsarbeit aufgebracht und lediglich darauf geachtet, dass ein möglichst gleichmäßiger Einbau erfolgte, was durch die Dichtekontrollen überprüft wurde. Lösslehm als Untergrund wurde bei den beiden Messserien VII und VIII verwendet.

Bei der Versuchsserie mit Hohlräumen im Untergrund wurden handelsübliche PVC-Rohre mit einem Durchmesser d von 200 mm und einem Meter Länge direkt unter den vorgesehenen Messstellen, wie in Bild 4.5 abgebildet, eingebaut. Die Rohrenden wurden mit Folie abgedeckt, damit beim Einbau und der Verdichtung des Sandes um und über den Rohren die Hohlräume erhalten bleiben. Eine Folie wurde verwendet, um die Stabilität der Rohre nicht zu verändern. Das Überdeckungsverhältnis H/d lag bei 1. H ist die Schichtmächtigkeit des Sandes über dem Rohrscheitel. Diese Einbautiefe der Rohre wurde zur Simulation von relativ oberflächennahen Hohlräumen gewählt. Diese sind kritischer zu bewerten als tiefliegende, da wie bereits erwähnt mit zunehmender Tiefe die Zusatzspannungen infolge der aufgetragenen Last immer geringer werden.

4.2.3 Randbedingungen der Böschungsbruchversuche

Mit einer Böschung im Lasteinflussbereich wurden weitere Messungen in der Versuchsgrube der FMPA durchgeführt. Bild 4.6 zeigt schematisch den Versuchsaufbau in einem Schnitt und im Grundriss. Bei den einzelnen Versuchsserien wurden die Böschungshöhe h , der Böschungswinkel α und der Abstand A der Lasteinflussfläche zur Böschungskante

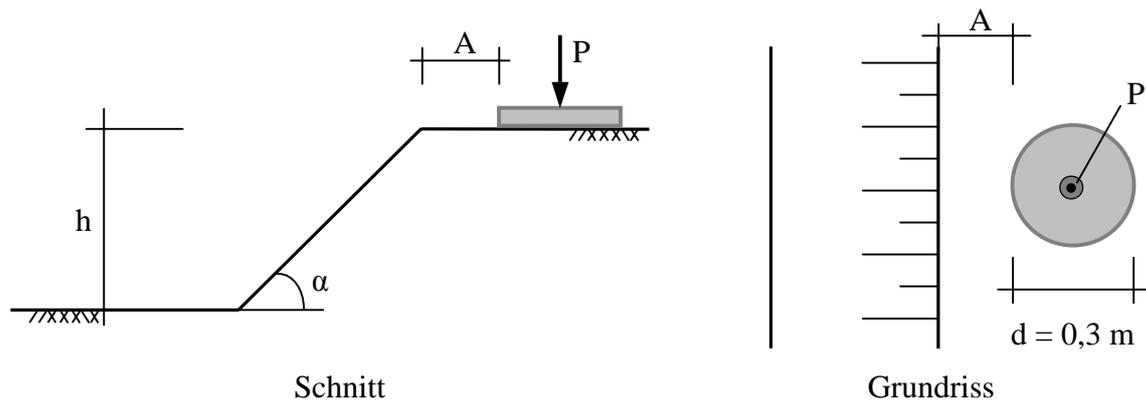


Bild 4.6 Schematische Darstellung der Versuchsrandbedingungen mit einer Böschung im Lasteinflussbereich

variiert. In Tabelle 4.3 sind neben der verwendeten Bodenart, die Versuchsrandbedingungen aller Messungen an Böschungen aufgelistet.

Wie bei den Grundbruchversuchen wurden wiederum sehr dicht gelagerter Sand und Lösslehm als Versuchsböden verwendet. Beim Sand wurden ähnliche Einbautrockendichten ρ_a erzielt, wobei der Einbauwassergehalt etwa 60 % höher lag. Die erreichten Einbaudichten beim Lösslehm sind etwas niedriger, wobei der Wassergehalt mit 18 % etwas höher war.

Tabelle 4.3 Versuchsdaten der Messungen mit einer Böschung im Lasteinleitungsbereich

	Bodenart	Last- abstand A [cm]	Böschungs-		Einbau- trockendichte ρ_a [g/cm ³]	Einbau- wassergehalt w [%]	Bruch- / Grenz- spannung p_r [kPa]	
			höhe h [cm]	winkel α [°]				
boe s I/1	Sand	20	40	45	1,830	6,8	1.462,8	
boe s I/2	D = 1,03						1.509,5	
boe s II/1	Sand	40			40	1,815	6,1	1.499,6
boe s II/2	D = 0,98							1.464,2
boe s III/1	Sand	20			40	1,753	6,0	539,0
boe s III/2	D = 0,74							537,6
boe s IV/1	Sand	20			40	1,793	7,1	848,8
boe s IV/2	D = 0,89							769,6
boe s V/1	Sand	20			60	1,800	7,2	748,4
boe s V/2	D = 0,92							834,7
boe s VI/1	Sand	40			60	1,815	7,2	1.127,5
boe s VI/2	D = 0,98							977,6
boe LL I/1	Lösslehm	20	50	90	1,492	17,6	150,0	
boe LL I/2	$S_r = 0,73$						205,1	
boe LL II/1	Lösslehm				1,554	18,5	147,1	
boe LL II/2	$S_r = 0,79$						227,8	

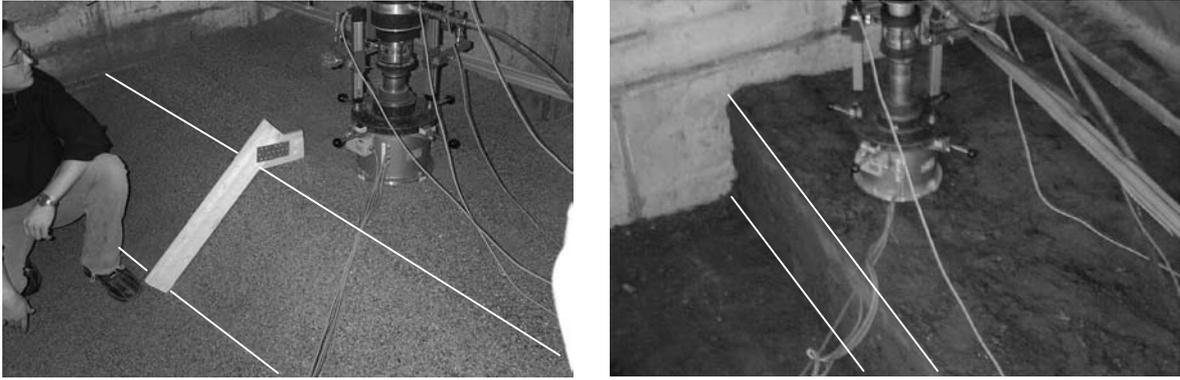


Bild 4.7 Modellierte Böschungen unter 45° im sehr dichten Sand (links) und senkrecht aus Lösslehm (rechts)

Der feuchte Sand wurde bei allen Versuchen im Winkel von 45° mit einer Böschungshöhe von 40 bzw. 60 cm eingebaut. Dabei wurde zunächst die komplette Versuchsgrube gefüllt und der überschüssige Boden zur Erstellung der Böschung wieder ausgebaut. Der Abstand der Lastplatte zur Böschungskante wurde zwischen 20 und 40 cm gehalten.

Mit dem Lösslehm wurden senkrechte Böschungen mit einer Höhe von 50 cm hergestellt. Dabei wurde mit Hilfe eines vorübergehenden 'Verbaus'¹⁸ die gewünschte senkrechte Böschung gewonnen. Der Lastabstand wurde zu 20 cm gewählt. Exemplarisch sind je eine Böschung im Sand und im Lösslehm in Bild 4.7 abgebildet. Alle Böschungsversuche wurden mit einer Belastungsgeschwindigkeit von etwa $v = 2 \text{ mm/s}$ abgeschert.

¹⁸ Ein 'Verbau' ist ein Stützbauwerk, welches z.B. eine Baugrubenwand sichert und eventuell zu große Untergrundverformungen in der Umgebung verhindern soll.

5 Ergebnisse der Labormessungen

In diesem Abschnitt werden die bei den Laborversuchen erzielten Ergebnisse dargestellt und diskutiert. Bei allen Versuchsserien konnte eine gute Reproduzierbarkeit der Messkurven erreicht werden. Zur Verdeutlichung sind die Bodenspannungs-Setzungskurven der Messserien IV und VII der Grundbruchversuche beispielhaft in Bild 5.1 dargestellt. Dies zeigt, dass ein jeweils relativ homogener Einbau der Versuchsböden, unabhängig ob Sand oder Lösslehm, erzielt wurde. Alle Versuche sind, wie aus Bild 5.1 hervorgeht, weit über die in der DIN 18134 angegebenen Maximalsetzungen von 5 mm bei Standard Lastplattenversuchen hinaus belastet worden.

5.1 Ergebnisse der Grundbruchversuche mit homogenem Untergrund

Um die Übersichtlichkeit bei der Betrachtung und dem Vergleich der Messergebnisse zu behalten, ist in Bild 5.2 für jede Messserie auf Sand nur je eine repräsentative Kurve gezeigt. Alle nicht dargestellten Messkurven von Versuchen im Labor sind im Anhang B

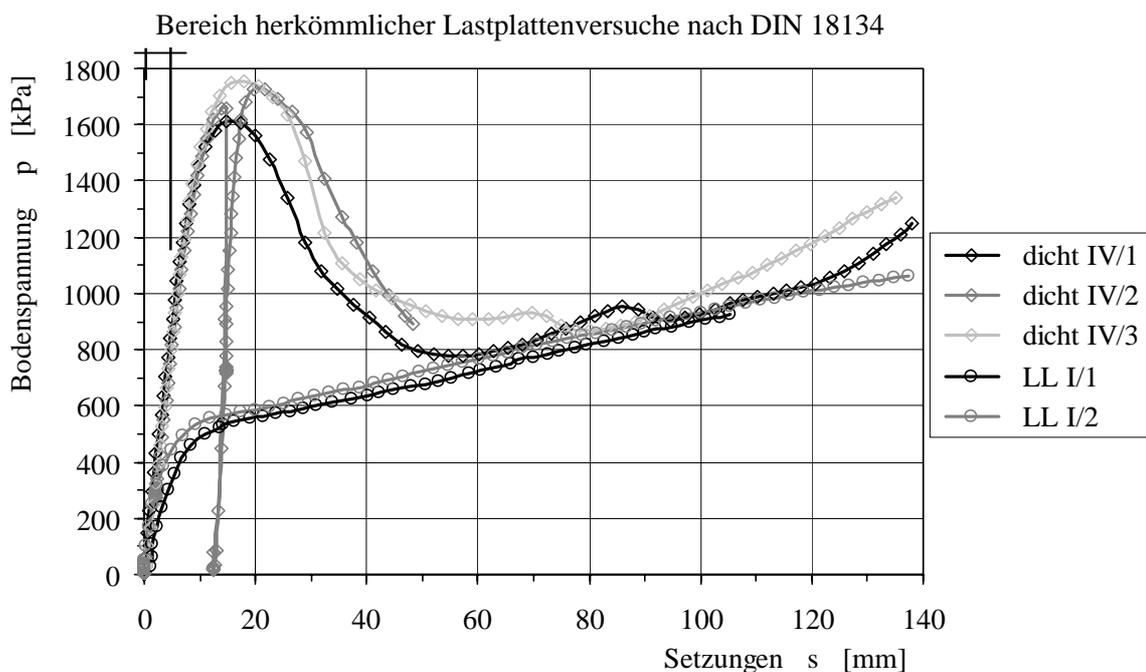


Bild 5.1 Darstellung der Reproduzierbarkeit der Messergebnisse; Messreihen von Grundbruchversuchen auf sehr dichtem Sand und auf Lösslehm

übersichtlich für jede Messserie getrennt, zusammen mit dem jeweiligen aufgetretenen Versagensbild, abgebildet. Die erreichte Tragfähigkeit und die Steilheit der Arbeitslinien zeigen die Abhängigkeit der Lagerungsdichte des Sandes. Bei den Messserien I bis IV (dicht I - IV) wurde eine Lagerungsdichte D von mindestens 0,78 erreicht. Dies entspricht einer sehr dichten Lagerung. Bei Messserie IX (dicht V) liegt die Lagerungsdichte D hingegen nur bei 0,68. Hier ist die Lagerung lediglich als dicht zu bezeichnen. Eine besonders geringe Lagerungsdichte von $D = 0$ wurde bei den Messungen auf dem sehr locker eingebauten Sand (Messserie V) erreicht.

Bei allen Messserien auf sehr dicht eingebautem Sand ist in der ersten Belastungsphase, in Abhängigkeit von der vorhandenen Lagerungsdichte, ein steiler Anstieg der Arbeitslinie deutlich zu erkennen. Kurz vor Erreichen der Bruchspannung nehmen die Setzungen stärker zu. Bei Erreichen des Bruchs sind unter der Lastplatte die vorhandenen Scherparameter des Bodens voll mobilisiert. Bei weiterer Belastung bildet sich eine Scherfuge aus, entlang welcher der Boden versagt. Es kommt zum Grundbruch.

Es handelt sich dabei um einen 'klassischen Grundbruchttyp', wie in Kapitel 2.2.2 ausführlich beschrieben. Es ist ein definierter Bruch zu erkennen und bei zunehmender Verformung hebt sich der Boden um die Lastplatte herum (siehe Bild 5.3). Bei fortschreitenden Setzungen, am Beispiel von Messserie III ab ca. 65 mm, nimmt die vom Boden aufnehmbare Last wieder zu. Dies resultiert aus der nun vorhandenen Einbindetiefe des Lastplatte, wodurch die Spannungsaufnahme des Bodens wieder ansteigt. Zusätzlich können durch die großen Setzungen tiefer liegende Bodenschichten belastet und zur Lastabtragung herangezogen werden.

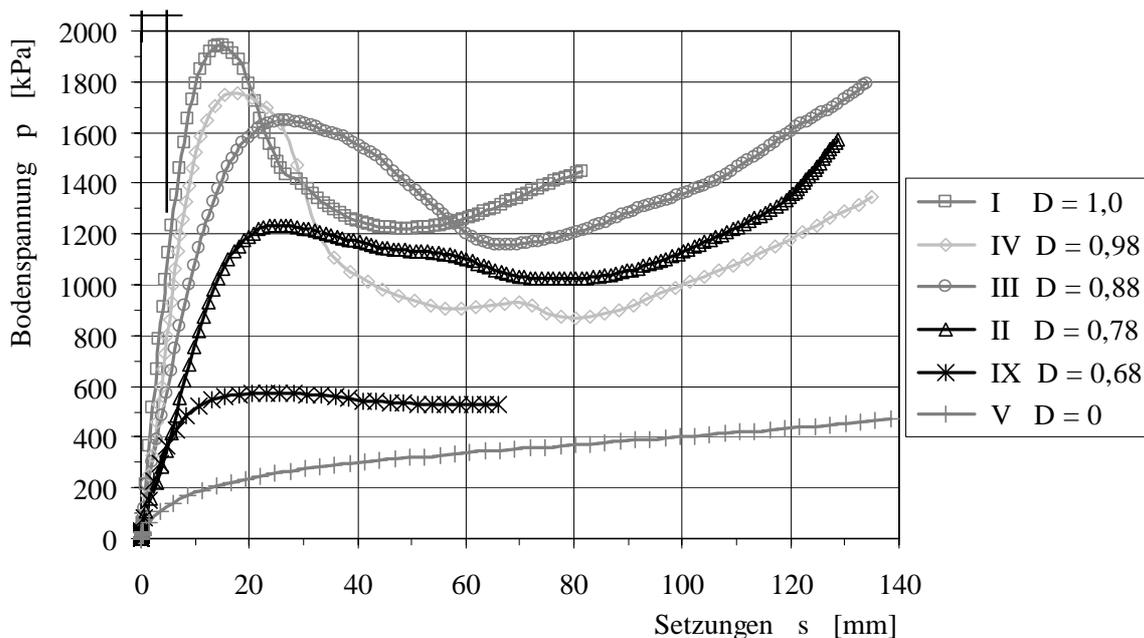


Bild 5.2 Auswahl der Arbeitslinien für die Messserien auf homogen eingebautem Sand mit horizontaler Oberfläche

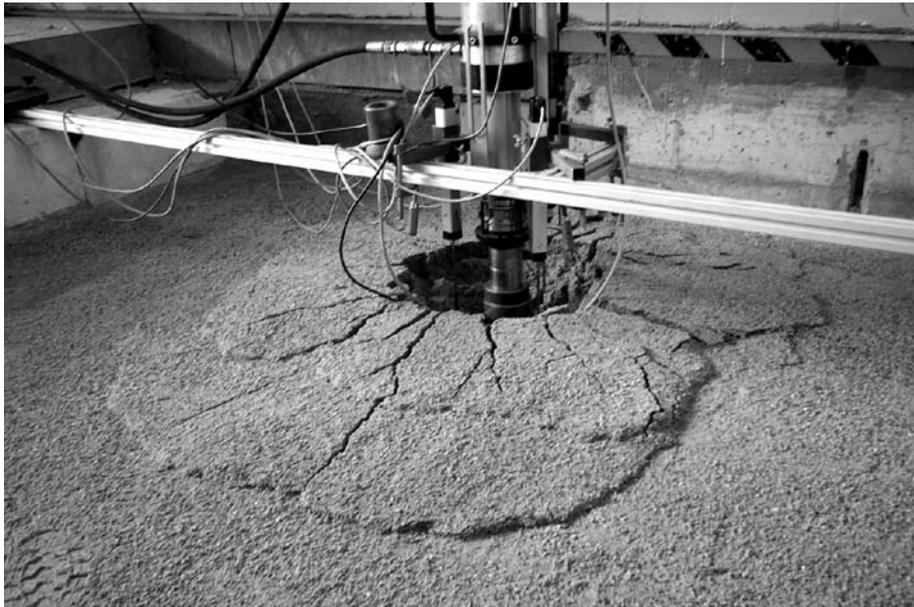


Bild 5.3 Im sehr dicht eingebauten Sand aufgetretener klassischer Grundbruch

Bei einer Messung (dicht IV/2 in Bild 5.1 dargestellt) wurde kurz vor Erreichen der Bruchspannung eine Entlastung vorgenommen. Deutlich sichtbar ist, dass vor dieser fast vollständigen Entlastung beinahe nur plastische Verformungen aufgetreten sind. Das Verhalten des Bodens ist deutlich steifer als bei der Erstbelastung. Bei der Wiederbelastung treten schon vor Erreichen des ursprünglichen Spannungsniveaus deutlich größere Setzungen auf. Dies resultiert aus den, im Gegensatz zur Entlastung, eher plastisch auftretenden Verformungen bei der Wiederbelastung. Zu erkennen ist auch, dass die Kurve wieder auf den ursprünglichen Verlauf der Erstbelastung zurück kommt. Die Unterschiede in der Bruchspannung resultieren einerseits aus den, wenn auch nur geringen, Differenzen in der Einbaudichte des Bodens. Andererseits bestimmten die Haftkräfte des Porenwassers die gemessenen Bruchspannungen, wie aus Rückrechnung mit Gleichung (2.5) ermittelt werden konnte. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5.1 für jede Messserie dargestellt.

Bei den Versuchen der Messserie IX (dicht V) mit einem dichten Einbau des Sandes ($D = 0,68$) tritt kein ausgeprägter Peak auf (Bild 5.2). Jedoch kann eine Bruchspannung mit etwa 540 kPa bestimmt werden. Der Anstieg der Kurve ist flacher als bei sehr dichten Lagerungsbedingungen. Diese Messserie stellt den Beginn des Übergangs vom 'klassischen Grundbruchtyp' zum 'Verformungsbruch' dar.

Die Spannungs-Setzungskurve der Messserie V auf sehr lockerem Sand, mit einer Lagerungsdichte $D = 0$, hat wie in Bild 5.2 gezeigt wiederum einen ganz anderen Verlauf. Ein definierter Bruch ist dabei nicht zu erkennen. Schon zu Beginn der Belastung ist das Verhalten im Vergleich zu den dicht bis sehr dicht gelagerten Versuchen duktil. Bei Betrachtung des Bruchbildes in Bild 5.4 (links) ist auch keine Bruchscholle aufgetreten. Lediglich ein paar konzentrische Risse im Bereich der Lastplatte sind zu erkennen.

Somit wird deutlich, dass hier ein typischer 'Verformungsbruch' vorliegt, bei welchem lediglich eine Grenzspannung beim Übergang in den linearen Kurvenverlauf bei etwa

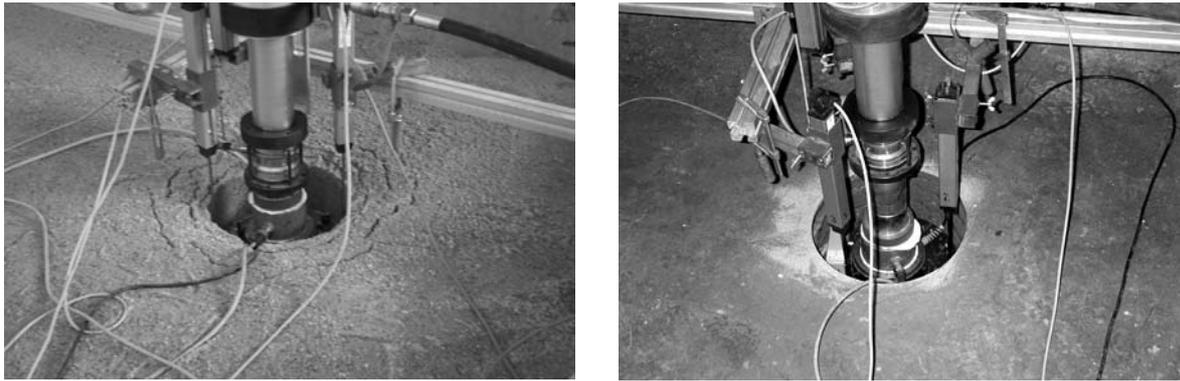


Bild 5.4 Versagensbilder ('Verformungsbruch') bei Messungen auf
links: sehr locker eingebautem Sand; rechts: Lösslehm.

40 mm Setzung ermittelt werden kann. Die vorhandene Tragfähigkeit ist mit etwa 300 kPa viel geringer, als bei den dichter gelagerten Versuchen, was auch aus den Scherparametern, welche in Tabelle 5.1 angegeben sind, hervorgeht.

Dieselbe Versagensart wurde auch bei den Messserien VII und VIII auf Lösslehm angetroffen. Die Spannungs-Setzungskurven sind in Bild 5.5 angegeben. Auch hier kann keine eindeutige Bruchspannung bestimmt werden. Es tritt eine Verdichtung des Untergrunds im Bereich unter und neben der Lastplatte auf. Dies wurde durch Entnahme von Ausstechzylindern, mit einer Höhe von 30 cm, nach den Versuchen bestätigt. Die Trockendichte ρ_d erhöhte sich direkt unter der Belastungsfläche infolge der Belastung von etwa 1,74 g/cm³ auf bis zu 1,88 g/cm³.

Durch die Belastung stieg die Sättigung von durchschnittlich 85 % vor der Belastung, auf 95 bis 100 % nach der Belastung an (Bild 5.6). Eine weitere Verdichtung des Lösslehms hätte nur in tieferen Schichten stattfinden können. An der Oberfläche sind in Bild 5.4 (rechts) außer der eingestanzten Lastplatte keinerlei Veränderungen, d.h. keine Hebungen zu erkennen. Nach Überschreiten der Grenzspannung nehmen die Setzungen überproportional zu und die Arbeitslinien gehen in einen geradlinigen Kurvenverlauf über.

Tabelle 5.1 Aus Rückrechnung ermittelte mittlere Scherparameter des Sandes aus den Grundbruchversuchen

	Einbau- trocken- dichte ρ_d [g/cm ³]	Lagerungs- dichte D [-]	mittlere Bruch-/ Grenz- spannung p_f [kPa]	Initial Porenzahl e_0 [-]	Reibungs- winkel ϕ' [°]	Kapillar- kohäsion c [kPa]
dicht I	1,821	1,0	1.826,4	0,450	45	5,5
dicht II	1,763	0,78	1.284,6	0,497	41	7,0
dicht III	1,791	0,88	1.581,6	0,474	43	7,0
dicht IV	1,816	0,98	1.697,7	0,454	45	5,0
dicht V	1,738	0,68	540,4	0,519	40	3,0
locker I	1,552	0	302,7	0,701	31	5,0

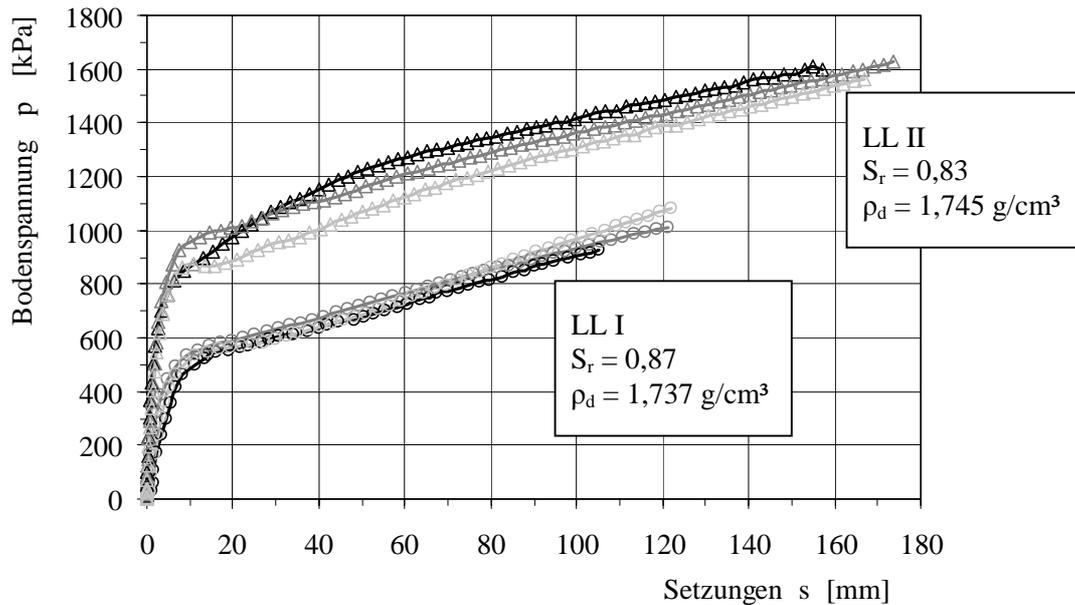


Bild 5.5 Last-Setzungskurven der Belastungsversuche auf einem horizontal eingebauten Untergrund aus Lösslehm

Im Mittel konnte bei den Versuchen auf Lösslehm die Grenzlast zu 39 bzw. 64 kN bestimmt werden. Die Differenz der Grenzlasten zwischen den beiden Versuchsserien ist jedoch erheblich. Vor allem Tone, aber auch Schluffe können sehr empfindlich auf den sich ändernden Wassergehalt reagieren. Schon die geringen, Unterschiede beim Einbauwassergehalt w von 16,4 und 15,4 % sowie der Ausgangstrockendichte ρ_d von 1,737 und 1,745 g/cm^3 sind für die unterschiedlich hohen Grenzlasten der beiden Messerien verantwortlich.

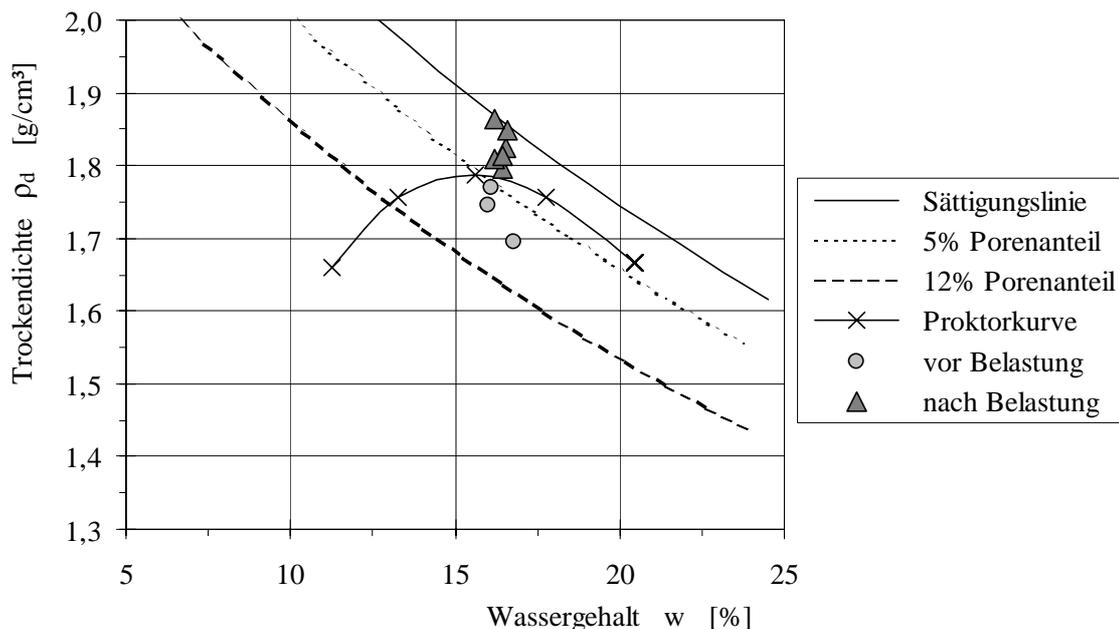


Bild 5.6 Verdichtung des Lösslehms infolge der Belastung durch eine Lastplatte im Vergleich zur Sättigungslinie und der Proktorkurve

5.2 Ergebnisse der Grundbruchversuche mit simuliertem Hohlraum

Bei den Versuchen mit einem PVC-Rohr als Hohlraum im Untergrund (Messserie VI) wurde ebenfalls eine sehr dichte Lagerung des Sandes ($D = 0,95$) erzielt, siehe Bild 5.7. Die geringe Tragfähigkeit des Systems Boden-Hohlraum ist auf das Nachgeben des Rohres zurückzuführen. Das Verhalten des Boden ist deutlich weicher als ohne Hohlraum. Dies macht sich in der flacher verlaufenden Arbeitslinie bei annähernd gleicher Lagerungsdichte bemerkbar. Die Bruchlasten sind aber mit 980 kPa viel niedriger als bei den Versuchen mit homogenem Untergrund, wobei Lasten bis 1.700 kPa, bei etwa gleicher Lagerungsdichte ($D = 0,98$), erreicht wurden.

In Bild 5.8 ist das Versagensbild des Untergrunds und ein zusammengedrücktes Rohr zu sehen. Der 'klassische Grundbruch' bildet sich bei diesen Randbedingungen quer zum

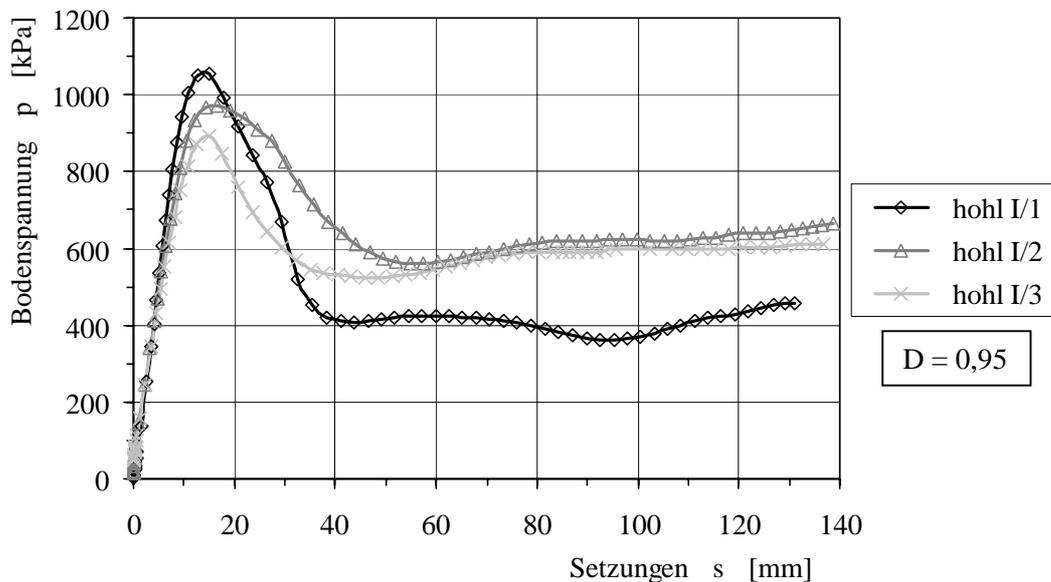


Bild 5.7 Arbeitslinien der Grundbruchversuche mit simuliertem Hohlraum im sehr dicht eingebauten Sand

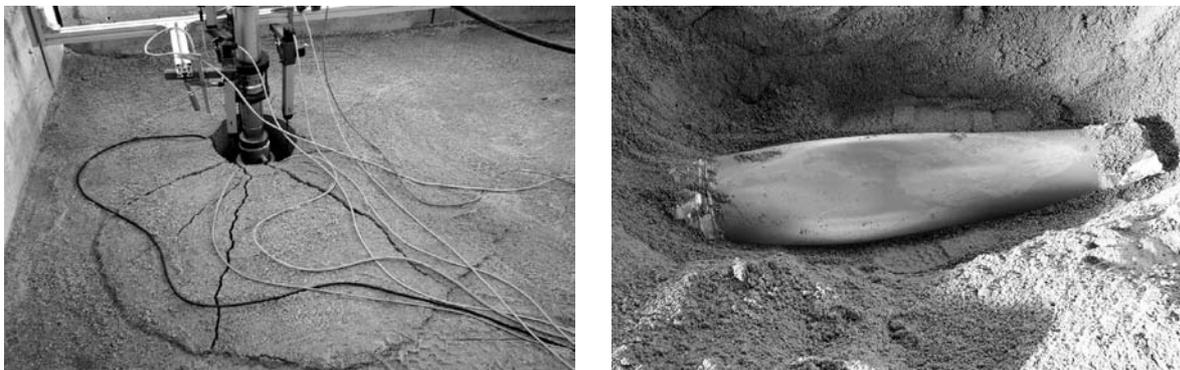


Bild 5.8 Bruchfigur (links) und verformtes Rohr (rechts) nach Belastung des sehr dicht gelagerten Sands mit Hohlraum unter der Lasteinleitungsfläche

eingebauten Rohr aus, wobei große plastische Verformungen im Rohr aufgetreten sind. Die Verformung des Rohres wird dadurch deutlich, dass bei zunehmenden Setzungen nach Eintreten des Bruchs keine signifikanten Spannungsanstiege zu erkennen sind. Erst wenn der Hohlraum vollständig zusammengedrückt ist, kann dies wieder auftreten.

5.3 Ergebnisse der Lastplattenversuche an Böschungen

Gute Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse wurde auch bei den Messungen mit modellierten Böschungen erzielt. Wie bereits bei den Grundbruchversuchen, wird auch hier der Übersichtlichkeit wegen nur eine Auswahl an Arbeitslinien auf sehr dichtem Sand in Bild 5.9 gezeigt. Entscheidend für die ermittelten Bruchlasten können erstens die Lagerungsdichte D , zweitens der Abstand A der Lastplatte zur Böschungskante, sowie drittens die Böschungshöhe h und -neigung α sein.

Bei Betrachtung der Sandversuche sind die Versuchsrandbedingungen, sowie die erzielten Werte für die Bruch-/Grenzspannung und die aus Rückrechnung bzw. aus Korrelation ermittelten Scherfestigkeiten in Tabelle 5.2 angegeben. Im Vergleich mit den Grundbruchversuchen sind identische Reibungswinkel ermittelt worden und die rückgerechnete Kapillarkohäsion liegt zwischen 2 und 5 kPa.

Hierbei sei angemerkt, dass die Betrachtung der Böschungsproblematik komplexer als der Grundbruchfall ist. Nach den Untersuchungen von z.B. STURM (1987) und KOBLEK (1982) sind zur Bestimmung der Bruchspannung sowohl eine Grund-, als auch eine Böschungsbruchbetrachtung anzustellen. Der kritischere Fall, mit der niedrigeren Versagensspannung, ist der Maßgebende. Wie sich bei den Berechnungen herausstellte, war in allen Fällen, in Bezug auf die Bruchspannung, die Grundbruchberechnung autoritativ. Aufgrund

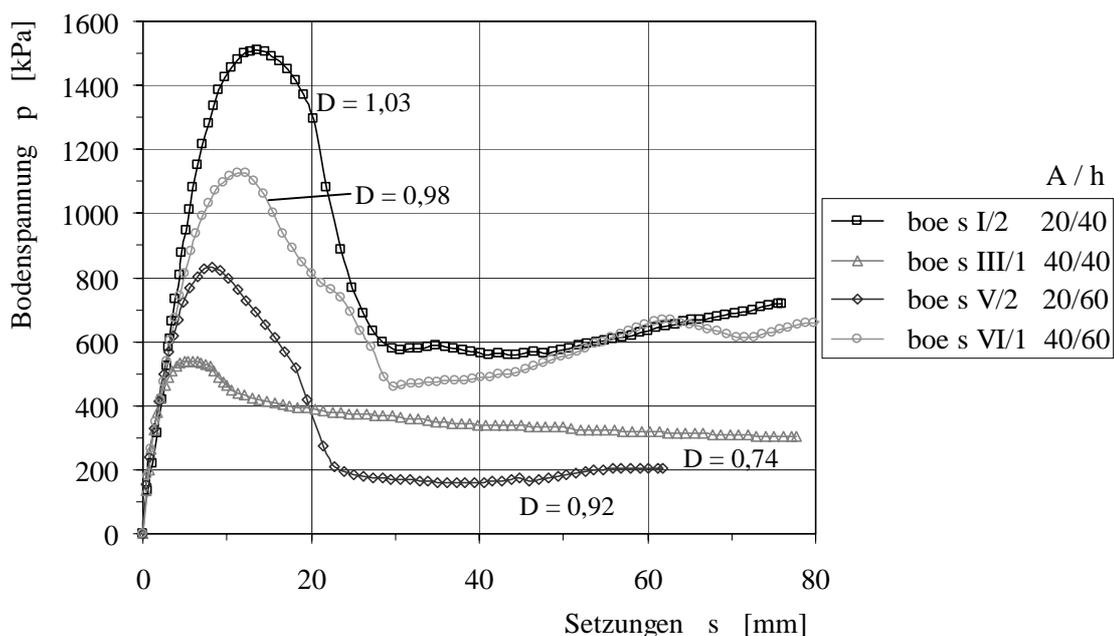


Bild 5.9 Arbeitslinien von Böschungsversuchen im Sand bei unterschiedlichen Lastflächenabständen A und Böschungshöhen h

der fehlenden seitlichen Stützung tritt das Versagen bei etwas größeren Setzungen als im Grundbruchfall ein. Es kann aber nicht nachgewiesen werden, inwiefern eine niedrigere Bruchspannung nur aus einer geringeren Kohäsion resultiert. Ein direkter Einfluss der Böschung auf die Tragfähigkeit kann somit bei den Sandversuchen nicht entdeckt werden.

Von den Grundbruchversuchen ist bekannt, dass die Lagerungsdichte den Verlauf der Arbeitslinie und die Bruchspannung indirekt über die Scherparameter beeinflusst. Dies ist z.B. bei den Messungen boe s II und VI der Fall. In beiden Fällen lag die gleiche Lagerungsdichte vor. Jedoch differieren die Bruchspannungen um 430 kPa. Eben jene 430 kPa machen den Unterschied zwischen einer Kapillarkohäsion von 2,5 bzw. 5 kPa aus, wie sie aus der Rückrechnung ermittelt wurden.

Die im Versuch erhaltenen Bruchkörperformen stimmen mit den aus analytischen Berechnungen ermittelten Formen überein. Für die Versuche mit einer Böschungshöhe von 40 cm tritt die Bruchscholle am Böschungsfuß aus (Bild 5.10, links). Bei einer Böschungshöhe von 60 cm sind die Bruchkörper in der Böschung ausgetreten, wie in Bild 5.10 rechts zu sehen ist. Die Ausbreitung an der Oberfläche erfolgte bei den Versuchen mit Sand im Win

Tabelle 5.2 Aus Rückrechnung ermittelte mittlere Scherparameter des Sandes bei den Böschungsversuchen

	Einbau- trockendichte ρ_d [g/cm ³]	Lagerungs- dichte D [-]	mittlere Bruch-/ Grenz- spannung p_f [kPa]	Initial Porenzahl e_0 [-]	Reibungs- winkel φ' [°]	Kapillar- kohäsion c [kPa]
boe s I	1,830	1,03	1.486,9	0,443	45	3,5
boe s II	1,815	0,98	1.482,6	0,454	45	5,0
boe s III	1,753	0,74	537,6	0,506	41	2,0
boe s IV	1,793	0,89	810,6	0,473	43	2,5
boe s V	1,800	0,92	792,2	0,467	44	2,0
boe s VI	1,815	0,98	1.052,5	0,455	45	2,5

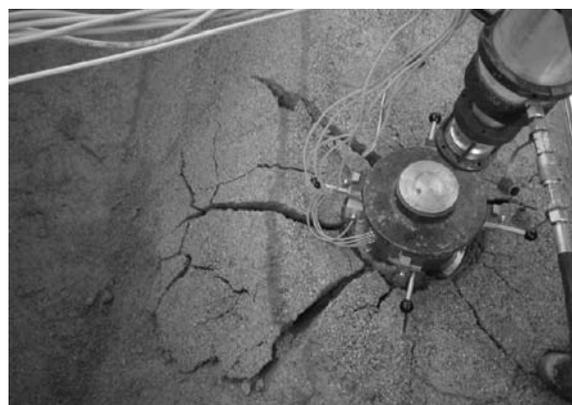


Bild 5.10 Bruchschollen von Böschungen unterschiedlicher Höhe im Sand; Austritt der Gleitfuge am Böschungsfuß (Links) bzw. in der Böschung selbst (rechts)

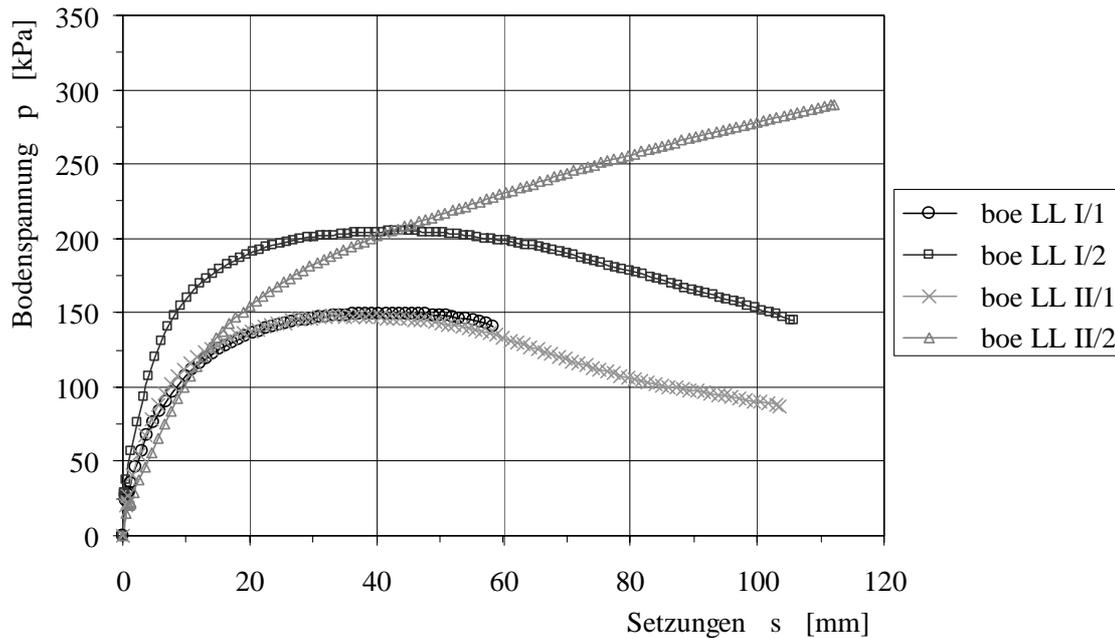


Bild 5.11 Arbeitslinien von Versuchen an einer senkrechten Böschung aus Lösslehm mit einer Höhe von 50 cm

kel von etwa 45° von der Lasteinleitungsfläche aus in Richtung auf die Böschung. In Abhängigkeit von der jeweils vorliegenden Lagerungsdichte des Sandes wurden auch Hebungen auf der böschungsabgewandten Seite der Lastplatte festgestellt (Bild 5.10 rechts). Dies bestätigt wiederum, dass der Grundbruch zur Bestimmung der Bruchspannung maßgebend und eben aufgrund der fehlenden seitlichen Stützung der Bruch in Richtung der Böschung vorangeschritten ist.

Die Ergebnisse der senkrechten Böschung aus Lösslehm werden in Bild 5.11 dargestellt. Bei den Arbeitslinien ist zu erkennen, dass bei einer Messung keine Bruch-, sondern eine Grenzspannung auftritt. Dass jedoch meist eine Bruchspannung erfasst wird, beruht auf der fehlenden horizontalen Stützung der Böschung im Lasteinleitungsbereich der Lastplatte. Generell wäre bei horizontaler Geländeoberfläche und den vorhandenen Lagerungsbedingungen bei allen Messungen nur eine Grenzspannung erfasst worden. Ein Einfluss der Böschung ist daher schon ersichtlich. Die Versagensspannung ist mit 150 bis 225 kPa sogar deutlich kleiner, als jene bei ebenem Untergrund mit 555 bis 910 kPa. Im Gegensatz zu den Grundbruchversuchen ist hier aber, bezüglich der Versagensspannung, kein Unterschied zwischen den beiden Messreihen zu erkennen. Der größere Lastflächenabstand A in der zweiten Serie (boe LL II) mit 40 cm, gegenüber 20 cm bei den Messungen boe LL I, scheint auf die Tragfähigkeit keinen erkennbaren Einfluss zu haben.

Bild 5.12 zeigt zwei Böschungen nach der Belastung. Auf der linken Seite ist zu sehen, wie sich die Böschung nur im Bereich der Lastfläche ausgebeult hat. Die Ausbeulung entstand aufgrund der relativ geringen aufgebrachtten Setzung. Es brach kein Teil der Böschung aus, wie bei dem Versuch im Bild 5.12 rechts. Ein Versagen der Böschung ist auf beiden Bildern zweifelsfrei zu erkennen. Die seitliche Verschiebung und die daraus resultierende Verkippung ist nicht unerheblich. Im Extremfall erreichte die Verkippung etwa 7° gegen-



Bild 5.12 Senkrechte Böschungen im Lösslehm mit lokaler Verformung im Bereich der Lastfläche der Böschung (links) und herausgebrochener Bodenblock mit verkippter Lastplatte (rechts)

über der horizontalen Ausgangslage. Da diese aber erst nach Erreichen der Versagensspannung signifikant wurde, ist diese bei der Beurteilung der Versuchsergebnisse nicht weiter berücksichtigt worden. Die Ausbreitung der Bruchfigur erfolgte bei allen Versuchen auf Lösslehm im Winkel von ca. 60° gegen die Böschungsnormale.

5.4 Überprüfung des hyperbolischen Verlaufs der Labormesskurven

Es stellt sich nun noch die Frage inwieweit die aus den Laborversuchen ermittelten Arbeitskurven auch hyperbolisch verlaufen? Zur Veranschaulichung wird die transformiert hyperbolische Darstellung gewählt. In den Bildern 5.13 bis 5.17 sind Ergebnisse von Grundbruchversuchen ohne und mit simuliertem Untergrund, sowie von Böschungsbruchversuchen abgebildet.

Wie bei den bisher gezeigten Versuchsergebnissen von Triaxial-, und auch von Plattendruckversuchen aus der Literatur, lassen sich die Arbeitslinien der in dieser Studie durchgeführten Versuche, bis zum Erreichen der Tragfähigkeit, gut an Hyperbeln annähern. Der weitere Kurvenverlauf, d.h. die Entfestigung bzw. die stetig ansteigende Spannung nach Erreichen der Grenzspannung, kann wie bereits erwähnt mit dem gewählten Ansatz nicht erfasst werden. Jener Bereich ist auch nicht relevant, da dieser beim Abstellen der Stützbeine einer mobilen Baumaschine grundsätzlich nicht erreicht werden darf.

Ein Übereinstimmungsgrad von 97 bis 99 % an eine Hyperbel wird bei den Grundbruchversuchen auf Sand und Lösslehm erreicht. Normierte Setzungen von etwa 4% sind bei den sehr dichten Sandversuchen notwendig, bis der hyperbolische Kurvenverlauf vorhanden ist. Die Lösslehm bzw. locker gelagerten Sandversuche sind deutlich duktiler, so dass die

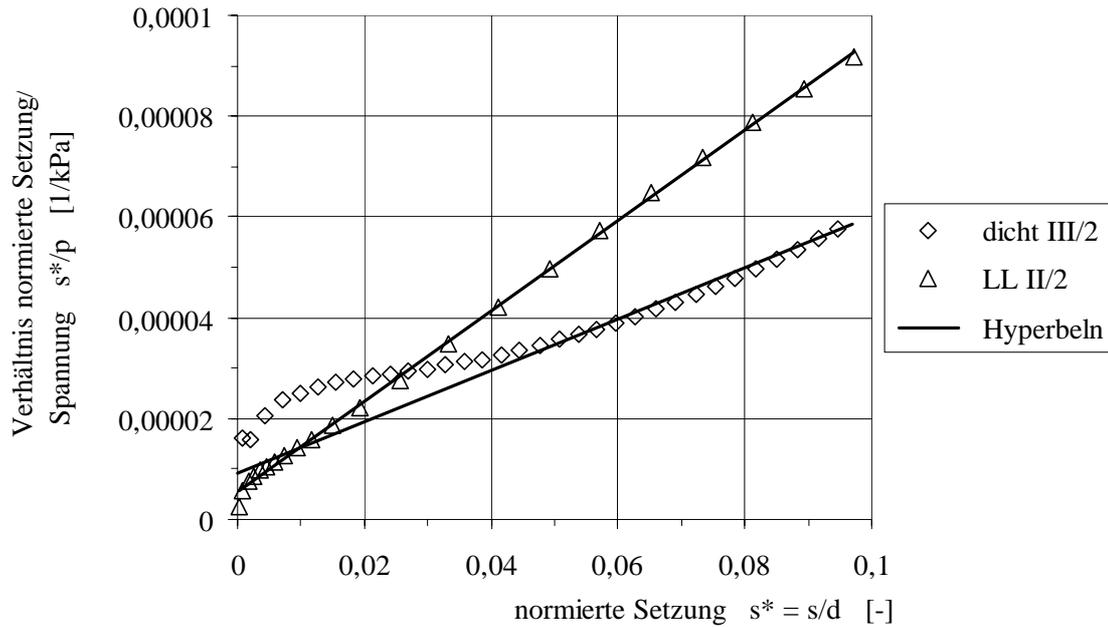


Bild 5.13 Transformierte hyperbolische Darstellung von Grundbruchversuchen auf dichtem Sand sowie auf Lösslehm (Kurvenbereich unterhalb der Bruchspannung)

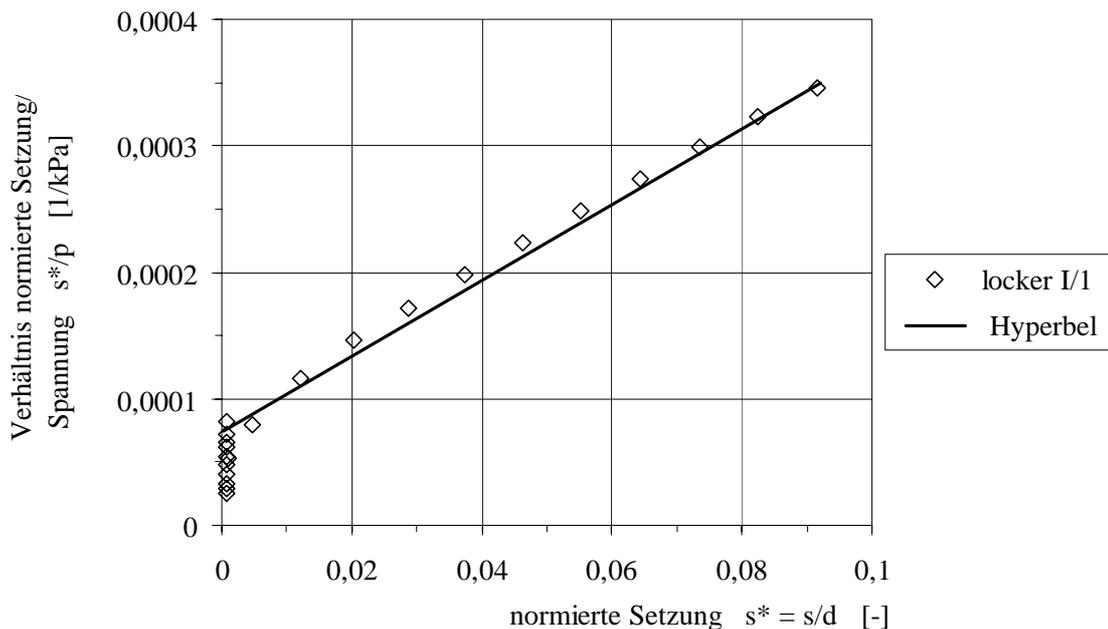


Bild 5.14 Transformierte hyperbolische Darstellung von Grundbruchversuchen auf lockerem Sand (Kurvenbereich unterhalb der Grenzspannung)

Spannungs-Setzungsverläufe quasi von Beginn an hyperbolisch sind, wie aus den Bildern 5.13 und 5.14 ersichtlich wird.

Die Versuche mit simulierten Hohlräumen lieferten mit im Mittel 83 % (Bild 5.15) das schlechteste Übereinstimmungsergebnis mit den Hyperbeln. Zwar war nur eine Verformung von 2,5 bis 3 % bis zum hyperbolischen Kurvenverlauf notwendig, aber dies war bei den sehr spröden Messergebnissen schon fast bei Erreichen der Bruchspannung.

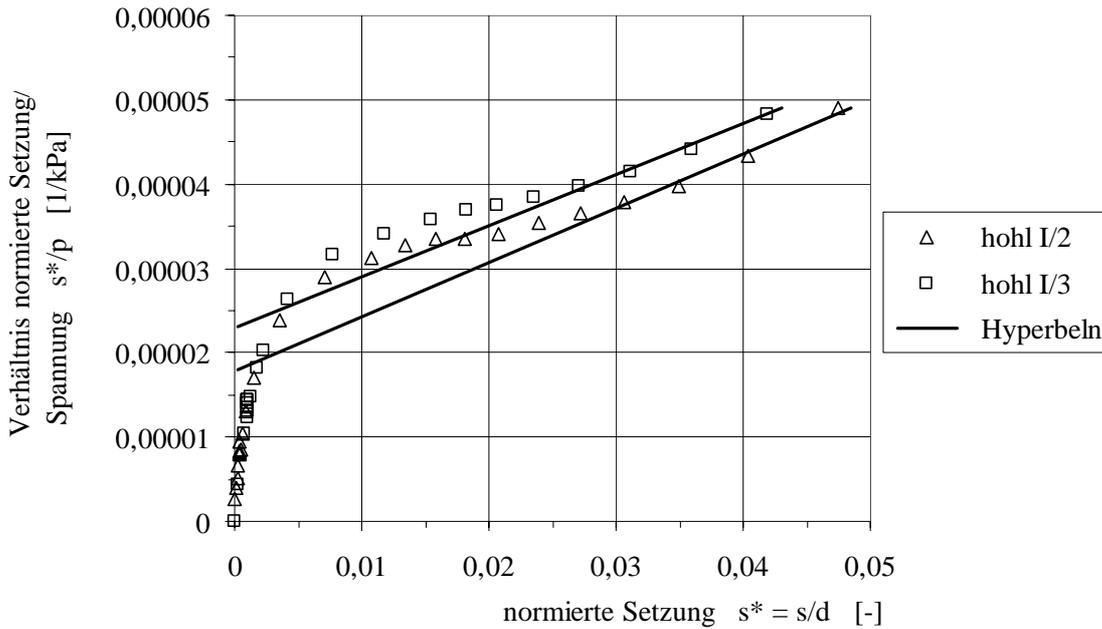


Bild 5.15 Transformierte hyperbolische Darstellung von Grundbruchversuchen auf dichtem Sand mit simulierten Hohlräumen (Kurvenbereich unterhalb der Bruchspannung)

Eine größere Streuung in der Übereinstimmung ist bei den Böschungsversuchen zu erkennen. Dabei ist das Material zunächst nicht entscheidend. Sowohl bei den Sandböschungen, als auch bei den Lösslehm Böschungen (siehe Bilder 5.16 und 5.17) variiert der Übereinstimmungsgrad zwischen 86 und 99 %. Lediglich eine Abhängigkeit von der Einbaudichte konnte festgestellt werden. Z.B. je dichter der Sand gelagert ist, desto geringer ist die Gleichheit mit einer Hyperbel. Die erreichten Übereinstimmungen zeigen aber, dass

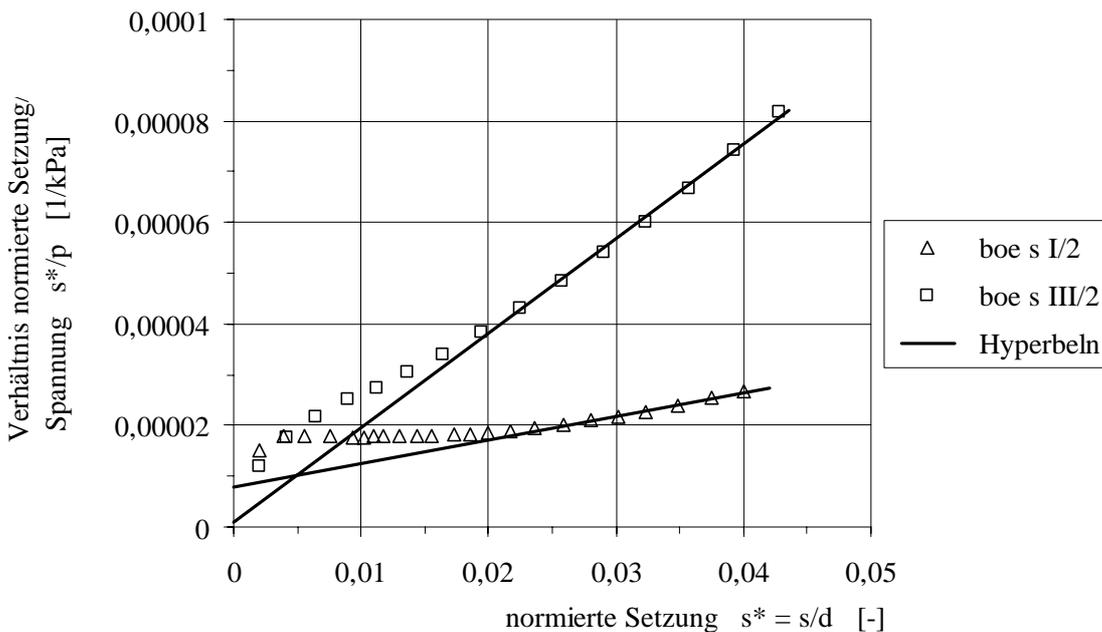


Bild 5.16 Transformierte hyperbolische Darstellung von Bruchversuchen an einer Sandböschung mit einer Neigung von 45° (Kurvenbereich unterhalb der Bruchspannung)

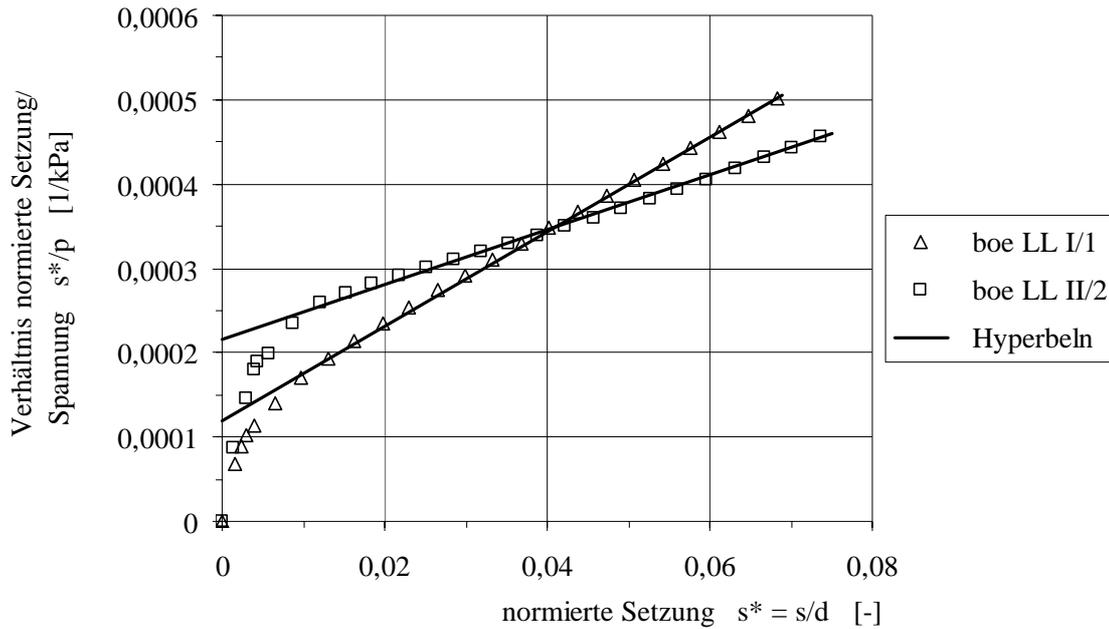


Bild 5.17 Transformierte hyperbolische Darstellung von senkrechten Bruchversuchen an einer senkrechten Lösslehmböschung (Kurvenbereich unterhalb der Bruchspannung)

der gewählte Ansatz doch zu sehr guten Ergebnissen führt. Letztlich wird ein rechtzeitiges Erkennen einer Bruch- bzw. Grenzspannung maßgebend.

6 Feldmessungen an mobilen Baumaschinen

In Zusammenarbeit mit den Herstellerfirmen von mobilen Baumaschinen, Putzmeister, Schwing, Liebherr und Deutsche Grove, welche im projektbegleitenden Arbeitskreis vertreten sind, wurden im Laufe des Forschungsvorhabens acht Messreihen im Felde unter realen Aufstellbedingungen durchgeführt. Eine Messreihe führte infolge eines Schadens an der eingesetzten Maschine zu keinen verwertbaren Ergebnissen, und wird daher weder in der Nummerierung, noch in der Auswertung berücksichtigt.

Zur Untersuchung der Machbarkeit der Messungen und der minimal notwendigen Anforderungen an die Messausrüstung diente Versuchsreihe I. Diese Ergebnisse wurden zwar mit in die Aufstellung aller in-situ Messungen in Tabelle 6.1 aufgenommen, bei der Auswertung aber nicht weiter betrachtet.

6.1 Messaufbau und Versuchsrandbedingungen

6.1.1 Die Messeinrichtung

Analog zu den Lastplattenversuchen im Labor wurden die Messdaten mit einer Messkarte erfasst, auf dem Computer gespeichert und anschließend ausgewertet. Die Messungen erfolgten aus versuchstechnischen Gründen jeweils nur an einem Stützbein der eingesetzten Maschine.

In Anlehnung an den Lastplattenversuch nach der alten Norm (DIN 18134) wurden die beim Absetzen eines Stützbeins auftretenden Setzungen anhand von drei potentiometrischen Wegaufnehmern gemessen. Das dazu verwendete Dreibein wurde so aufgestellt, dass die Aufstellung außerhalb des Einflussbereichs der Abstützfläche des Stützbeins waren. Die Setzungen wurden durch arithmetische Mittelwertbildung auf den Mittelpunkt der Abstützfläche bezogen. Aus der Belastung resultierende Schiefstellungen wurden registriert, diese waren aber so gering, dass sie bei der Auswertung nicht weiter berücksichtigt wurden.

Um möglichst realistische Aufstellbedingungen bei den Messungen zu haben, sind zur Abstützung prinzipiell die üblichen Abstützplatten der mobilen Baumaschinen verwendet worden. Aus Transportgründen sind diese einerseits quadratisch mit einer Kantenlänge von 60 cm, und andererseits aus Gewichtsgründen entweder aus verleimtem Hartholz oder aus Kunststoff. Lediglich bei den Autokranen sind die Platten aus Stahl.



Bild 6.1 Messaufbau und quadratischer Unterbau aus Kanthölzern mit einer Kantenlänge von 120 cm

Bei einigen Messungen ist von der oben genannten Plattenabmessung abgewichen worden (siehe Tabelle 6.1). Grund dafür war in einem Fall eine nicht ausreichende Tragfähigkeit des anstehenden Untergrunds, so dass Kanthölzer mit einer Länge von 120 cm quadratisch unterlegt wurden (Bild 6.1). Weiter wurden die Messungen der Versuchsserien III und IV, bei welchen die auftretenden Spannungen über eine externe quadratische Lastplatte mit einer Kantenlänge von 50 cm erfasst wurden (siehe Bild 6.2), durchgeführt.

Die Messung der Spannungen bei den Versuchsserien I, II, V und VI erfolgte anhand des im Stützzylinder vorhandenen Hydraulikdrucks. Dazu wurden entsprechende Druckaufnehmer eingesetzt. Lediglich in der Versuchsserie VI ist der Druckaufnehmer in der Zuleitung zum Stützzylinder angebracht worden, so dass hierbei nur bei geöffnetem Ventil der Stützdruck gemessen werden konnte. Bei der letzten Messserie VII stand der in diesem Forschungsvorhaben entwickelte mobile Stützlastsensor, wie er in Kapitel 10 beschrieben wird, zur Erfassung der Spannungen zur Verfügung. Dieser kann beinahe an jeder beliebigen Maschine unter ein Stützbein montiert werden.



Bild 6.2 Messaufbau und Kraftmessung durch externe Lastplatte mit einer Kantenlänge von 50 cm

Tabelle 6.1 Zusammenstellung der Versuchsrandbedingungen der Versuchsserien im Feld in Herne (NRW), Ehingen (Ba-Wü) und Aichtal (Ba-Wü)

Versuchsreihe	Versuchsbezeichnung	Untergrund	Kantenlänge der Lastfläche	aufgebrachte Belastung	normierte Spannung p / p_{Masch}	Tragfähigkeit erreicht
Versuchsserie I	I 1	Schotter	0,6 m	$p_{\text{Masch}} = \text{Maxlast}$	0,903	Nein
	I 2	Lösslehm		nur Maschineneigengewicht	0,649	Ja
Versuchsserie II	II 1	Auffüllung	0,6 m	nur Maschineneigengewicht	0,769	Ja
	II 2	Lösslehm			0,726	
	II 3	Schotter		$p_{\text{Masch}} = \text{Maxlast}$	0,933	Nein
	II 4				0,887	
Versuchsserie III	III 1	Schotter	0,5 m	$p_{\text{Masch}} = \text{Maxlast}$	0,978	Nein
	III 2				0,966	
	III 3				0,971	
	III 4				0,962	
	III 5				0,981	
	III 6	Sand dicht			0,990	
	III 7				0,964	
Versuchsserie IV	IV 1	Auffüllung	0,5 m	nur Maschineneigengewicht	0,779	Ja
	IV 2	Lösslehm			0,762	
Versuchsserie V	V 3	sandiger Schluff, feucht	0,6 m	Stützbein ausgefahren	0,202	Ja
	V 6		1,2 m	nur Maschineneigengewicht	0,346	Nein
Versuchsserie VI	VI 1	Auffüllung Lösslehm,	0,6 m	Stützbein ausgefahren	0,593	Ja
	VI 2				0,586	
	VI 3				0,588	
	VI 4				0,650	
	VI 5				0,626	
	VI 6				0,672	
	VI 7				0,621	
	VI 8				0,614	
	VI 9				0,608	
	VI 10				0,605	
Versuchsserie VII	VII 1	Schotter	0,6 m	Stützbein ausgefahren	0,443	Nein
	VII 2				0,448	
	VII 3				0,450	
	VII 4	Auffüllung Lösslehm,			0,474	
	VII 5				0,437	
	VII 6				0,459	
	VII 7				0,425	
	VII 8				0,460	

6.1.2 Die vorhandenen Untergrundbedingungen

Wie aus Tabelle 6.1 hervorgeht wurden viele unterschiedliche Untergrundbedingungen bei den Messungen gewählt. Die Versuchsstandorte lagen aus logistischen Gründen entweder auf dem Werksgelände der jeweiligen Firma, welche die Messungen unterstützte, oder zumindest in unmittelbarer Nähe des Firmenstandortes. Es wurde versucht, sowohl sehr unnachgiebige, als auch sehr nachgiebige Untergrundverhältnisse zu untersuchen.

Schottertragschichten mit einer Mächtigkeit von mindestens 70 bis 100 cm waren als sehr unnachgiebige Bodenschichten geeignet. Die Versuche, welche auf diesen Schichten durchgeführt wurden, sind in Tabelle 6.1 in der Spalte 'Untergrund' mit 'Schotter' bezeichnet. Die darunter liegenden Schichten haben auf das Verformungsverhalten keinen nennenswerten Einfluss gehabt.

Bei einigen Messserien (Versuchsserie II, IV, VI und VII) bestand bei einem Teil der Versuche der Untergrund aus einer bis 20 m mächtigen Auffüllung aus dem örtlich anstehenden Lösslehm. Dieser wurde im Zuge einer Werkserweiterung ausgehoben und an anderer Stelle wieder eingebaut. Die Verdichtung erfolgte beim Wiedereinbau lagenweise, jedoch sind der Verdichtungsgrad und damit auch die Lagerungsbedingungen über die ganze Fläche relativ inhomogen. Dies bestätigen die Ergebnisse der vor Ort durchgeführten Rammsondierungen¹⁹ in Bild 6.3 (links). Unter einer oberflächlich festen Schicht tritt in einem Fall ein starker Rückgang der Schlagzahlen auf, bevor diese wieder stark ansteigen. Bei den anderen Kurven nehmen die Schlagzahlen stetig zu, bevor sie wieder auf ein

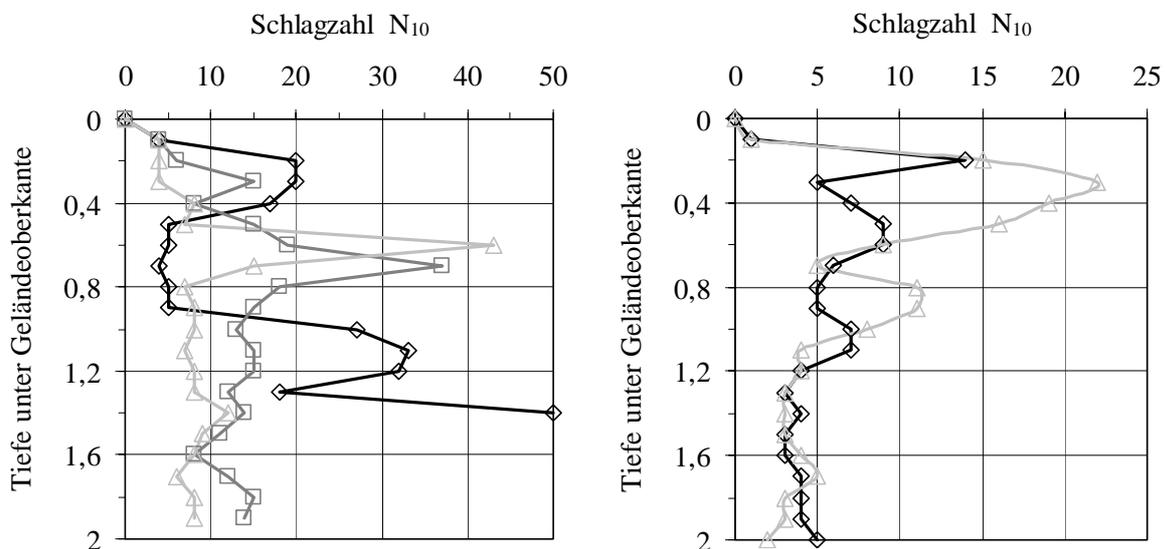


Bild 6.3 Ergebnisse der Sondierungen mit der leichten Rammsonde
links: auf der Aufschüttung aus Lösslehm bei den Versuchsserien II, IV, VI und VII
rechts: auf den sandigen Flussablagerungen bei Versuchsserie III

¹⁹ Bei der Rammsondierung wird eine Sonde mit definierter Fläche durch Schläge mit konstanter Energie in den Boden getrieben. Anhand der Anzahl an benötigten Schlägen N_{10} je 10 cm Eindringtiefe, kann eine qualitative Abschätzung der Bodenart und der Lagerungsdichte erfolgen.

Niveau einer relativ gleichmäßig verdichteten Schichtung, mit im Mittel 10 Schlägen Eindringtiefe je 10 cm, abfallen.

Anhand von Schlitzsondierungen wurden Proben zur Beurteilung des Bodens entnommen. Die Ermittlung der Grenzzustände nach *Atterberg* ergab für den Lösslehm eine Ausrollgrenze $w_p = 21,5\%$ und eine Fließgrenze w_L von $50,2\%$. Der hier angetroffene Boden besitzt somit eine Plastizitätszahl von $I_p = 28,7\%$ und kann als mittelplastischer Ton beschrieben werden. Der natürliche Wassergehalt streute bei den einzelnen Messreihen recht stark von $19,6\%$ während Versuchsserie VII über $22,5\%$ bei Versuchserie II auf $26,1\%$, die bei Versuchsserie VI bestimmt werden konnten (Versuchsserie IV $21,3\%$). In Kapitel 6.2 wird auf diesen Einfluss bezüglich des Tragverhaltens näher eingegangen.

Während Versuchsserie III sind zwei Messungen auf quartären Flussablagerungen aus dem Pleistozän, bestehend aus schwach schluffigem bis schluffigem Feinsand, durchgeführt worden. Dieser Sand hatte teilweise feinkiesige Anteile mit schwachen bis starken organischen Bestandteilen. Bei Rammsondierungen (Bild 6.3, rechts) wurde eine ca. 0,5 m mächtige steife obere Schicht festgestellt. Der darunter liegende Boden war mit vier bis fünf Schlägen je 10 cm Eindringtiefe relativ locker gelagert. Weiter ist erkennbar, dass der Untergrund recht homogen ist.

Die Messungen der Versuchsserie V wurden auf Mutterboden, welcher direkt neben dem Werksgelände einer Herstellerfirma angetroffen wurde, durchgeführt. Dieser Mutterboden bestand aus einem sandigen Schluff und beinhaltete unterschiedlich große Kalksteine. Die Bodenmatrix hatte einen Wassergehalt von $w = 25,3\%$. Aus den durchgeführten Rammsondierungen (Diagramm siehe Anhang C) konnte ein recht homogener Aufbau festgestellt werden. Bis in eine Tiefe von 0,8 m betrug die Schlagzahl etwa 5 und stieg mit zunehmender Tiefe auf 12 bis 20 an. Spitzen mit deutlich höheren Schlagzahlen sind in einer Tiefe von 1,2 bzw. 1,6 m zu erkennen, wobei zu vermuten ist, dass ein größerer Kalkstein durch die Sondierung getroffen wurde und in ersterem Fall bei 1,2 m auch zerstört wurde.

6.1.3 Die Versuchsdurchführung

Nach Instrumentierung des Stützbeins erfolgte der Abstützvorgang der Maschine nahezu analog zu einem üblichen Aufstellvorgang auf der Baustelle. Um von Beginn an auswertbare Messdaten zu erhalten, wurde die Fläche unter den Abstützplatten durch Einebnung (teilweise durch Entfernen der vorhandenen Grasnarbe) vorbereitet. In Abhängigkeit von den jeweiligen Untergrundbedingungen und den örtlichen Gegebenheiten, wurde bei einigen Messungen nach dem Aufstellvorgang der Maschine, der Ausleger ausgefahren, bzw. ausgefaltet und in einem Schwenkvorgang um 360° die Belastung aus Maschineneigengewicht simuliert. Dabei wirkt das Eigengewicht der Maschine und die Momenteinwirkung infolge des ausgefahrenen Auslegers auf die Stützbeine. In Tabelle 5.1 sind diese Versuche in der Spalte 'aufgebrachte Belastung' mit 'Maschineneigengewicht' bezeichnet.

Um auch das Bodenverhalten während der Arbeitsphase simulieren zu können, wurden z.B. an der Förderleitung einer Autobetonpumpe Gewichte, zur Simulation des sich beim Pumpvorgang in der Leitung befindlichen Betons, angehängt. In diesem Zustand kann bei

entsprechender horizontaler Auslegerstellung über dem instrumentierten Stützbein die maximale maschinenspezifische Stützspannung p_{Masch} auf das Stützbein wirken. p_{Masch} ist somit jene Spannung, welche im Extremfall an dem betrachteten Stützbein auftreten kann. Die Versuche, bei denen die Maximalspannung auf die Abstützung simuliert wurde, sind in Tabelle 6.1 mit ' $p_{\text{Masch}} = \text{Maxlast}$ ' bezeichnet.

Nicht immer war es möglich die Zusatzgewichte am Ausleger anzubringen, geschweige denn den Aufstellvorgang aufgrund einer zu klein gewählten Lastaufstandsfläche zu beenden. Bei jenen Messungen wurde nur das Ausfahren des Stützbeins zur Belastung verwendet. Dies sind jene Versuche, welche mit 'Stützbein ausgefahren' bezeichnet wurden.

Infolge der unterschiedlichen Belastung variierte die Versuchsdauer von einigen Sekunden, bei den Messungen bei denen nur das instrumentierte Stützbein ausgefahren wurde, bis zu 30 Minuten, wobei das Spannungs-Setzungsverhalten zusätzlich über die gesamte Arbeitsphase und das Drehen des Auslegers um 360° erfasst wurde.

6.2 Ergebnisse der Feldmessungen

Im folgenden werden die Ergebnisse der Feldmessungen mit mobilen Baumaschinen in zwei Kategorien dargestellt und diskutiert. Diese Einteilung erfolgt aus der prinzipiellen Abhängigkeit des Spannungs-Setzungsverlaufs vom anstehenden Untergrund. Kategorie eins enthält die Ergebnisse der Messungen auf wenig nachgiebigem Untergrund. Die Resultate der Messungen auf nachgiebigem, weichem Untergrund werden anschließend in Kategorie zwei dargelegt.

Um die Messergebnisse, welche mit unterschiedlichen mobilen Baumaschinen erzeugt wurden, vergleichbar zu machen, werden die gemessenen Spannungen p über die maximale maschinenspezifische Stützspannung p_{Masch} normiert. Der Einfluss der Größe der Abstützfläche wird hiermit auch eliminiert.

Hinsichtlich der Übersichtlichkeit, werden im Folgenden teilweise nur eine Spannungs-Setzungskurve je Diagramm gezeigt. Dies ist vor allem bei jenen Messungen notwendig, bei denen nicht nur das Ausfahren des Stützbeines simuliert wurde und entsprechend große Spannungswechsel bzw. Ent-, Wiederbelastungsschleifen durch das Schwenken des Auslegers aufgetreten sind. Die weiteren Messkurven, welche hier nicht abgebildet und diskutiert werden, werden im Anhang D gezeigt.

6.2.1 Versuchsergebnisse auf wenig nachgiebigem Untergrund

Zu den in dieser Studie betrachteten wenig nachgiebigen Böden gehören die Schottertragsschichten in den Versuchsserien II, III, IV und VII sowie die sandigen Flussablagerungen der Versuchsserie III welche dicht gelagert waren. In Bild 6.4 und Bild 6.5 (links) sind Arbeitslinien dargestellt, bei denen die Messungen über den kompletten Aufstellvorgang der Maschine, sowie das Ausfalten und Schwenken des Armpaketes mit simulierter Arbeitslast über das instrumentierte Stützbein erfolgte. Bei den Messungen der Versuchsserie

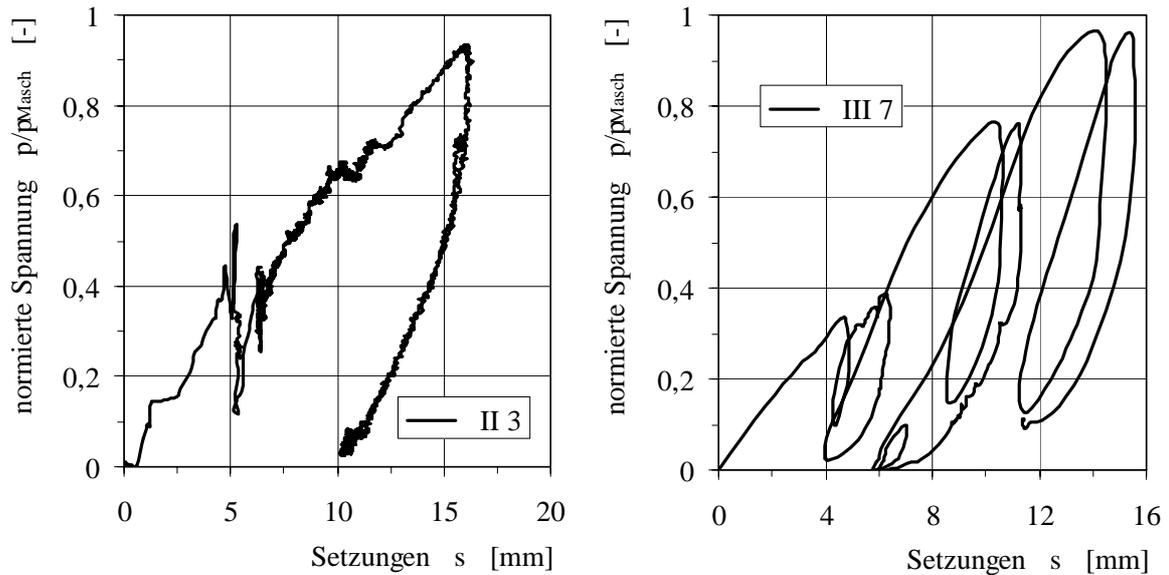


Bild 6.4 Arbeitslinien verschiedener mobiler Baumaschinen aus den Versuchsreihen II (links) auf einer Schottertragschicht und III (rechts) auf sandigen Flussablagerungen

VIII (Bild 6.5 rechts) erfolgte nur das Ausfahren des instrumentierten Stützbeins. Aus der Aufstellphase der Stützbeine wurde dabei bereits 35 bis 55 % der maximalen Maschinenstützspannung p_{Masch} aufgebracht.

Die ersten drei abgebildeten Messungen zeigen nach dem Abstützen auf das instrumentierte Stützbein Spannungswechsel infolge der Ausfahrvorgänge der weiteren Stützbeine. Eine deutliche Spannungssteigerung resultiert aus dem anschließenden Ausfahren des Auslegers der Maschine. Das Anbringen der Gewichte zur Arbeitslastsimulation und Schwenken des Auslegers erzeugt einen weiteren Anstieg der Spannung auf über 90 % von

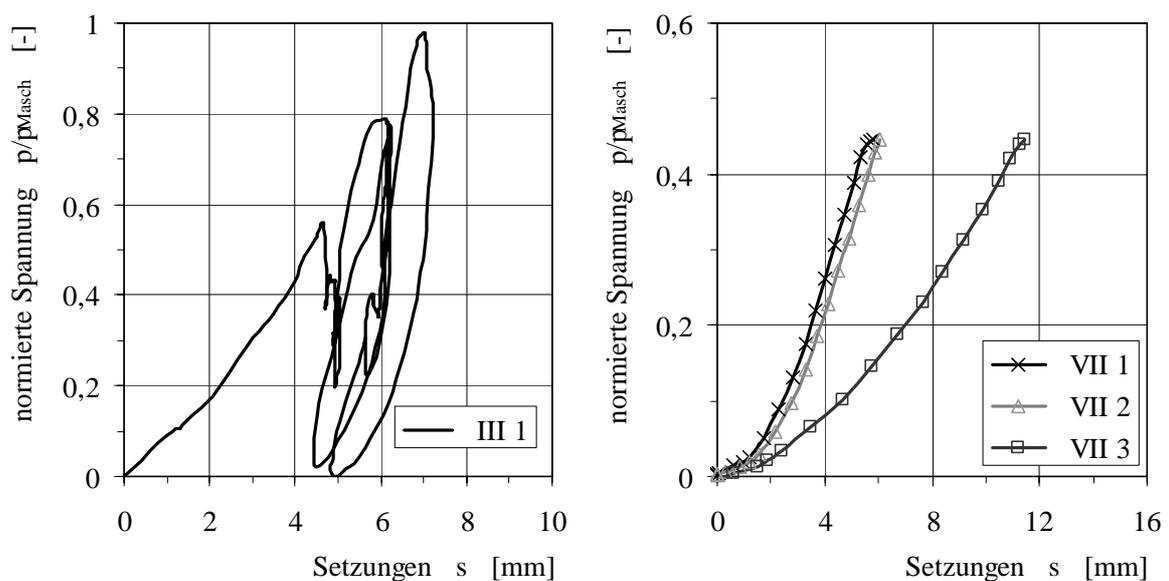


Bild 6.5 Arbeitslinien verschiedener mobiler Baumaschinen aus den Versuchsserien III (links) und VII (rechts) auf unnachgiebigem Untergrund (Schottertragschicht)

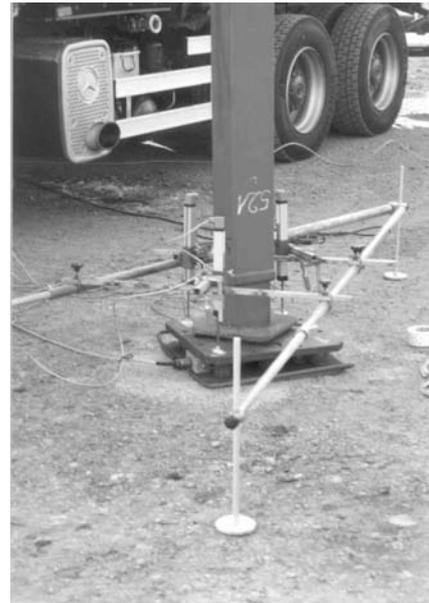


Bild 6.6 Abstützung auf einer Schottertragschicht während der Messung (links) und nach der Messung (rechts)

p_{Masch} . Durch das Drehen des Auslegers entstehen dabei Ent-, Wiederbelastungen, die in Abhängigkeit vom anstehenden Boden sogar Hystereseschleifen bilden können.

Für die Beurteilung der Tragfähigkeit des Untergrunds ist aber der sogenannte Erstbelastungsast entscheidend. Die Kurven in Bild 6.4 zeigen dann bei Vernachlässigung der Spannungswechsel einen quasi linearen Verlauf. Die Tragfähigkeit des Untergrunds würde in diesen Fällen als ausreichend groß beurteilt werden. In Bild 6.5 weisen die Arbeitslinien zu Beginn einen konkaven Kurvenverlauf auf, welcher mit zunehmender Belastung in einen geraden Verlauf über geht. Auch in diesen Fällen ist eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen des Untergrunds vorhanden.

Während dem Ausfahren des Stützbeins sind bei all diesen Messungen relativ geringe Setzungen in einer Größenordnung von 5 mm aufgetreten. Bei Erreichen einer maximalen Stützspannung von nahezu eins, sind diese auf 7 bis 16 mm angewachsen. In Bild 6.6 ist die belastete Abstützfläche am Ende der Messung auf wenig nachgiebigem Untergrund abgebildet.

Bei näherer Betrachtung von Bild 6.5 (rechst) fällt eine Kurve etwas aus dem Rahmen. Hierbei handelt es sich nicht um Einflüsse des Untergrunds, sondern es wurde das Material der Abstützplatten variiert. Die beiden übereinander liegenden Kurven wurden mit einer Abstützplatte aus Kunststoff ermittelt, wohingegen bei Messung der dritten Kurve eine Platte aus verleimtem Hartholz zum Einsatz kam. Deutlich zu erkennen ist, dass die Eigenverformungen der Holzplatte deutlich größer sind, als die der Kunststoffplatte. Auf diesen Effekt, der aus der im Vergleich mit dem Untergrund relativ geringen Steifigkeit der Abstützplatten resultiert, wurde in Kapitel 2.3 bereits eingegangen.

6.2.2 Versuchsergebnisse auf nachgiebigem Untergrund

Aus den folgenden Abbildungen wird direkt deutlich, dass die Setzungen bei den Abstützungen auf weichem, nachgiebigem Untergrund (Auffüllung aus Lösslehm und sandiger Schluff) mit bis zu 100 mm am Ende der Belastung, um ein vielfaches größer sind, als bei den bisher gezeigten Arbeitslinien mit den Schottertragschichten als Untergrund. Die Charakteristik der Spannungs-Setzungskurven ist ansonsten generell vergleichbar. Nach dem Ausfahren des instrumentierten Stützbeins sind Lastwechsel durch Ausfahren der weiteren Stützbeine zu erkennen, bevor der stetige Kurvenverlauf durch Ausfallen und Schwenken des Auslegers folgt. Beim Ausfahren des Messstützbeins konnte bei allen Messungen mindestens 25 %, in Extremfällen aber bis etwa 60 % der maximalen Stützbeinlast aufgebracht werden.

Die in Bild 6.7 dargestellten Messergebnisse sind auf dem selben Untergrund, jedoch mit unterschiedlichen Maschinen, zu verschiedenen Zeitpunkten ermittelt worden. Durch die Wahl gleich großer Abstützplatten sind die unterschiedlichen Setzungen einerseits infolge der ungleichen Verdichtung zu beurteilen. Andererseits ist aus der Analyse der entnommenen Bodenproben, wie in Abschnitt 6.1.2 beschreiben, ein kleiner Unterschied in den Wassergehalten aufgefallen ($w_{\text{rechts}} < w_{\text{links}}$). Eine Änderung in Wassergehalt kann bei einem bindigem Boden das Verformungsverhalten maßgeblich beeinflussen.

Im Gegensatz zu den Ergebnissen auf unnachgiebigem Boden, ist der Kurvenverlauf welcher der Erstbelastung folgt, beinahe von Beginn an gekrümmt. Schon vor einer Simulation der Arbeitsphase ist, in der gewählten Darstellung in Bild 6.7, ein Übergang in einen horizontalen Verlauf zu erkennen. Der anstehende Untergrund steht somit durch die aufgebrauchte Bodenspannung jeweils kurz vor, bzw. bereits am Überschreiten der Tragfähigkeit. Weitere Laststeigerungen sind nicht mehr möglich. Die gewählte Aufstellfläche wäre

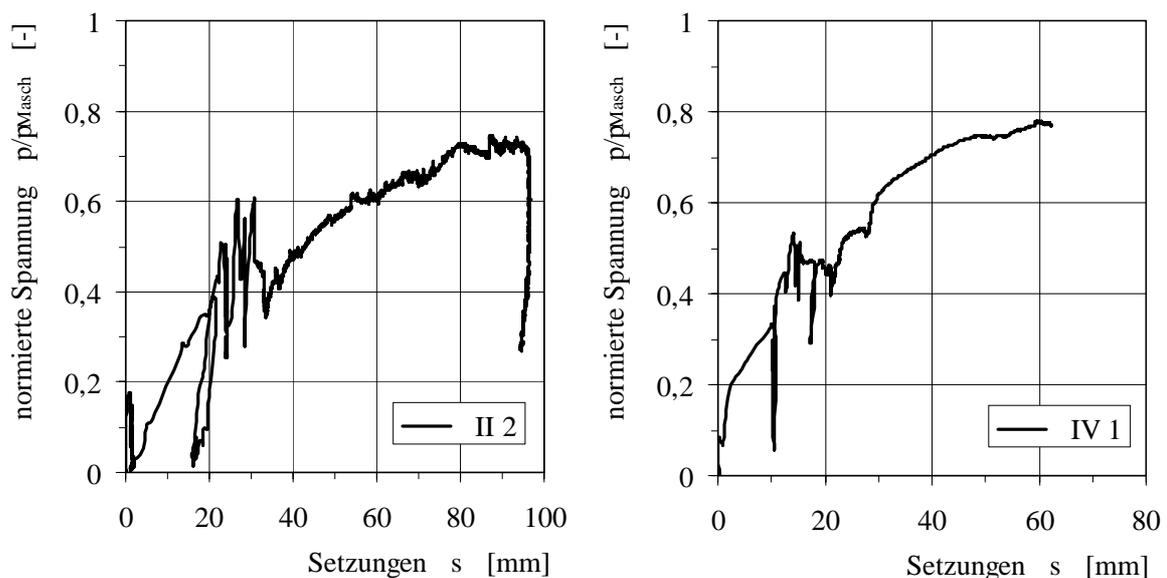


Bild 6.7 Spannungs-Setzungslinien von Messungen mit mobilen Baumaschinen auf einer Auffüllung aus Lösslehm (links: Versuchsserie II rechts: Versuchsserie IV)

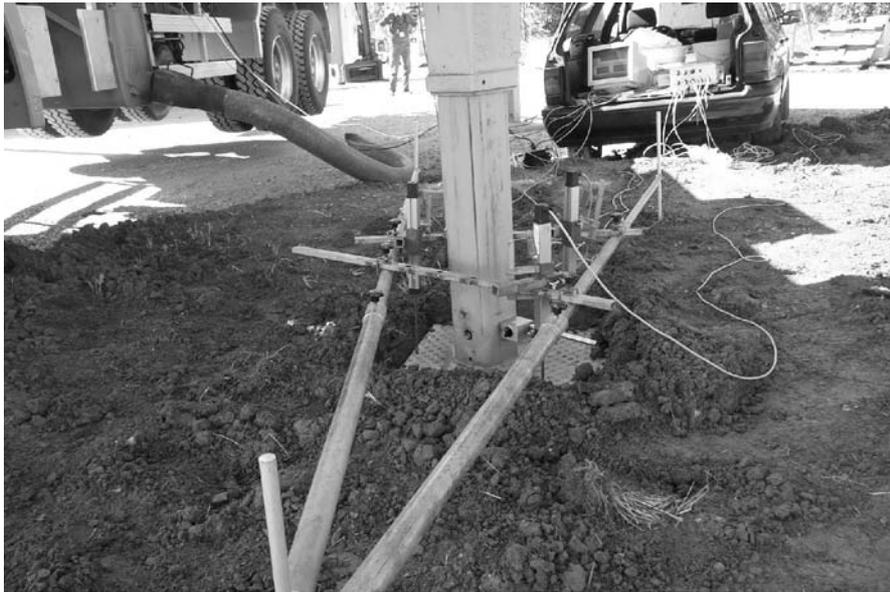


Bild 6.8 Verformter Untergrund nach Ausfahren des Stützbeins auf nachgiebigem Untergrund

demnach bei beiden, in Bild 6.7 dargestellten, Fällen für den Arbeitseinsatz zu gering gewählt worden. Bild 6.8 zeigt ein Stützbein nach Aufbringen der Belastung und die dabei aufgetretenen Untergrundverformungen.

Messergebnisse der Versuchsserie V sind in Bild 6.9 abgebildet. Bewusst wurde die quadratische Abstützfläche, mit einer Kantenlänge $d = 60$ cm, für die Messung V 3 zu klein gewählt. Aus dem sich an die Horizontale annähernden Kurvenverlauf, ist die bevorstehende Überschreitung der Tragfähigkeit bereits nach dem Ausfahren des Stützbeins eindeutig.

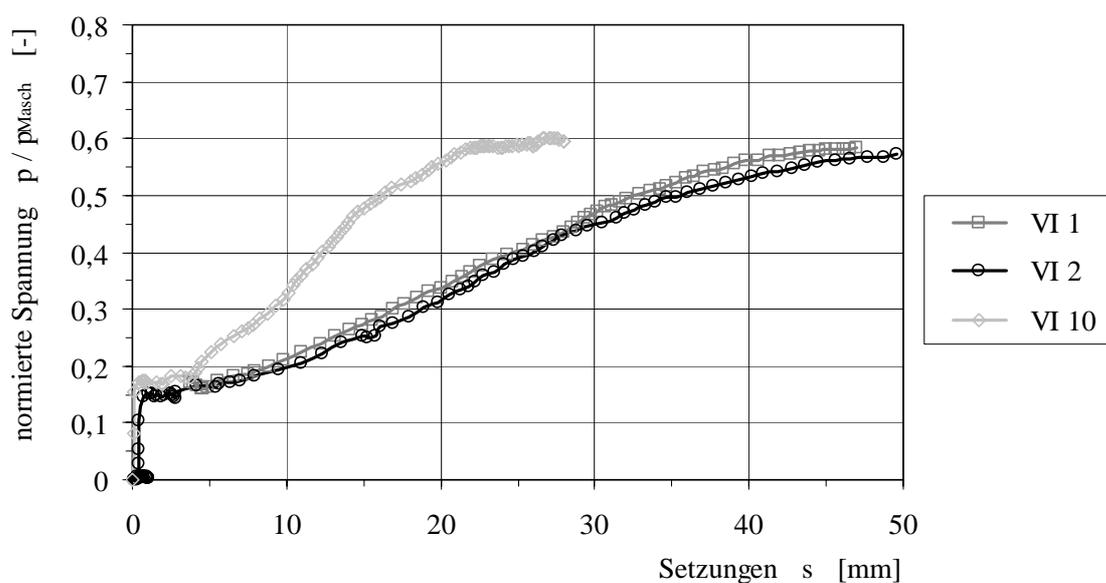


Bild 6.9 Arbeitslinien einer mobiler Baumaschine auf einer Auffüllung aus Lösslehm (Versuchsserie VI)

Daraufhin wurde die Aufstandsfläche vier mal so groß gewählt, indem Kanthölzer mit einer Länge von $d = 120$ cm unterlegt wurden (siehe Bild 6.1). Die aus dieser Messung ermittelte Spannungs-Setzungskurve besitzt einen deutlich steileren Anstieg als die Messkurve V 3. Durch Ausfahren und Schwenken des Auslegers konnte die Belastung auf das Stützbein weiter erhöht werden. Ein Anbringen von Gewichten zur Simulation der Arbeitsphase war jedoch aus logistischen Gründen nicht möglich.

Vor der Entlastung des Stützbeins am Ende der Messung, verläuft die Arbeitslinie in einem kleinen Bereich (über etwa 4 mm) horizontal. Im ersten Moment scheint die Tragfähigkeit des Bodens erreicht zu sein. Die hier gemessenen Verformungen resultieren aus Zeitsetzungen²⁰, wie sich bei Betrachtung der Setzungsentwicklung und der Laststeigerung gegenüber der Zeit feststellen lässt. Es ist daher noch kein Indiz für ein Versagen des Bodens. Inwiefern jedoch eine ausreichende Tragfähigkeit vorliegt, ist aufgrund des vorhandenen Gradienten der Arbeitslinie bei einer aufgetragenen Sohlspannung von lediglich 35 % von p_{Masch} jedoch fraglich.

Die beiden letzten im Feld durchgeführten Versuchsserien VI und VII (siehe Bilder 6.10 und 6.11) wurden an der selben Versuchsstelle, also auf identischem Untergrund erstellt und können daher gut miteinander verglichen werden. Einziger Unterschied war der Einsatz von unterschiedlichen Maschinen, sowie die Art der Lastmessung. Bei beiden Messreihen wurde nur das instrumentierte Stützbein zur Belastung der Abstützplatte verwendet.

Eine Auswahl an Messkurven der Versuchsserie VI sind in Bild 6.10 dargestellt. Am Ende der Lastaufbringung durch das Stützbein war mit knapp 60 % der maximalen Maschinenlast p_{Masch} die Tragfähigkeit des anstehenden Bodens erreicht. Zu Versuchsbeginn zeigen

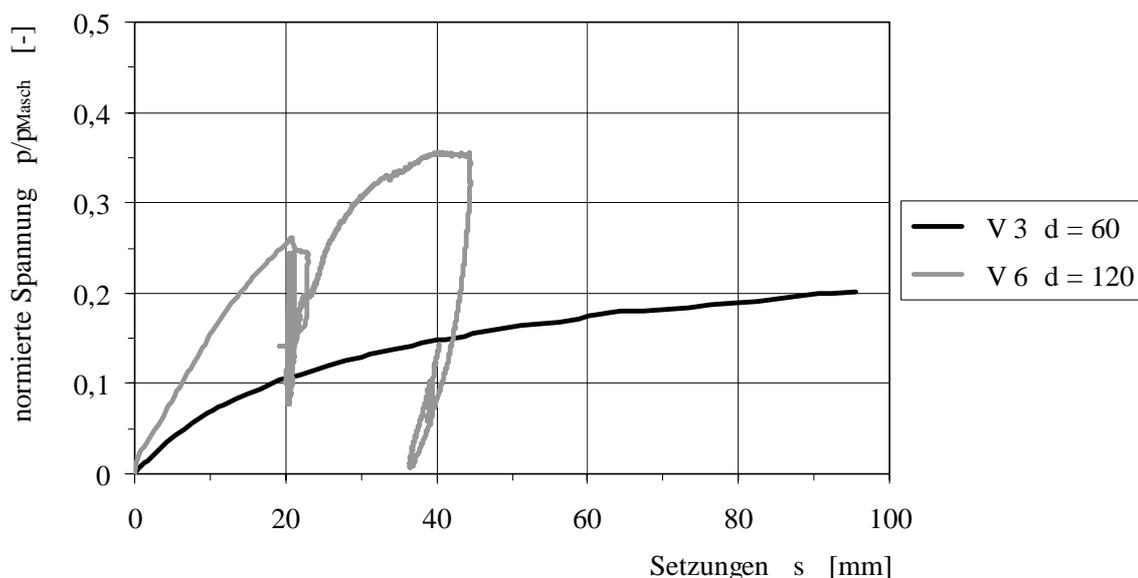


Bild 6.10 Resultate von Aufstellvorgängen mobiler Baumaschinen mit variierenden Aufstandsflächen auf sandigem Schluff

²⁰ Bei bindigen gesättigten Böden treten Setzungen teilweise mit zeitlicher Verzögerung auf. Diese werden als Konsolidationssetzungen bezeichnet und sind von der Durchlässigkeit des Bodens abhängig.

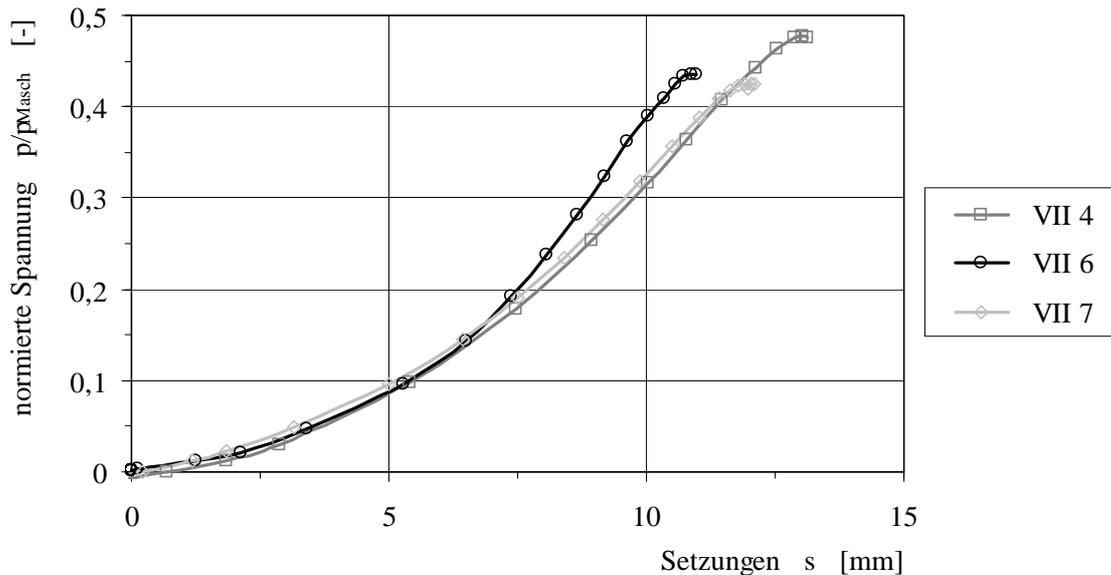


Bild 6.11 Last-Setzungslinien einer mobilen Baumaschine auf einer Auffüllung aus Lösslehm (Versuchsserie VII)

alle Arbeitslinien einen Lastsprung auf, wonach erst zeitverzögert Setzungen gemessen wurden. Dieser schnelle Spannungsanstieg lässt sich bei dieser Messserie mittels der Erfassung der auftretenden Spannungen durch den Hydraulikdruck in den Zuleitungen zu den Stützzylindern erklären. Durch das Öffnen eines Ventils kann es, vor allem bei unregulierten Ventilen, zu größeren Druckstößen kommen. Mit zunehmender Belastung kehren die Spannungs-Setzungskurven auf den hyperbolischen Ast der Arbeitslinie zurück, was in Abschnitt 6.3 demonstriert wird.

Zu einem späteren Zeitpunkt, wurden die Messungen der Messserie VII auf dem selben Versuchsfeld durchgeführt (Bild 6.11). Diese Messserie diente der Verifizierung der vorangegangenen Ergebnisse aus Serie VI. Das Spannungs-Setzungsverhalten dieser Belastungsversuche auf der Auffüllung aus Lösslehm haben zu Beginn einen konkaven Verlauf.



Bild 6.12 Ausgefahrenes Stützbein mit einer Abstützplatte aus Kunststoff auf der Auffüllung aus Lösslehm (Versuchsserie VII)

Mit zunehmender Belastung, gehen die Kurven in einen quasi linearen Verlauf über. Dieser konkave Kurvenanteil resultiert einerseits aus dem nicht vollständigen, flächigen Kontakt der Abstützung mit dem Untergrund vor Belastungsbeginn und andererseits aus den Eigenverformungen der Abstützplatte infolge der Belastung (Bild 6.12).

Bei einer normierten Spannung von etwa 46 % ist das instrumentierte Stützbein ausgefahren. Im Gegensatz zu den Ergebnissen der vorhergehenden Messungen ist das Bodenverhalten deutlich steifer, und die Tragfähigkeit des Untergrunds liegt entsprechend höher. Eine Ursache ist in der ungleichmäßigen Verdichtung zu finden. Die Unterschiede dürften allerdings nicht so drastisch ausfallen.

Viel entscheidender sind die großen Unterschiede der vor und während der Messserien VI und VII herrschenden Witterungsbedingungen. Zeitlich liegen die Messungen mehrere Monate auseinander. Vor Versuchsserie VI war die Witterung unbeständig mit häufigen Regenperioden. Die Messungen selbst konnten bei trockenen Bedingungen durchgeführt werden. Trockenheit und große Hitze über einen längeren Zeitraum hinweg, mit nur seltenen kurzen Gewitterschauern, waren charakteristisch für die Zeit vor Messserie VII. Dies resultiert in einer Trocknung der oberen Bodenschicht. Die Wassergehaltsbestimmungen, aus den bei beiden Serien entnommenen Bodenproben, ergaben eine Differenz der Werte von über 6 % (siehe Kapitel 5.1.2). Wie bereits erläutert, hat eine Änderung des Wassergehalts einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit des bindigen Bodens.

6.3 Überprüfung des hyperbolischen Ansatzes bei den Feldmessungen

Nun erfolgt eine Beurteilung der Messergebnisse im Felde, inwiefern der Verlauf der Spannungs-Setzungskurven mit Hilfe des hyperbolischen Ansatzes beschrieben werden kann. In Bild 6.13 ist dazu eine Arbeitslinie einer Messung auf unnachgiebigem Unter-

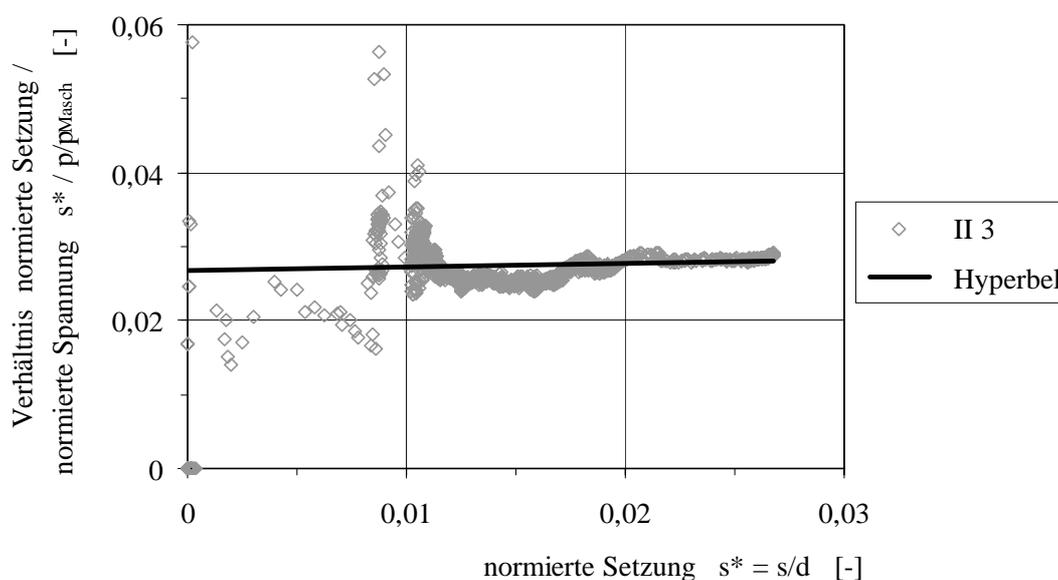


Bild 6.13 Transformierte hyperbolische Darstellung des Spannungs-Setzungsverhaltens von Feldmessungen auf wenig nachgiebigem Untergrund

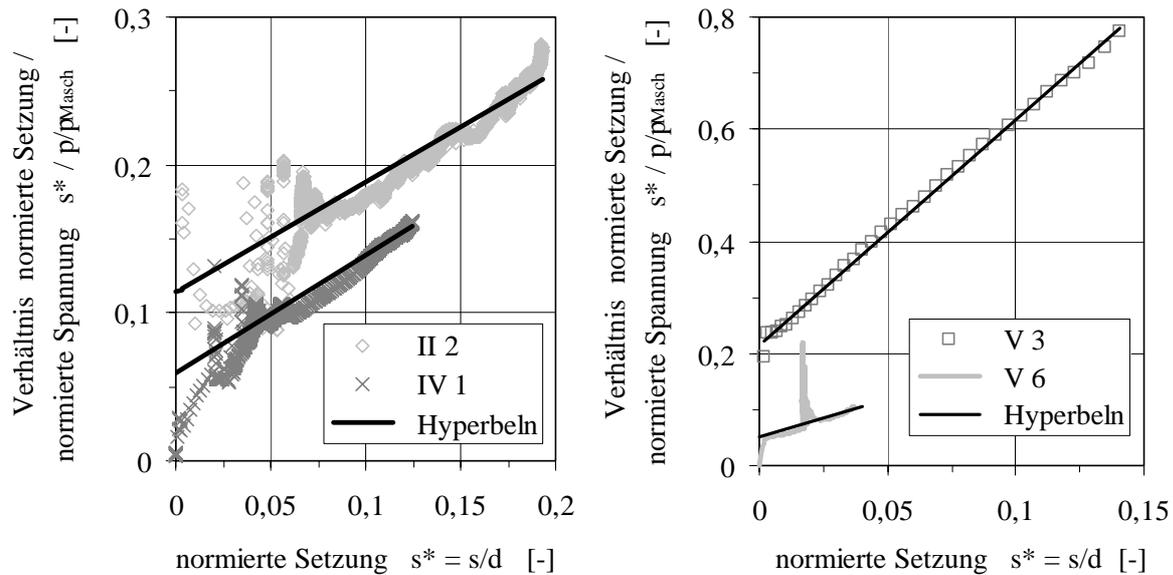


Bild 6.14 Transformierte hyperbolische Darstellung von Messergebnissen auf nachgiebigem Untergrund (Versuchsserien II, IV und V)

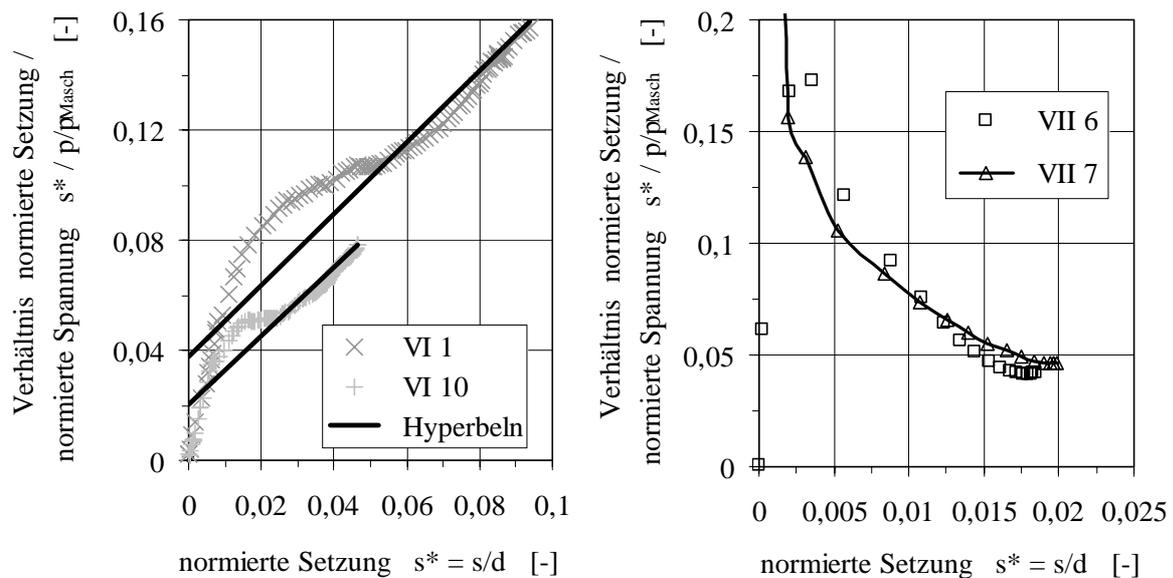


Bild 6.15 Last-Setzungsverläufe in der transformierten hyperbolischen Darstellung von Messergebnissen der Versuchsserien VI (links) und VII (rechts)

grund in der transformierten hyperbolischen Darstellung abgebildet. Auch hier zeichnet sich ein linearer Verlauf ab, jedoch ist die Entwicklung quasi horizontal. Je geringer die Steigung, desto größer ist die Bruchspannung des Bodens. Verläuft die Kurve also horizontal, so liegt die Bruchspannung im Unendlichen. Das Spannungs-Setzungsverhalten ist im gemessenen Bereich somit noch linear ansteigend und eine Aussage hinsichtlich der Tragfähigkeit ist nicht möglich.

Die Ergebnisse der Messungen auf nachgiebigem Untergrund sind in den Bildern 6.14 und 6.15 dargestellt. Prinzipiell ist zu erkennen, dass die Kurvenverläufe hyperbolischer Art

sind. Die Übereinstimmung liegt dabei zwischen 75 und nahezu 100 %. Abhängig ist die Genauigkeit vom anstehenden Untergrund und dessen Lagerungsdichte.

Lediglich die Kurven der Messung VII (Bild 6.15 rechts) passen nicht ins Bild. Hier ist keine Übereinstimmung mit einer Hyperbel zu sehen. Der gemessene Bereich der Spannungs-Setzungskurve ist nicht ausreichend für eine exakte Bestimmung der Tragfähigkeit. Eine Annäherung an einen horizontalen Kurvenverlauf ist zu erkennen, was auf den linearen Anstieg der Spannungs-Setzungskurve, wie in Bild 6.11 gezeigt, hindeutet.

7 Finite Elemente Berechnungen

Neben den im vorhergehenden Kapitel beschriebenen experimentellen Untersuchungen zur Beurteilung des Spannungs-Setzungsverhaltens von Flachgründungen, wurden auch numerische Berechnungen durchgeführt. Diese wurden genutzt, um zu zeigen, dass mit Hilfe der Finite Elemente Berechnungen die im Versuch erzielten Ergebnisse verifiziert werden können. Dazu zählt, dass mit den vorhandenen Stoffgesetzen der im Versuch ermittelte hyperbolische Last-Setzungsverlauf auch numerisch bestätigt werden kann. Alle numerischen Berechnungen wurden mit dem kommerziellen FE - Code PLAXIS durchgeführt.

Zunächst werden die zu Grunde liegenden Stoffgesetze sowie die gewählten Randbedingungen beschrieben und die gewählten Rechenoperationen erläutert. Die Ergebnisse der axialsymmetrischen und dreidimensionalen Nachrechnungen der eigenen Versuche werden dabei zuerst dargestellt. Weiter wird je eine Parameterstudie zu einem Kranunfall und zu Böschungsbruchversuchen gemacht.

7.1 Stoffgesetze

Die Beschreibung von Vorgängen und Abläufen erfolgt generell durch Modellbildung. Dabei wird auf die sogenannten rheologischen Modelle²¹ (z.B. REINER, 1971) zurück gegriffen, da die sehr komplexen Vorgänge in der Natur mit den zur Verfügung stehenden Möglichkeiten nicht exakt dargestellt werden können. So werden bei der FE - Methode z.B. die Bodenpartikel des Untergrunds als Kontinuum abgebildet.

In Abhängigkeit vom jeweiligen Spannungszustand und der Vorbelastungsgeschichte ist das Verhalten von Böden unterschiedlich. Relativ gut kann das Verhalten mit elastoplastischen Stoffgesetzen beschrieben werden. Diese Gesetze versuchen dabei das Verhalten des beanspruchten Untergrunds möglichst genau nachzuempfinden. Linear elastische, ideal plastische Stoffgesetze sind unter anderem die Modelle von *Tresca* und von *von Mises*. Sie berücksichtigen jedoch nur undrainierte, gesättigte Untergrundbedingungen (CHEN & BALADI, 1985) und unterscheiden sich lediglich in der Form der Fließkurve in der deviatorischen Spannungsebene²². So wird bei *Tresca* die Fließkurve durch einen gleichmäßigen, sechskantigen Zylinder und bei *von Mises* mittels eines kreisförmigen

²¹ Rheologie ist ein Teilgebiet der Physik, das Fließerscheinungen von Stoffen unter Einwirkung äußerer Kräfte untersucht.

²² Die Deviatorspannung ist die 2. Invariante des Spannungstensors (Determinante). Auf der deviatorischen Spannungsebene ist die Spur des Spannungstensors (1. Invariante) konstant.

Zylinders abgebildet. Diese Stoffgesetze werden in der Bodenmechanik auch als 'Ein-Parameter - Modelle' bezeichnet.

Häufig werden auch die *Roscoe* Variablen, die Deviatorspannung q und die isotrope Spannung p , zur Darstellung des Spannungspfades herangezogen. Sie werden allgemein wie folgt definiert:

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot ((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2)}$$

$$p = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (7.1)$$

Unter triaxialen Randbedingungen, bei denen die Horizontalspannungen ($\sigma_2 = \sigma_3$) gleich groß sind, vereinfacht sich Gleichung (7.1) entsprechend.

Sogenannte 'Zwei-Parameter - Modelle' sind die Modelle von *Drucker - Prager*, *Mohr - Coulomb* und *Lade - Duncan*. Das *Drucker - Prager* Modell ist ein *erweitertes von Mises* Modell, das undrainierte Untergrundbedingungen berücksichtigt. Die Fließfläche wird dadurch im Hauptspannungsraum kegelförmig, und die Fließkurve in der Deviatorebene mit einem Kreis (POTTS AND ZDRAVKOVIĆ, 1999) abgebildet. Das *Mohr - Coulomb* Modell beruht auf der Coulomb'schen Bruchbedingung (siehe Kapitel 2.2.1). Im Hauptspannungsraum wird die Fließfläche als unregelmäßiger, sechseckiger Kegel abgebildet (Bild 7.1 rechts). Mit dem Modell von *Lade - Duncan* können kohäsionslose Böden, unter Berücksichtigung einer gekrümmten Fließfläche simuliert werden.

Da das Verhalten von Böden noch weit aus komplexer ist, als in den bisher beschriebenen Stoffmodellen berücksichtigt, gibt es höherwertige Stoffgesetze die z.B. die Ver- und/oder Entfestigung und ein nichtlineares Materialverhalten mit berücksichtigen (siehe CHEN & BALADI, 1985). In den weiteren Erläuterungen wird nur auf die Modelle weiter eingegangen, welche u.a. im FE -Code PLAXIS implementiert und für die im folgenden vorgestellten Berechnungen verwendet wurden. Dies ist zum einen das bereits kurz angesprochene *Mohr - Coulomb* Modell und zum anderen das *Hardening Soil* Modell, welches neben

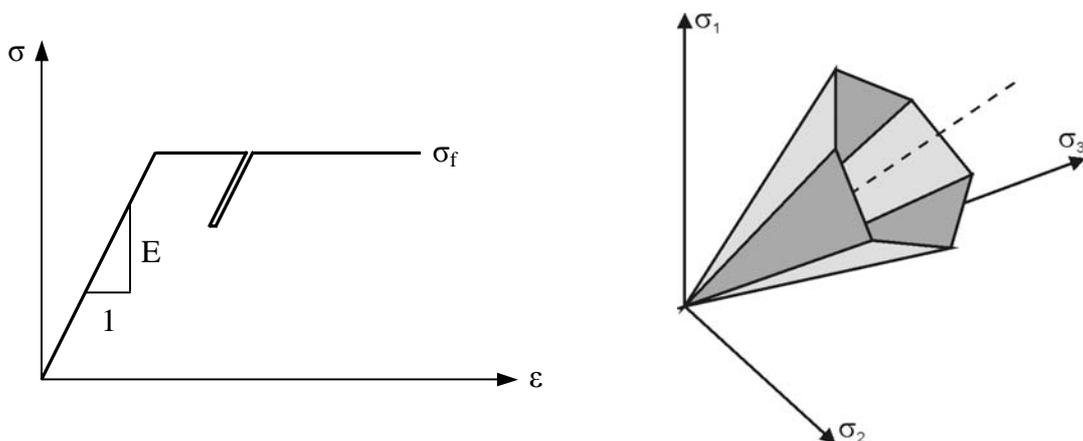


Bild 7.1 Grundlagen des linear elastisch, ideal plastischen MC - Modells (links) und Fließfläche des Modells (ohne Kohäsion) im Hauptspannungsraum (rechts)

der Berücksichtigung von isotroper Verfestigung und der Spannungsabhängigkeit der Steifigkeiten eine zweite Fließfläche besitzt.

7.1.1 Das Mohr - Coulomb Modell

Das bilineare Stoffgesetz nach *Mohr - Coulomb* (MC - Modell) wird in der Bodenmechanik am häufigsten verwendet. Wie bereits erwähnt liegt diesem ein linear elastisch, ideal plastisches Materialverhalten zugrunde. Bis zum Erreichen der Grenzspannung σ_f treten rein elastische Dehnungen nach dem *Hooke'schen* Gesetz (Gleichung (7.2)) auf.

$$\dot{\sigma} = \underline{D}^e \cdot \dot{\varepsilon}^e \quad (7.2)$$

Die elastische Stoffmatrix \underline{D}^e kann mit dem Elastizitätsmodul E und der Querdehnzahl ν beschrieben werden. Diese Abhängigkeit ist z.B. ausführlich in VOGT-BREYER (1999) dargestellt. In Bild 7.1 (links) ist zu erkennen, dass bei Ent- und Wiederbelastungsvorgängen die gleiche Steifigkeit wie bei Erstbelastungsvorgängen angesetzt wird. Zur Beschreibung von elasto - plastischem Materialverhalten werden die Dehnungen, sowie deren Raten, in elastische und plastische Anteile zerlegt.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad \dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p \quad (7.3)$$

Bei Erreichen der Grenzspannung σ_f beginnt das belastete Material zu fließen, d.h. die *Mohr - Coulomb'sche* Grenzbedingung (Gleichung (2.1)) ist erreicht und das Materialverhalten wird mit idealer Plastizität beschrieben. Die Fließfunktion f erreicht den Wert 0 und kann allgemein durch folgende Funktionen beschrieben werden:

$$\begin{aligned} f_1 &= \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3) \cdot \sin \varphi' - c' \cdot \cos \varphi' \leq 0 \\ f_2 &= \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1) + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_1) \cdot \sin \varphi' - c' \cdot \cos \varphi' \leq 0 \\ f_3 &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \cdot \sin \varphi' - c' \cdot \cos \varphi' \leq 0 \end{aligned} \quad (7.4)$$

Anhand von Fließregeln wird die Richtung der plastischen Dehnungsänderung bestimmt. In der klassischen Plastizitätstheorie sind die plastischen Dehnungsraten proportional zur Ableitung der Fließfunktion nach den Spannungen.

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad (7.5)$$

λ stellt einen Proportionalitätsfaktor dar, welcher im plastischen Zustand bei $f = 0$ bestimmt wird. Die plastische Dehnungsrate ist somit ein Vektor, welcher senkrecht auf der Fließfläche steht. Für nicht bindige Böden hat sich herausgestellt, dass die Annahme des assoziierten Fließens²³ zu große Volumendehnungen ergibt. Mit Hilfe des plastischen Po-

²³ Beim assoziierten Fließen ist der Dilatanzwinkel $\psi = 0$.

tentials g in Gleichung (7.6) wird die Richtung der plastischen Dehnungen unabhängig von der Fließfläche bestimmt. Wie zuvor die Fließfunktion, lässt sich das plastische Potential wiederum durch drei Funktionen darstellen.

$$\begin{aligned} g_1 &= \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3) \cdot \sin \psi \\ g_2 &= \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1) + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_1) \cdot \sin \psi \\ g_3 &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \cdot \sin \psi \end{aligned} \quad (7.6)$$

Die plastischen Dehnungsraten bei nicht assoziiertem Fließen ($\psi \neq 0$ und $f \neq g$) werden durch Gleichung (7.7) bestimmt.

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (7.7)$$

Eine ausführlichere Darlegung der im MC - Modell verwendeten Fließbedingungen ist bei VAN LANGEN, VERMEER (1990) sowie SMITH & GRIFFITH (1982) und die Implementierung in den FE - Code PLAXIS bei BRINGREVE, VERMEER (2001) dokumentiert.

7.1.2 Das *Hardening Soil* Modell

Aus Untersuchungen über den Zustand einzelner Bodenpartikel bei Belastung ist bekannt, dass bereits vor Erreichen der Bruchspannung plastische Verformungen auftreten. Um dieses Verhalten modellieren zu können sind nichtlineare Stoffgesetze notwendig. Auf Grundlage des bereits in Kapitel 3.1 erläuterten hyperbolischen Spannungs-Dehnungsansatzes von KONDNER & ZELASKO (1963) wurde das Hyperbolische Modell (DUNCAN & CHANG, 1970) entwickelt. Durch eine Weiterentwicklung von SCHANZ (1998) hinsichtlich der Verwendung der Plastizitätstheorie gegenüber der Elastizitätstheorie, der Berücksichtigung der Dilatanz sowie der Einführung einer sogenannten Kappe entstand das *Hardening Soil* Modell (HS - Modell). Mit dem entwickelten Stoffgesetz ist es möglich deviatorische und isotrope Belastungszustände zu unterscheiden. Hierbei wird Druck als positiv definiert.

Der Zusammenhang zwischen den vertikalen Dehnungen ε_1 und den deviatorischen Spannungen q wird im Triaxialversuch bei Erstbelastung im verwendeten Programm durch Gleichung (7.8) berücksichtigt.

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{q_a - q} \quad \text{mit} \quad q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (7.8)$$

q_a ist nach Bild 7.2 die asymptotische Deviatorspannung und wird anhand von Gleichung (7.9) definiert.

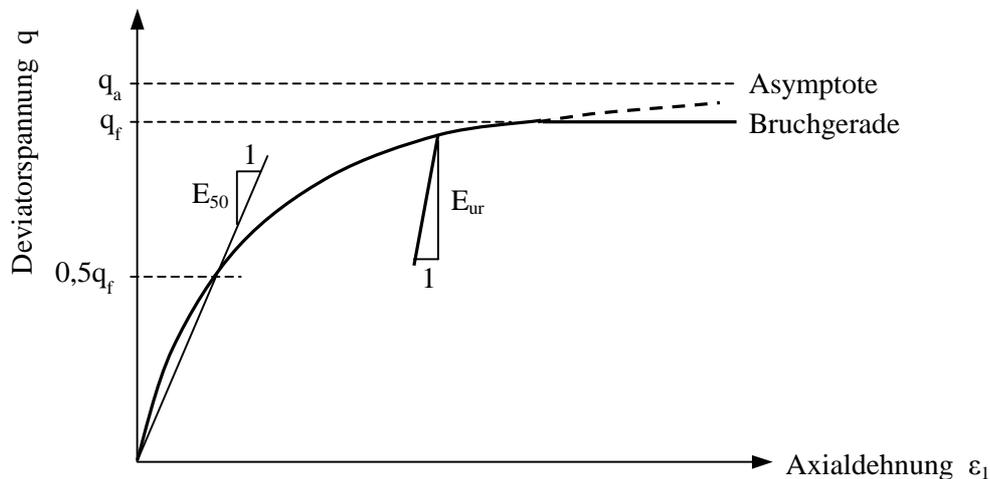


Bild 7.2 Hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung des HS - Modells für einen Triaxialversuch (drainiert)

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} = \frac{2 \cdot \sin \varphi'}{R_f \cdot (1 - \sin \varphi')} \cdot (c' \cdot \cot \varphi' + \sigma'_3) \quad \text{mit } R_f = 0,9 \quad (7.9)$$

R_f ist das Verhältnis zwischen der asymptotischen Deviatorspannung q_a und der maximalen Deviatorspannung q_f , wobei letztere der *Mohr - Coulomb'schen* Bruchspannung entspricht. Infolge empirischer Erkenntnisse wird R_f generell zu 0,9 gesetzt.

Die auftretenden Dehnungen sind von der Steifigkeit des Bodens abhängig. Da es experimentell sehr schwierig ist die Initialsteifigkeit E_i zu bestimmen wird hingegen eine Sekantensteifigkeit E_{50} bei 50 % der maximalen Bruchspannung q_f ermittelt (Bild 7.2).

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cot \varphi' + \sigma'_3}{c' \cdot \cot \varphi' + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad (7.10)$$

Zur Berücksichtigung der Spannungsabhängigkeit wurde der Exponent m eingeführt, der die Form der Hyperbel beeinflusst. Anhand von Versuchsergebnissen kann die Größenordnung des Parameters in Abhängigkeit von der Bodenart festgelegt werden. So wird für weiche Tone in der Regel ein Wert von $m = 1$ und für Sand im Bereich zwischen 0,35 und 0,65 eingesetzt (siehe MARCHER, 2003). Das vorhandene Spannungsniveau wird durch die Verwendung einer Referenzsteifigkeit E_{50}^{ref} , die bei einem Referenzdruck p^{ref} bestimmt wurde, berücksichtigt (OHDE, 1951). Als 'default' Wert ist in PLAXIS der Referenzdruck $p^{\text{ref}} = 100 \text{ kPa}$ gewählt.

Im Gegensatz zum MC - Modell wird zwischen einem Erst- und einem Ent- / Wiederbelastungszustand unterschieden. Der Ent- / Wiederbelastungsmodul E_{ur} wird dabei als rein elastischer Tangentenmodul nach dem *Hook'schen* Gesetz entsprechend Gleichung (7.11) berücksichtigt.

²⁴ Der Referenzdruck p^{ref} entspricht einem Seitendruck σ'_3 im Triaxialversuch.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cot \varphi' + \sigma'_3}{c' \cdot \cot \varphi' + p^{ref}} \right)^m \quad (7.11)$$

Aus Erfahrungswerten ist bekannt, dass die Wiederbelastungssteifigkeit im Vergleich zur Erstbelastungssteifigkeit um einen Faktor 3 - 5 größer ist.

Die auftretende mechanische Verfestigung wird im HS - Modell sowohl infolge Scherung, als auch infolge isotroper Belastung berücksichtigt. Dazu sind zwei Fließflächen implementiert, wie aus Bild 7.3 zu sehen ist. Die Fließfläche f^s infolge Scherung hat einen vom Exponenten m abhängigen, gekrümmten Verlauf (für $m = 1$ gerade) und ist nach oben durch die gerade verlaufende Grenzbedingung von *Mohr - Coulomb* begrenzt. Für Bedingungen im Triaxialversuch kann die Fließfunktion durch Gleichung (7.12) angegeben werden (SCHANZ et al., 1999).

$$f^s = \bar{f} - \gamma^p \quad \text{mit } \bar{f} = \frac{q_a}{E_{50}} \cdot \frac{q}{q_a - q} - \frac{2 \cdot q}{E_{ur}} \quad (7.12)$$

Die Fließregel infolge Scherung wird als nicht assoziiert angenommen. Für die plastische Volumenverzerrungsrate ergeben sich daraus folgende Beziehungen in Abhängigkeit zum mobilisierten Dilatanzwinkel ψ_m , wie er in diesem Modell berücksichtigt wird:

$$\dot{\epsilon}_v^p = \sin \psi_m \cdot \dot{\gamma}^p \quad (7.13)$$

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cs}}{1 - \sin \varphi_m \cdot \sin \varphi_{cs}} \quad (7.14)$$

Hierin sind φ_m der mobilisierte Reibungswinkel und φ_{cs} der Reibungswinkel im 'critical state' Zustand. Somit ergibt sich für eine geringe Mobilisierung der Reibung kontraktantes und für eine hohe Mobilisierung dilatantes Bodenverhalten. Bei voller Mobilisierung des Dilatanzwinkels im Bruchzustand, kann dieser mit Gleichung (7.15) in Abhängigkeit von den plastischen Volumen- und Axialdehnungsraten definiert werden.

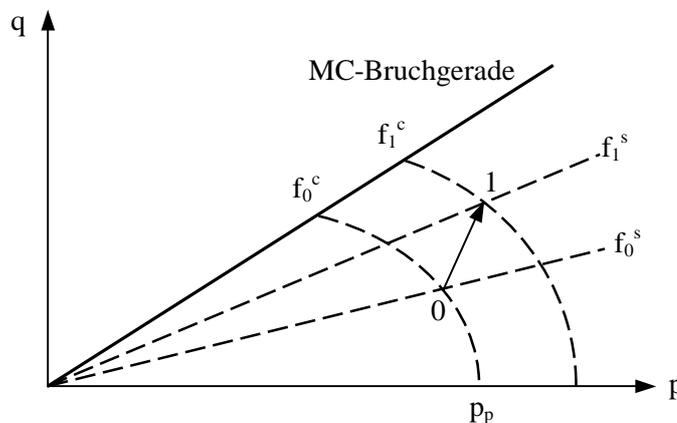


Bild 7.3 Fließfunktionen f^s und f^c des HS - Modells in der p q - Ebene für $m = 1$

²⁵ Im MC - Modell wird lediglich ein konstanter Dilatanzwinkel bei nicht assoziierter Fließregel berücksichtigt.

$$\sin \psi = \frac{\dot{\epsilon}_v^p}{-2\dot{\epsilon}_1^p + \dot{\epsilon}_v^p} \quad (7.15)$$

Damit die Dilatanz aber nicht unrealistisch groß wird, ist ein 'dilatancy cut-off', wie in BRINKGREVE, VERMEER (2001) ausführlich beschrieben, in das Stoffgesetz, bei Erreichen der maximalen Volumendehnung in der Scherzone, eingebaut.

Die plastischen Volumendehnungen, wie sie bei isotroper Belastung auftreten, können mit den bisher beschriebenen Formulierungen nicht realistisch erfasst werden. Daher wurde eine zweite (volumetrische) Fließfläche f^c eingeführt, um die elastische Zone in Richtung der p -Achse zu schließen (Bild 7.4). Nur durch die Verwendung einer solchen Kappe ist es möglich von einander unabhängige Steifigkeiten für Scherung und isotrope Belastung zu verwenden.

$$f^c = \frac{\bar{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \quad (7.16)$$

$$\text{mit } \bar{q} = \sigma'_1 + (\delta - 1) \cdot \sigma'_2 - \delta \cdot \sigma'_3 \quad \delta = \frac{3 + \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'}$$

Mit p_p wird die Konsolidierungsspannung bezeichnet. Mit dieser wird die Lage und die Größe der elliptischen Kappe gesteuert. Dabei ist die Ausgangslage von den Vorbelastungen des Bodens abhängig. Diese wird entweder über das Überkonsolidierungsverhältnis OCR²⁶ oder über den Vorbelastungsdruck POP²⁷ gesteuert (Details siehe BRINKGREVE, VERMEER, 2001). Der Faktor α ist ein interner Parameter und ist direkt vom Erdruchdruckbeiwert²⁸ K_0^{nc} bei normal konsolidierten Verhältnissen abhängig.

Die plastischen Volumendehnungen der Kappe, welche die isotrope Verfestigung steuern, werden durch Gleichung (7.17) beschrieben.

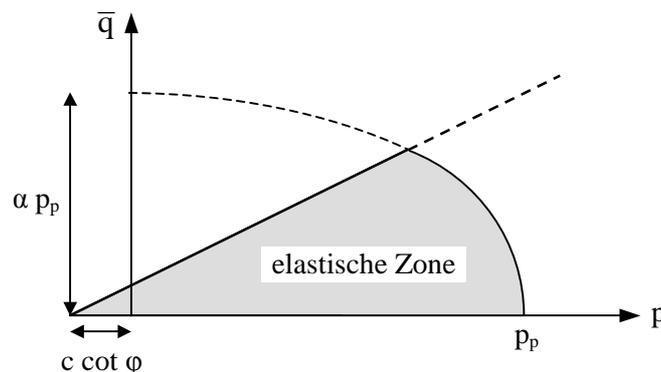


Bild 7.4 Elastische Zone und Fließflächen des *Hardening Soil* Modells im p q - Raum

²⁶ OCR = **O**ver**c**onsolidation **r**atio.

²⁷ POP = **P**re - **o**verburden **p**ressure.

²⁸ Nach *Jaky* ist $K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi'$.

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1-m} \cdot \left(\frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{1-m} \quad (7.17)$$

Wiederum als internen Parameter wird der Faktor β bezeichnet, der im direkten Zusammenhang mit dem Sekantensteifemodul E_{oed} aus dem Oedometerversuch steht.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cot \varphi' + \sigma'_1}{c' \cdot \cot \varphi' + p^{ref}} \right)^m \quad (7.18)$$

Aus Erfahrung ist bekannt, dass der Steifemodul E_{oed} und der Erstbelastungsmodul E_{50} für die Berechnungen generell als gleich groß gewählt werden können. Auf der Kappe wird mit einer assoziierten Fließregel gerechnet, so dass das plastische Potential der Fließfunktion entspricht.

7.2 Axialsymmetrische Grundbruchberechnungen

Aufgrund der in den Laborversuchen verwendeten Kreisplatte, wurden bei den zweidimensionalen Berechnungen axialsymmetrische Randbedingungen berücksichtigt. Bei Bruchlastberechnungen²⁹ wird nach VERMEER, VAN LANGEN (1989) und DE BORST (1982) empfohlen, Finite Elemente mit einem möglichst hohen Verschiebungsansatz zu verwenden. Im verwendeten Code sind dies Dreieckselemente mit 15 Verschiebungsknoten und 12 Gauß'schen Integrationspunkten. Diese Elemente haben einen kubischen Verschiebungsansatz.

In Bild 7.5 ist das für die 2D - Berechnungen verwendete FE - Netz dargestellt. Aufgrund der Rotationssymmetrie ist nur eine Hälfte der Geometrie zu modellieren. Das Modell hat eine Tiefe von 0,9 m und eine Breite von 1,2 m. Die Geometrie wurde in drei Schichten à

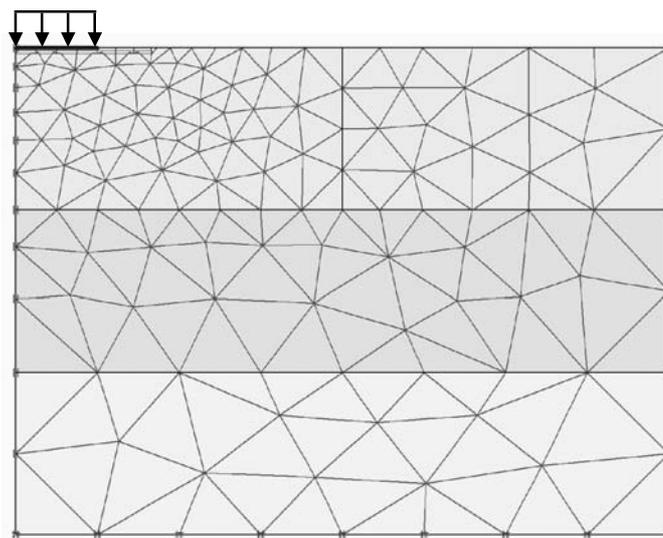


Bild 7.5 Axialsymmetrisches FE - Netz zur Nachrechnung der Laborversuche

²⁹ Berechnungen zur Bestimmung der Versagenslast des Untergrunds werden häufig auch als 'limit analysis' bezeichnet.

0,3 m unterteilt, um dem lagenweisen Einbau der Böden gerecht zu werden. Die seitlichen Ränder sind vertikal verschieblich und mit verhinderten Horizontalverschiebungen gelagert. Die Basis wurde mit unverschieblichen Randauflagerungen versehen. Die Lastplatte aus Stahl ($D = 0,3$ m) wurde als ein im Vergleich zum Untergrund sehr steifes Plattenelement eingefügt. Zur Vermeidung von unrealistisch großen, numerischen Spannungsspitzen am Rand der Lastplatte, wurde zwischen der Lastplatte und dem anstehenden Untergrund ein Kontaktelement (Interface) eingefügt, das über den Rand der Lastplatte hinausgeführt wurde (ca. $D/4$). Die Sohlreibung im Interface wurde mit 70 % des Bodenreibungswinkels angesetzt.

Tabelle 7.1 Verwendete Parameter bei den axialsymmetrischen Berechnungen auf Lösslehm und sehr dichtem Sand

Bodenparameter	Lösslehm LL I	Sand dicht IV		
		obere	mittlere	untere
γ [kN/m ³]	19,5	19,5	18,7	18,4
ϕ' [°]	25	45	43	40
c' [kPa]	18	5	5	5
ψ [°]	0	11	8	8
$E_{50}^{\text{ref}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [MPa]	95	125	100	75
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [MPa]	380	500	400	300
p^{ref} [kPa]	100	100	100	100
ν_{ur} [-]	0,2	0,2	0,2	0,2
m [-]	0,6	0,43	0,43	0,43
K_0^{nc} [-]	0,577	0,293	0,318	0,357
OCR [-]	5	4	4	4

Die Aufbringung der Lasten erfolgte lastgesteuert. Um eine möglichst hohe Genauigkeit bei den Berechnungen zu erzielen, wurde mit einem zulässigen Fehler³⁰ von 1 % gerechnet. Generell ist bei Grenzlastbetrachtungen anzuraten, von einer Iterationsprozedur mit der sogenannten 'arc - length - control' abzusehen. In Tabelle 7.1 sind die verwendeten Bodenparameter für je eine Berechnung auf Lösslehm (LL I) und sehr dicht gelagertem Sand (dicht IV) zusammengefasst.

7.2.1 Ausbreitung des plastischen Bereichs durch Belastung des Bodens

Mit zunehmender Belastung des Untergrunds ändert sich die Spannungsverteilung sowohl in der Sohlfläche des Fundaments, als auch in den umgebenden Bodenbereichen. Anhand

³⁰ Im verwendeten FE - Code gibt es ein toleriertes Fehlerniveau, welches erreicht werden muss, damit die Iterationsprozedur beendet werden kann. Dabei ist sowohl ein globales, als auch ein lokales Fehlerkriterium einzuhalten. Global muss im gesamte System und lokal in jedem Spannungspunkt Gleichgewicht herrschen.

einer numerischen Berechnung wird die Ausbreitung des plastizierten Bereichs in einem dicht gelagerten Boden gezeigt (siehe Bild 7.6). In diesem Berechnungsbeispiel wurde als Stoffgesetz das MC - Modell verwendet. Die Abbildungen a) bis c) stellen jeweils nur einen Ausschnitt der bei der Berechnung verwendeten Geometrie dar. So sind nur die oberen 0,5 m des Modells und eine Breite von einem Meter abgebildet.

Vor der Belastung befindet sich der ganze Untergrund im elastischen Zustand (nach Bild 7.4 in der elastischen Zone). Wird Last auf das Fundament aufgebracht, so geht der Boden an der Ecke des Fundaments aufgrund der Unstetigkeit an dieser Stelle beinahe sofort in einen plastischen Zustand über (Bild 7.6 a), d.h. dort ist das *Mohr - Coulomb'sche* Bruchkriterium erfüllt. Mit zunehmender Belastung breitet sich dieser Bereich mit gesteigerter Belastung weiter aus, wie in Bild 7.6 b) zu sehen ist, bis in Bild 7.6 c) Bruch auftritt. Unter der Voraussetzung, dass zwischen Fundament und Boden Reibung herrscht, wird das seitliche Ausweichen des Bodens verhindert und es bildet sich eine Grundbruchfigur wie sie von PRANDTL (1920) beschrieben wurde aus. Der Keil unter dem Fundament befindet sich im elastischen Zustand. Mit zunehmender Belastung bewegt er sich wie ein Teil des Fundaments und stellt die aktive *Rankine'sche Zone*³¹ dar. Der Zusatz '*aktiv*' wird verwendet, da hier ein aktiver Spannungszustand in Lastrichtung besteht (TERZAGHI / JELINEK, 1954). In Bild 2.2 a) ist dies der mit I bezeichnete Bereich.

Die Bereiche II und III sind beim auftretenden Bruch voll plastiziert. Durch die zunehmende Belastung vergrößert sich der plastische Bereich unter dem Fundament (KÉZDI, 1970), was eine Änderung der Hauptspannungsrichtungen im Boden erzeugt. Die seitliche Verschiebung des die Gründung umgebenden Bodens ist markant. Vom Randpunkt des Fundaments zur Spitze des aktiven Erdkeils bildet sich eine Gleitfläche aus. Die Neigung dieser Gleitfläche ist nicht hundertprozentig bekannt. Nach dem (statischen) Ansatz von *Coulomb*, welcher eine obere Grenze darstellt, beträgt dieser Winkel in der aktiven Zone gegenüber der Horizontalen

$$\theta_a = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2}, \quad (7.19)$$

und ist unabhängig von Verformungen und nur vom jeweils mobilisierten Reibungswinkel abhängig. Dahingegen ist die untere Grenze, die kinematische Lösung nach ROSCOE (1970), mit

$$\theta_a = 45^\circ + \frac{\psi}{2} \quad (7.20)$$

bestimmt. Ein weiterer Ansatz zur Bestimmung der Gleitfugenneigung für dilatante Böden ($\psi \neq 0^\circ$) wird mit Gleichung (7.21) nach ARTHUR et al. (1977)

$$\theta_a = 45^\circ + \frac{\varphi'}{4} + \frac{\psi}{4} \quad (7.21)$$

gegeben.

³¹ William J.M. RANKINE, 1820 - 1872, Mitbegründer der '*Erddrucktheorie*'.

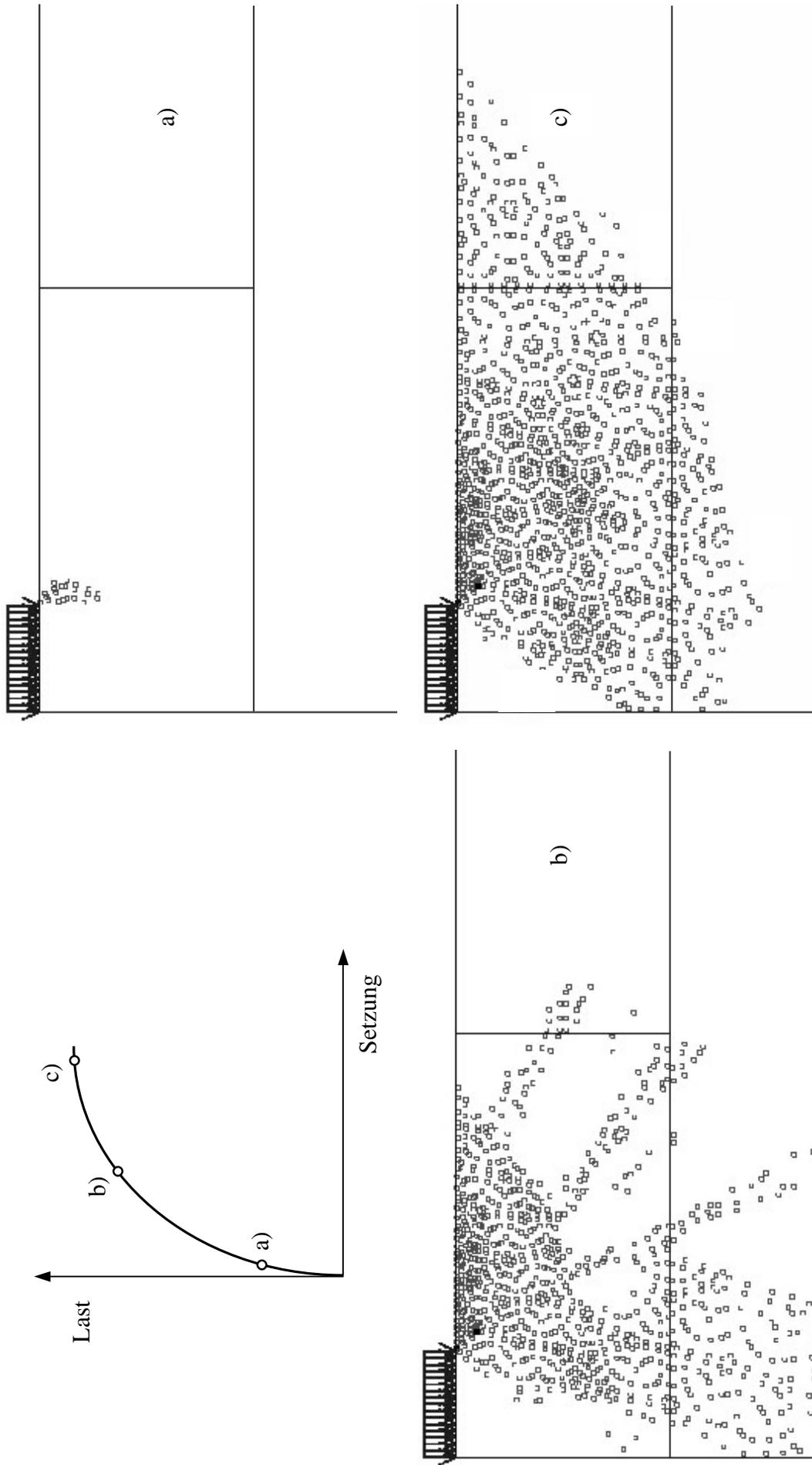


Bild 7.6 Entwicklung des plastischen Bereichs unter einem Fundament bei Belastung bis zum Versagen des Untergrunds

Diese Ergebnisse wurden sowohl experimentell (z.B. von ARTHUR et al., 1977 und ALSHIBLI, STURE, 2000), als auch mit theoretischen Herleitungen (z.B. von VARDOULAKIS, 1980 und VERMEER, 1982) nachgewiesen. Die Realität wird in Abhängigkeit von den vorhandenen Randbedingungen irgendwo zwischen der oberen und unteren Grenze liegen und kann nach Meinung des Verfassers mit dem Ansatz von ARTHUR et al. (1977) doch recht gut bestimmt werden. Dies belegen einerseits die aus Bild 7.6 c) ermittelte Neigung von $\theta_a = 59^\circ$ und andererseits die in Bild 7.7 dargestellten inkrementellen Scherdehnungen, wodurch die beim Bruch vorhandenen Scherfugen visualisiert werden. Mit dem Ansatz nach Arthur et al. wäre ein Neigungswinkel von

$$\theta_a = 45^\circ + \frac{45^\circ}{4} + \frac{11^\circ}{4} = 59^\circ$$

zu erwarten.

Die an das Fundament anschließenden Erdmassen werden durch die Belastung des Fundaments nach oben bewegt. In den seitlichen Erdmassen (in Bild 2.2 a) als Zone II bezeichnet) bilden sich gekrümmte Gleitflächen aus, die sich anhand von logarithmischen Spiralen beschreiben lassen. Beim Übergang in Zone III, die 'passive' Rankine'sche Zone, geht die Krümmung der Gleitfläche im Extremfall bis auf eine Neigung von

$$\theta_p = 90^\circ - \theta_a \quad (7.22)$$

zurück. In diesem 'passiven' Bereich sind die horizontalen Spannungen aufgrund der Erd-drucktheorie deutlich größer als die vertikalen. Aus den Bildern 7.6 c) und 7.7 lässt sich ein Gleitflächenwinkel $\theta_p = 40^\circ$ bestimmen. Dieser Winkel entspricht dem Ergebnis des kinematischen Ansatzes nach Roscoe.

Die Form der Gleitflächen hängt somit einerseits sehr stark vom Reibungswinkel φ' des anstehenden Bodens und andererseits vom Dilatanzwinkel ψ ab. Die Verschiebung der einzelnen Bereiche der Bruchfigur gegeneinander ist, in Abhängigkeit von den Lagerungsbedingungen, annähernd als Starrkörperverschiebung zu verstehen.



Bild 7.7 Inkrementelle Scherdehnungen zur Visualisierung der Scherfuge bei eintretendem Bruch

7.2.2 Ergebnisse der Berechnungen der Lösslehmversuche

Aufgrund der sehr geringen Schwankungen der Einbauparameter des Lösslehms konnte auf eine Variation in Schichten verzichtet werden. Die Zunahme der Steifigkeiten mit der Tiefe werden beim HS - Modell, wie bereits beschrieben, automatisch berücksichtigt. Werte für den Reibungswinkel, die Kohäsion sowie die Dilatanz wurden an die Ergebnisse aus Triaxialversuchen von RILLING (1994) angelehnt. Der Oedometermodul $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ und der Sekantenmodul E_{50}^{ref} konnten zu 95 MPa ermittelt werden. Der Ent- / Wiederbelastungsmodul $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ wurde nach Erfahrungswerten 4 mal so groß wie die beiden anderen Steifigkeiten gewählt. Bei den hier durchgeführten Berechnungen handelt es sich um ein reines Belastungsproblem, so dass der Ent- / Wiederbelastungsmodul nur im elastischen Bereich wirksam wird. Die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeiten liegt bei diesem Boden bei $m = 0,6$ und die im *Hardening Soil* Modell von der Ent- / Wiederbelastung abhängige Querdehnung ist zu $v_{\text{ur}} = 0,2$ bestimmt worden.

Zum Vergleich der Ergebnisse aus numerischen Berechnungen wurden sie in Bild 7.8 den Versuchskurven aus den Experimenten (LL I/1 und LL I/2) gegenüber gestellt. Die numerisch ermittelte Kurve hat bis zum Erreichen der Grenzlast einen fast identischen Verlauf. Ein weiteres Ansteigen der Last nach Erreichen der Grenzlast ist bei den numerischen Simulationen aufgrund des verwendeten Stoffgesetzes nicht möglich. Wie gezeigt wird, kann auch mit numerischen Berechnungen der in Kapitel 3.1 eingeführte hyperbolische Ansatz zur Beschreibung des Last-Setzungsverhaltens eines Bodens verifiziert werden. Zur Verdeutlichung sind die selben Kurven in Bild 7.9 in transformierter hyperbolischer Darstellung abgebildet. Angesichts der im Stoffgesetz implementierten hyperbolischen Spannungs-Dehnungsbeziehung ist es kaum verwunderlich, dass die mit dem HS - Modell erzielte Kurve diesen Verlauf gut widerspiegelt.

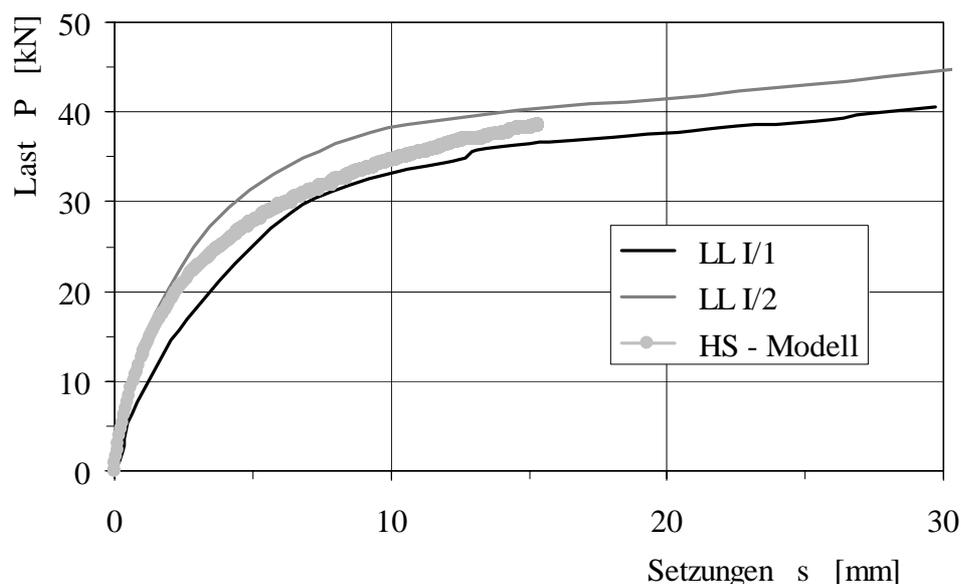


Bild 7.8 Vergleich der Ergebnisse aus Experiment und numerischer Simulation am Beispiel von Versuchen an Lösslehm

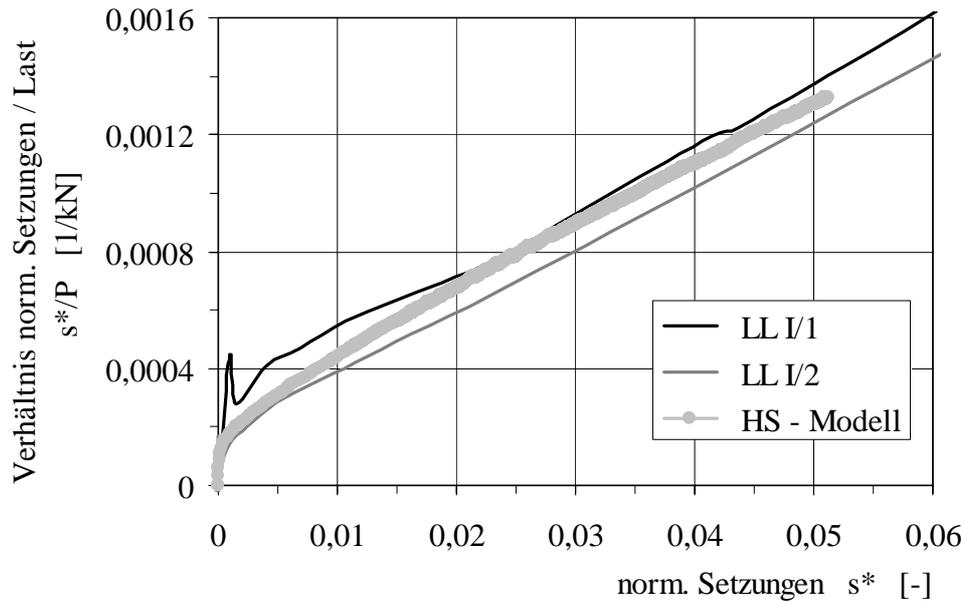


Bild 7.9 Arbeitslinien aus numerischer Berechnung und Versuch in transformierter hyperbolischer Darstellung

Neben gleich verlaufenden Arbeitslinien tritt bei den numerischen Berechnungen auch das selbe Bruchbild auf. Die Belastung des Untergrunds bewirkt eine Verdichtung der anstehenden Bodenschichten. Infolge dieser Verdichtung, von grundsätzlich nicht sehr dicht gelagerten Böden, treten große Setzungen auf und es entsteht ein reiner Verformungsbruch (Kapitel 2.2.2). In Bild 7.10 sind die totalen Verformungen des numerischen Modells dargestellt. Im Vergleich zu den Versagensbildern der Experimente auf Lösslehm, und analog für locker gelagerten Sand (siehe Anhang B), sind die Ergebnisse der Simulation praktisch identisch. Nur unterhalb der Lasteinleitungsfläche treten Verformungen auf, welche sich nicht bis an die Oberfläche des Modells ausbreiten.

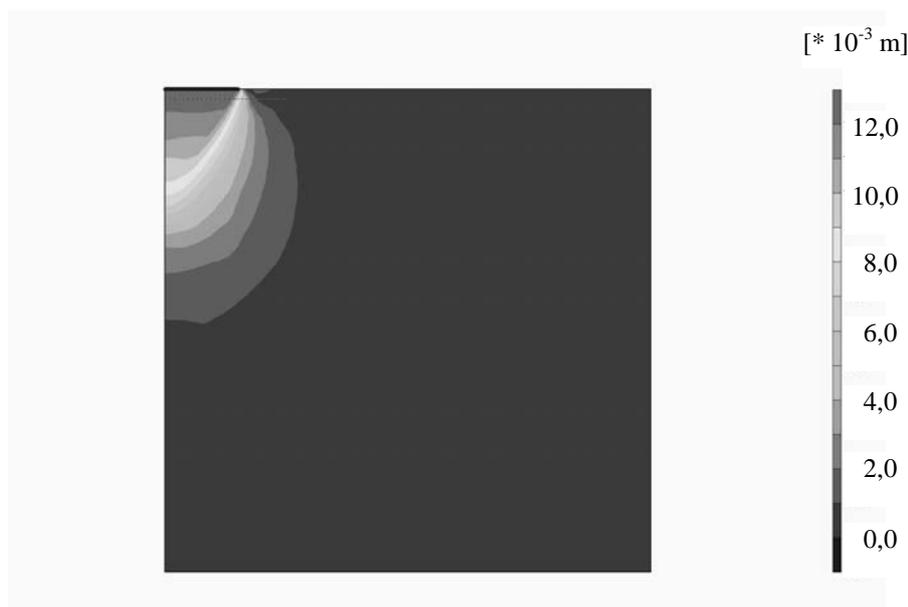


Bild 7.10 Totale Verformungen aus der Simulation der Versuche auf Lösslehm

7.2.3 Ergebnisse der Berechnungen der dicht gelagerten Sandversuche

Die benötigten Parameter für die Scherfestigkeit wurden durch Rückrechnung anhand der bestehenden Korrelation zwischen Porenzahl e_0 und Reibungswinkel φ' des Bodens (Gleichung (3.10)) sowie der Grundbruchgleichung (2.3) ermittelt und in Tabelle 7.1 angegeben. Die Steifigkeiten wurden durch Erfahrungswerte für sehr dicht gelagerte Sande bestimmt. Diese wurden wiederum auf eine Referenzspannung von $p^{\text{ref}} = 100 \text{ kPa}$ bezogen. Dilatantes Verhalten wurde bei dem verwendeten Sand beobachtet, und in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte wurden Dilatanzwinkel ψ von 11 bzw. 8° berücksichtigt. Mit $m = 0,43$ wurde eine relativ geringe Abhängigkeit der Steifigkeit vom Spannungszustand festgestellt. Die eingeprägte Vorbelastungsspannung ist aufgrund der hohen Verdichtungsarbeit zu $\text{OCR} = 4$ festgelegt worden.

Bei der Betrachtung der Arbeitslinien in Bild 7.11 wird deutlich, dass die Kurve aus den numerischen Berechnungen bis zum Erreichen der Bruchlast des Untergrundes die Versuchsergebnisse sehr gut widerspiegelt. Nachdem die Tragfähigkeit des Sandes überschritten wurde, sind bei den Experimenten die aufnehmbaren Kräfte stark abgefallen. Diese sogenannte 'Entfestigung' des Bodens kann mit dem hier verwendeten Stoffgesetz nicht nachgebildet werden. Jedoch wird ein deutlich zu erkennendes Lastplateau erreicht.

Wie auch schon bei den Ergebnissen auf Lösslehm bzw. auf locker gelagertem Sand stimmen die numerischen Berechnungen mit den Versuchsergebnissen bei Betrachtung der totalen Verformungen sehr gut überein (Bild 7.12). Bis zum Erreichen der Bruchlast tritt eine weitere Verdichtung des bereits dicht gelagerten Bodens auf. Beim Erreichen der maximalen Scherfestigkeit bildet sich eine Scherzone aus, entlang derer der darüber liegende Boden nach oben abgleitet. Eine solche Scherfuge trat sowohl im Versuch, als

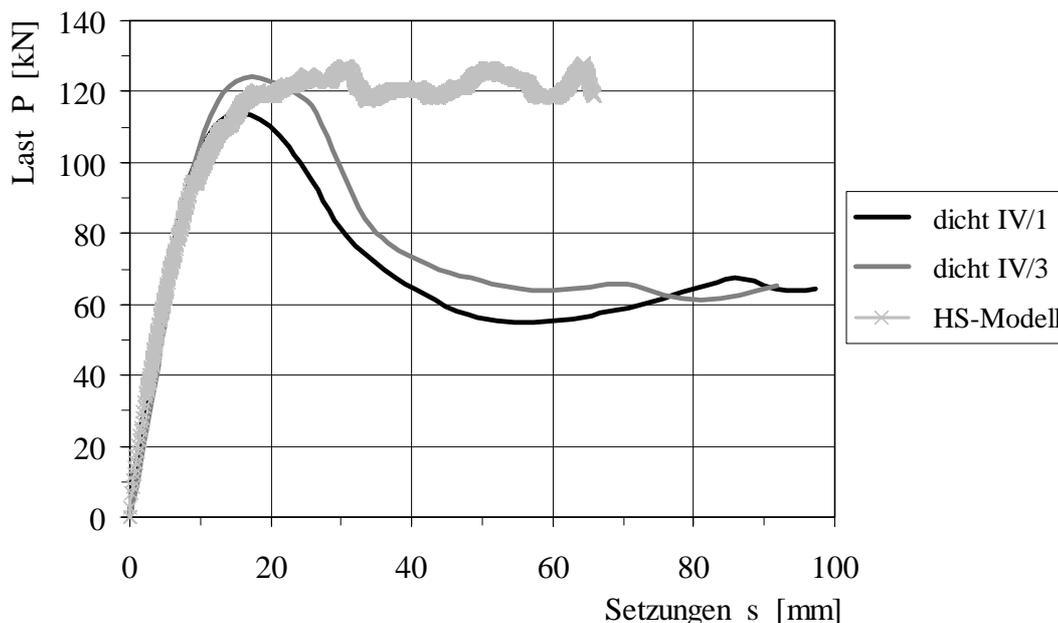


Bild 7.11 Arbeitslinien aus Experiment und numerischer Berechnung auf sehr dicht gelagertem Sand am Beispiel der Messserie IV

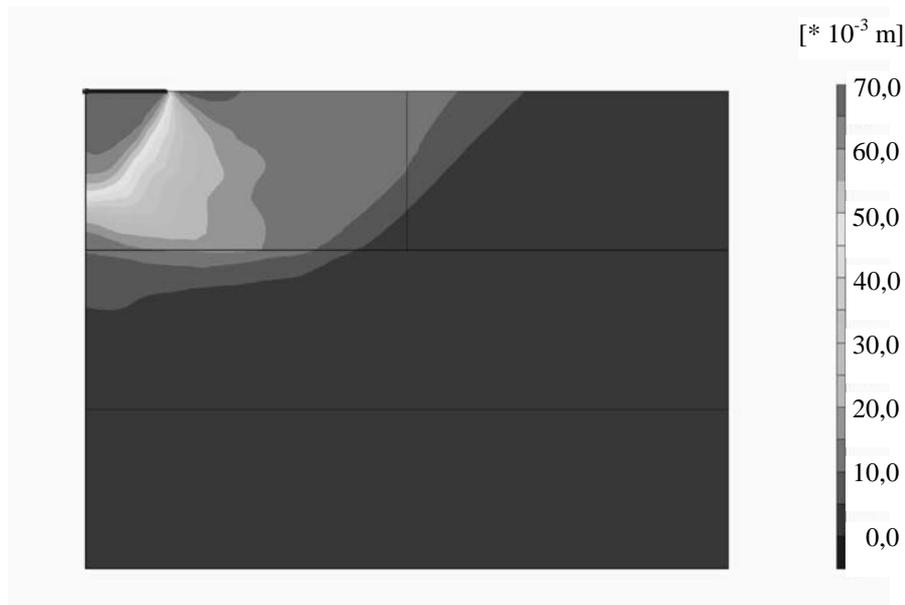


Bild 7.12 Totale Verformungen im Untergrund bei Auftreten des Bruches auf sehr dicht gelagertem Sand am Beispiel der Simulation von Messserie dicht IV

auch bei der FE - Simulation im Abstand von etwa dem doppelten Lastplattendurchmesser an der Oberfläche aus (Bild 7.12). Die Scherzone reicht bis in eine Tiefe von etwa 0,45 m, dies entspricht dem 1,5 - fachen des Plattendurchmessers. Diese Ergebnisse decken sich mit eigenen Erfahrungen und den Ergebnissen von Versuchen aus der Literatur.

7.3 Räumliche FE - Berechnungen

Die Simulation eines Hohlrums im Untergrund unter einer kreisförmigen Lastplatte ist weder ein axialsymmetrisches, noch ein ebenes Verformungsproblem, sondern es handelt sich um einen wirklichen dreidimensionalen Spannungszustand. Es bietet sich daher an, räumliche (dreidimensionale) Berechnungen durch zu führen. Mit der Programmversion PLAXIS 3D - Tunnel sind solche Berechnungen möglich. Dabei sind jedoch nur rechtwinklige Lasteinleitungsflächen modellierbar. Um den Rechenaufwand überschaubar zu halten (Anzahl der Elemente), wurde die im Versuch verwendete Kreisplatte durch ein flächengleiches Quadrat ersetzt. Die Lastplatte wurde wiederum durch ein entsprechendes Plattenelement modelliert. Weiter konnte das Modell aufgrund zweier Symmetrieachsen auf ein Viertel, wie in Bild 7.13 dargestellt, reduziert werden.

Das generierte Modell besitzt im Grundriss die Abmessungen 1,2 x 1,2 m und ist 0,9 m tief. Im verwendeten FE - Code wird das räumliche Modell aus einer zweidimensionalen Ansicht (x, y - Ebene) in die dritte Ebene (z - Ebene) extrudiert. In die z - Ebene kann das Modell durch verschieden dicke Ebenen beliebig fein generiert werden. Im Gegensatz zu den Dreieckselementen im 2D - Programm, werden im 3D - Tunnelprogramm dreieckförmige Prismenelemente mit 15 Verschiebungsknoten und 12 *Gauß*'schen Integrationspunkten verwendet. Die Handhabung dieser Elemente und die Netzgenerierung ist in BRINKGREVE, VERMEER (2001) beschrieben.

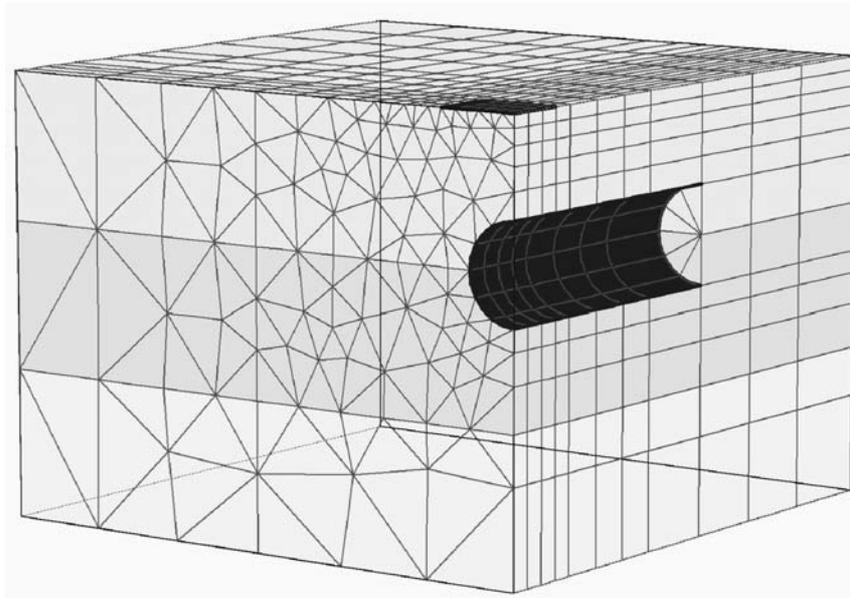


Bild 7.13 3D - FE Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit des Untergrunds mit einem durch ein PVC-Rohr simulierten Hohlraum

Tabelle 7.2 Scherparameter für die räumlichen Berechnungen der Hohlraumversuche mit dem MC - Modell

Parameter	oben	mitte	unten
γ [kN/m ³]	18,9	18,8	18,5
φ' [°]	44	42	41
c' [kPa]	2	2	2
ψ [°]	8	6	5
E [MPa]	45	40	38
ν [-]	0,33	0,33	0,33
K_0 [-]	0,305	0,331	0,344
OCR [-]	4	4	4

Aufgrund des komplexeren Berechnungsaufwandes wurde für die Analyse der Messungen mit Hohlräumen im Untergrund das einfachere *Mohr - Coulomb* Modell verwendet. Die Parameter für die einzelnen Schichten sind in Tabelle 7.2 angegeben und wurden wie bei den anderen Berechnungen aus Rückrechnung bzw. aus Korrelationen (φ' , c' und ψ) und Erfahrungswerten (E, ν) bestimmt.

Das eingebaute PVC - Rohr mit einem Durchmesser von 200 mm und einer Länge von etwa 100 cm wurde durch ein Plattenelement unter Annahme reiner Elastoplastizität modelliert. Zur Berechnung solcher Plattenelemente verwendet das Programm dabei die Balkentheorie nach *Mindlin* (BATHE, 1982). Dazu werden die elastischen Steifigkeiten des Rohres durch die Normalsteifigkeit $EA = 9.200 \text{ kN/m}$ und die Biegesteifigkeit $EI = 22,7 \text{ kNm}^2/\text{m}$ bestimmt. Zur Begrenzung der Tragfähigkeit, d.h. zur Bestimmung jener Belastung, ab welcher irreversible plastische Verformungen auftreten, wird das maximale Biegemoment M_p und die aufnehmbare Normalkraft N_p angegeben. Im hier beschriebenen Fall

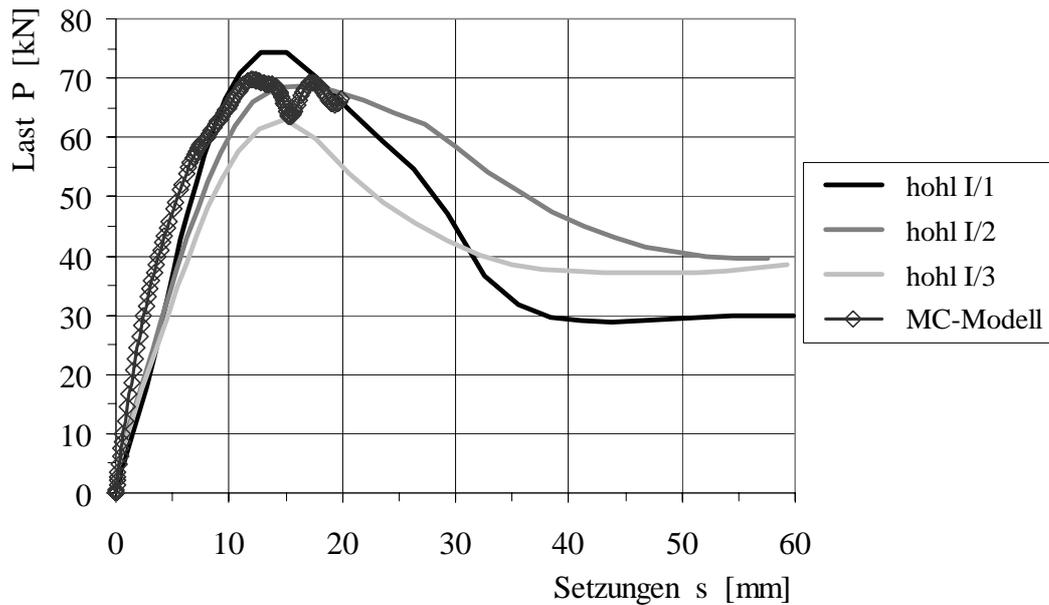


Bild 7.14 Last-Setzungsverläufe der Messungen und der 3D Berechnung mit einem simulierten Hohlraum im Untergrund auf sehr dicht gelagertem Sand

sind das für $M_p = 1,5 \text{ kNm/m}$ und für $N_p = 30,2 \text{ kN/m}$. Eine ausführliche Beschreibung mit dem Umgang des Plastizierens von Platten in PLAXIS wird im Benutzerhandbuch des Programms gegeben.

Wie bei den vorhergehenden Berechnungen ist auch hier eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen aus Versuch und der numerischen Berechnung zu erkennen (Bild 7.14). Der Anstieg der Last-Setzungskurve ist bei den Berechnungen zwar zu Beginn etwas zu steil, jedoch wird die Anfangssteifigkeit gut getroffen und im Bruchzustand das selbe Lastniveau erreicht.

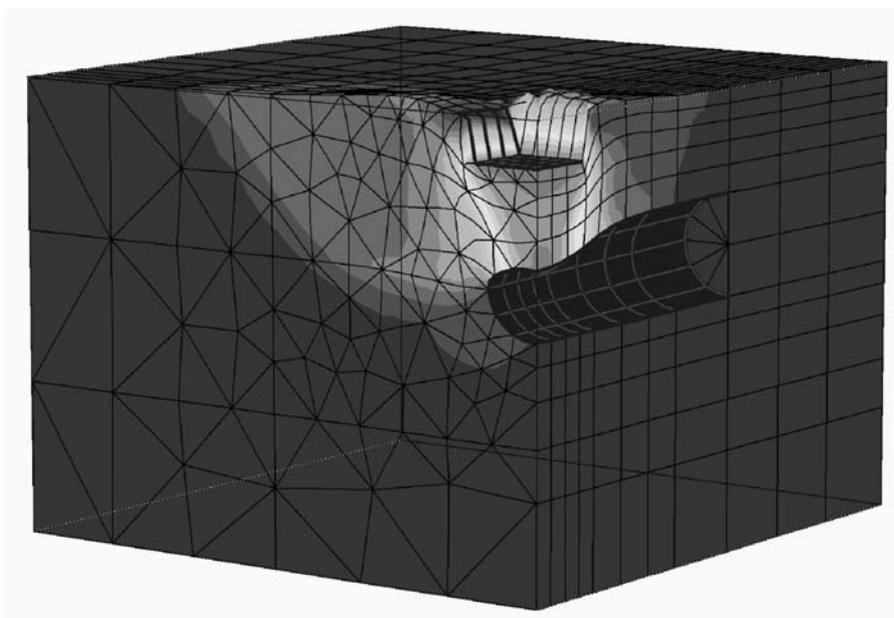


Bild 7.15 Bruchkörper im 3D - Modell, dargestellt durch die totalen inkrementellen Verschiebungen im letzten Berechnungsschritt

Des Weiteren kann bei Betrachtung der inkrementellen Verschiebungen aus dem letzten Lastschritt der auftretende dreidimensionale Bruchkörper, wie in Bild 7.15 dargestellt, erzielt werden. Die Ausdehnung der Bruchfigur ist in Querrichtung zum Rohr ausgeprägter als in Längsrichtung. Auch dieses Phänomen ist bei den Experimenten zu sehen und wurde schon in Bild 5.9 (links) gezeigt. Dieses Ergebnis deckt sich somit mit den Erkenntnissen aus den Versuchen.

7.4 Numerische Betrachtung eines Kranunfalls

Neben den numerischen Berechnungen der eigenen Laborversuche wurden auch Betrachtungen hinsichtlich eines Kranunfalls (siehe Bild 7.16), welcher sich zum Zeitpunkt der vorgestellten Forschungen ereignete, durchgeführt. Durch einen der Maschinenhersteller aus dem projektbegleitenden Arbeitskreis wurde dieser Unfall aus dem Ausland, bei dem durch Versagen des Untergrunds ein Kran umstürzte, bekannt. Die Frage, inwiefern das Versagen hätte vorhergesagt werden können lag auf der Hand. Wie sich bei den nachfolgenden Untersuchungen herausstellte, hat sich bis in eine Tiefe von 0,4 m unter der Fahrbahnoberkante ein Hohlraum gebildet, über dem die Maschine mit einem Stützbein abgestützt wurde. Der Hohlraum hat sich infolge der Auswaschungen einer defekten Wasserleitung unterhalb der Fahrbahn, welche aus einer ca. 0,2 m dicken Asphaltsschicht bestand, gebildet. Das Fahrzeug wurde auf Kanthölzern in einer Breite von 0,6 m mit einer Länge von jeweils ca. 1,2 Metern abgestützt.

Leider gab es weder zu den Parametern des Untergrunds noch über die Abmessungen des Hohlraums detaillierte Angaben. Die Darstellung der Problemgeometrie in Bild 7.17 stellt somit nur eine Annahme über die Form des entstandenen Hohlraumes dar. Somit wurden Erfahrungswerte für die Bodenkennwerte herangezogen und lediglich eine Parameterstudie



Bild 7.16 In Hohlraum eingebrochenes Stützbein

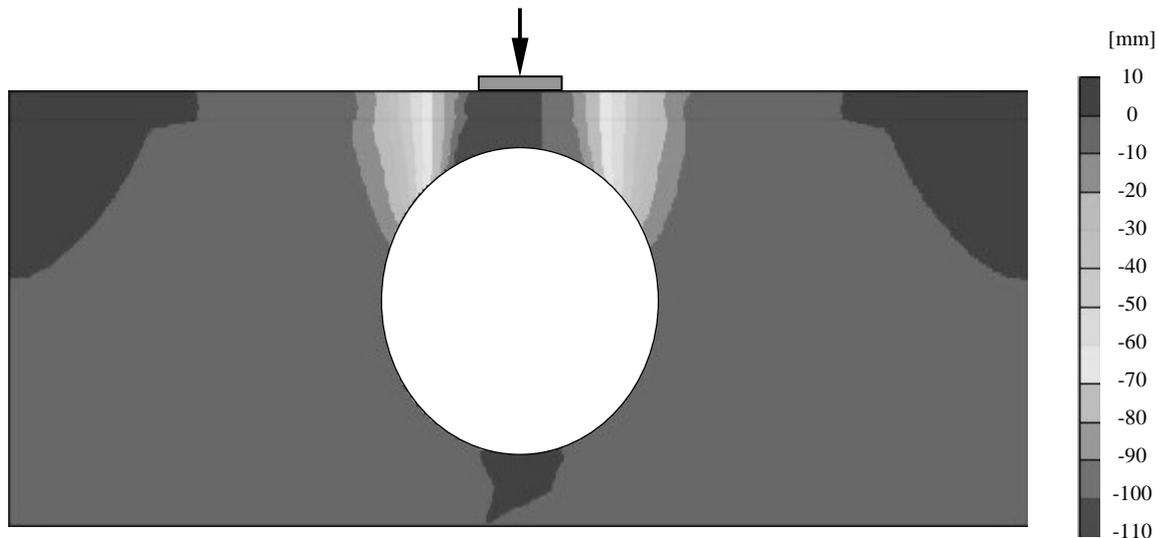


Bild 7.17 Schattierungen der vertikalen Verschiebungen nach dem letzten Berechnungsschritt bei Versagen des Hohlraums

hinsichtlich der Steifigkeit³² des Untergrunds durchgeführt, um zumindest eine qualitative Aussage über eine mögliche Unfallvorhersage machen zu können. Die verwendeten Bodenkennwerte und der Streubereich der variierenden Steifigkeiten des Asphalts und des anstehenden bindigen Materials sind in Tabelle 7.3 angegeben. Das verwendete Stoffgesetz für die Berechnungen ist das *Mohr - Coulomb* Modell.

Tabelle 7.3 Kennwerte für die Parameterstudie eines Kranunfalls mit dem MC - Modell

Parameter	Asphalt	bindiger Boden mit Hohlraum
γ [kN/m ³]	23	17
φ' [°]	0	30
c' [kPa]	1000	40
E [MPa]	500 - 1000	10 - 40
ν [-]	0,49	0,3

In Bild 7.17 sind die vertikalen Verschiebungen nach dem letzten Berechnungsschritt bei Versagen des Hohlraums als Schattierungen aufgetragen. Es ist zu erkennen, dass selbst in der numerischen Berechnung die Verschiebungen fast ausschließlich im Lasteinleitungsbereich auftreten. Ein Durchstanzen der Aufstandsfläche tritt als Versagensbild auf. Wie aus Bild 7.18, in dem die Arbeitslinien der numerischen Berechnungen dargestellt sind, hervorgeht, ist die Tragfähigkeit des ungestörten Untergrunds um ein Vielfaches größer, als beim Aufstellen eines Stützbeins über dem Hohlraum.

Die Aufstelllast des Krans ist in diesem Fall bekannt und betrug etwa 150 kN. Bei genauer Betrachtung der bis dahin aufgetretenen Setzungen in Bild 7.18 lässt sich feststellen, dass

³² Anhand der Steifigkeiten wird die Größe der auftretenden Setzungen bei der Belastung des Bodens bis zum Versagen beeinflusst.

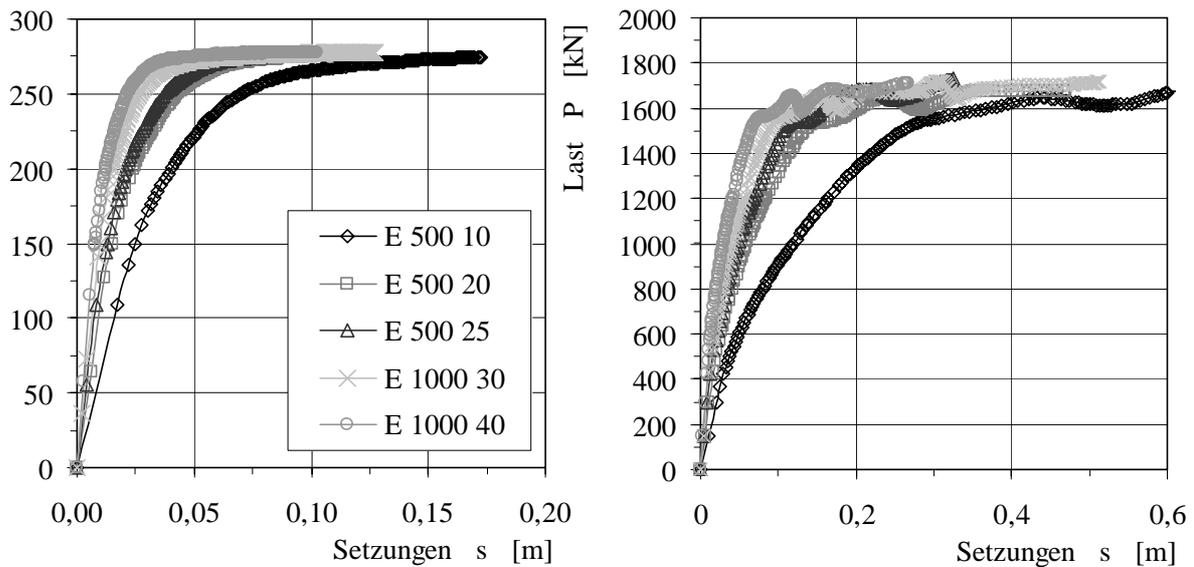


Bild 7.18 Arbeitslinien der Berechnungen mit Hohlraum (links) und ohne Hohlraum (rechts) infolge Variation der Steifigkeiten der Bodenschichten

die Setzungen bei ungestörten Untergrundbedingungen nach dem Aufstellen etwa um den Faktor 1,5 bis 3 kleiner sind, als am Stützbein über dem Hohlraum. Die Größe der Abweichung ist somit auch bei diesem relativ spröden Versagen des Systems von den vorhandenen Steifigkeiten abhängig.

Aufgrund der erfassten Differenzsetzung des Stützbeins über dem Hohlraum im Vergleich zu den anderen Stützbeinen, hätte mindestens eine Warnung an den betroffenen Maschinenführer ausgegeben werden müssen. Inwiefern wirklich ein Versagen des Untergrundes hätte vorausgesagt werden können, ist reine Spekulation.

7.5 Numerische Beurteilung des Bruchverhaltens von Böschungen

Böschungen haben einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf das Last-Setzungsverhalten von Flachfundamenten. Grundlage dieser numerischen Studie sind Grundbruch- und Böschungsbruchversuche an Streifenfundamenten, welche von RILLING (1994) in einem Steinbruch in der Nähe von Heilbronn erstellt wurden. An diesen Versuchsergebnissen wurden die für die numerischen Betrachtungen mit dem *Mohr - Coulomb* Modell notwendigen Parameter kalibriert und in Tabelle 7.4 aufgelistet.

Die Böschungsberechnungen wurden anhand von einem 2D - Modell als ebenes Verformungsproblem (plane strain) betrachtet. Neben der Variation der Böschungsneigung β von 0° bis 90° (senkrechte Böschung) wurde der Einfluss des Lastabstands zur Böschung sowie der Einfluss der Fundamentbreite untersucht. Die betrachtete Böschung hatte, außer im Fall mit einer Böschungsneigung von 0° , eine Höhe von $h = 2$ m. Abgesehen von der Parameterstudie zum Einfluss der Fundamentbreite wurde ein Fundament mit einer Breite von $b = 0,4$ m verwendet.

Tabelle 7.4 Parameter des MC - Modells für die Studie des Einflusses von Böschungen im Lasteinleitungsbereich von Oberflächenfundamenten

Parameter	Lösslehm
γ [kN/m ³]	19
φ' [°]	25
c' [kPa]	29
E [MPa]	15
ν [-]	0,33

In Bild 7.19 a) sind die Sohlpressungen p über den Setzungen s dargestellt. Der Lastachsenabstand des Fundaments beträgt 0,6 m von der Böschungskante³³. Im Fall von 0° Böschungsneigung wird das Grundbruchproblem betrachtet. Hier können bis zum Auftreten des Grundbruchs die größten Lasten, aber auch die größten Verformungen aufgenommen werden. Das Bruchverhalten wird mit zunehmender Steilheit der Böschung immer spröder und die beim Bruch auftretenden Setzungen werden immer geringer. So tritt z.B. bei $\beta = 40^\circ$ der Bruch bei $p = 400$ kPa und etwa $s = 50$ mm auf; bei $\beta = 90^\circ$ hingegen bereits bei $p = 140$ kPa und $s = 13$ mm.

Das Anfangsverhalten scheint in dieser Darstellung für alle Zustände praktisch identisch zu sein. Bei ganz genauer Betrachtung ist dies jedoch nicht der Fall. Je steiler die Böschung ist, desto flacher verläuft die Arbeitslinie im Anfangsbereich. Unter Berücksichtigung, dass beim Aufstellen der einzelnen Stützbeine einer mobilen Baumaschinen eine nicht unerheb-

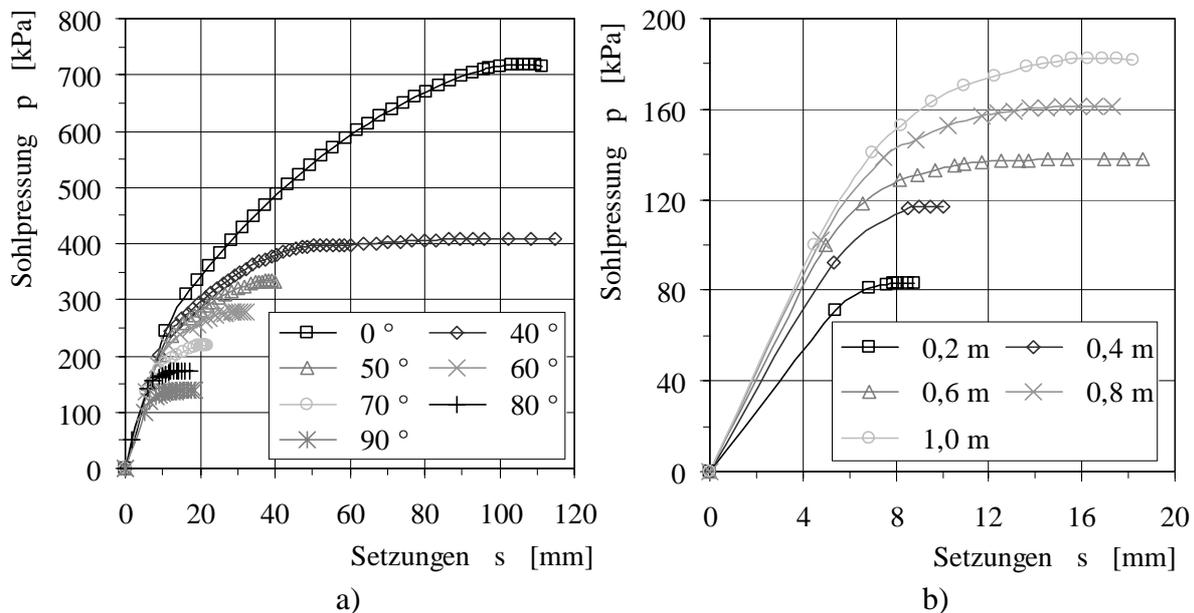


Bild 7.19 Arbeitslinien bis zum Versagen einer Böschung im Lasteinleitungsbereich eines Fundaments in Abhängigkeit von
a) der Böschungsneigung b) des Lastachsenabstands bei $\beta = 90^\circ$

³³ Das Verhältnis zwischen Fundamentbreite b und dem Abstand der Fundamentvorderkante zur Böschungskante a' liegt bei $b/a' = 1$.

liche Last auf den Untergrund wirkt, wird es sicherlich möglich sein, Unterschiede beim Einsatz des Vorhersagemodells, auf das in Kapitel 6 näher eingegangen wird, zu erkennen. In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, dass Kräne im Allgemeinen nicht in unmittelbarer Nähe von senkrechten, unverbauten (ungestützten) Böschungen aufgestellt werden.

Der Einfluss des Lastabstands zur Böschungskante ist deutlicher, wie aus der Betrachtung von Bild 7.19 b) hervorgeht. Das 0,4 m breite Fundament wurde zunächst direkt an die Böschungskante ($a = 0,2$ m) gesetzt. Für die weiteren Berechnungen wurde der Lastachsenabstand jeweils um 0,2 m bis $a = 1,0$ m gesteigert. Die Böschungsneigung wurde in allen Berechnungen konstant bei $\beta = 90^\circ$ belassen, d.h. eine senkrechte Böschung wurde betrachtet. Mit zunehmendem Abstand der Gründung von der Böschungskante wird die mögliche aufnehmbare Last bis zum Versagen der Böschung immer größer. Dabei kann der Boden mehr und mehr Verformung aufnehmen. Um eine noch bessere Aussage über den Last-Setzungsverlauf am Anfang der Belastung machen zu können, müssten die Belastungsschritte für die Laststeigerung verringert werden. Bei Tragfähigkeitsprognosen beeinflusst der Lastabstand sicherlich das Ergebnis.

In Bild 7.20 b) ist beispielhaft der Bruchkörper bei Überschreiten der Tragfähigkeit des Bodens an der Böschung dargestellt. Bei einer geringeren Böschungshöhe, bzw. bei einer entsprechend großen Fundamentbreite und einem größeren Lastachsenabstand, würde der Bruchkörper unterhalb des Böschungsfußes austreten, wodurch ein stützender Effekt entsteht. Dies bewirkt eine Erhöhung der Tragfähigkeit. Der Einfluss der Böschungshöhe wurde in dieser Studie jedoch nicht betrachtet.

Die Größe der Fläche, über welche die Last eingeleitet wird, beeinflusst die Tragfähigkeit des Untergrunds nachhaltig. Bei Konstanthalten des Lastachsenabstands a von der Bö-

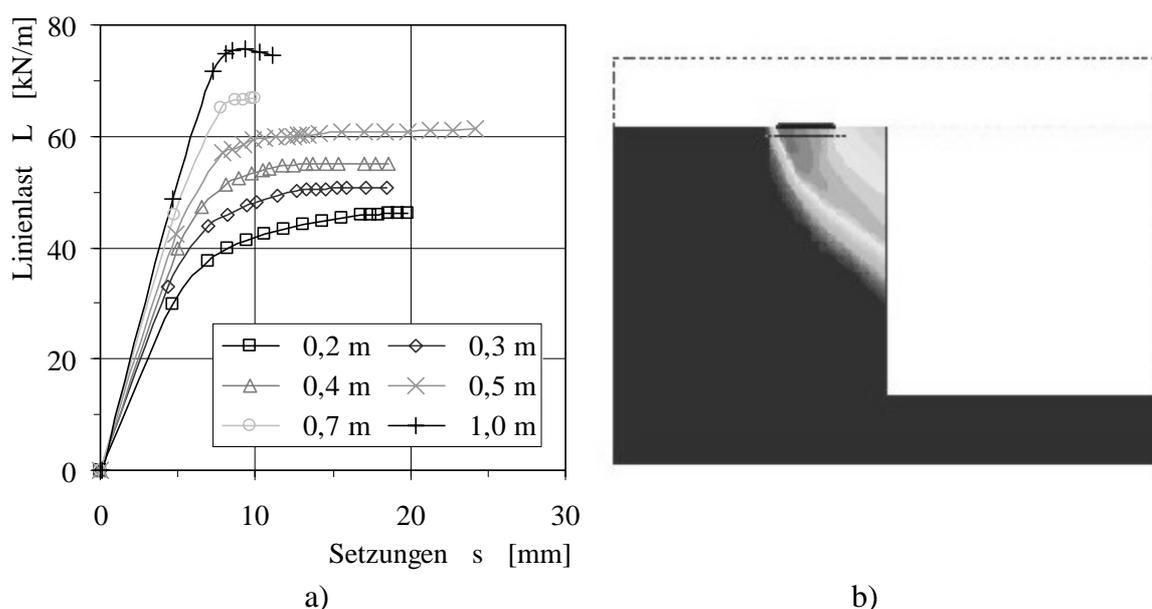


Bild 7.20 a) Einfluss der Breite der Lasteinleitungsfläche und b) Bruchmechanismus im Bereich einer senkrechten Böschung

schungskante bei 0,6 m wurde die Breite des Fundamentkörpers von 0,2 bis 1,0 m variiert. Das Ergebnis ist in Bild 7.20 a) in einem Diagramm dargestellt, in welchem die aufgebrauchte Linienlast L über den daraus resultierenden Setzungen s aufgetragen wurden. Mit den Linienlasten ist es möglich die Absolutwerte der aufgebrauchten Lasten miteinander zu vergleichen. Zu erkennen ist hier, dass mit zunehmender Fundamentbreite die aufnehmbaren Lasten größer werden, der Untergrund sich jedoch immer spröder verhält.

Die Zunahme der Tragfähigkeit mit größer werdender Fundamentbreite und wachsendem Abstand zu einer Böschung liegt auf der Hand. Erstens werden durch das größere Fundament tiefere Bodenschichten bei der Lastabtragung mit herangezogen und zweitens kann bei zunehmendem Abstand zur Böschung wiederum im Boden die Scherfestigkeit in einem größeren Bereich mobilisiert werden. Ebenso verhält es sich mit der Böschungeneigung. Je steiler die Böschung, desto geringer ist der horizontale Widerstand, der die Tragfähigkeit nachhaltig beeinflusst.

8 Anforderungen an die bezugspunktunabhängige Messeinrichtung

Beim Plattendruckversuch wird ein Messrahmen benutzt, um die Verformung des Untergrunds mit der Lastplatte durch eine Messuhr aufzeichnen zu können. Lasergestützte Geräte und Schlauchwaagen sind weitere Messmethoden welche jedoch einen Bezugspunkt benötigen. Bei all diesen Messungen sind stets Montagearbeiten notwendig, um das System einzusetzen.

Von Seiten der Maschinenhersteller mobiler Baumaschinen wurde jedoch gefordert, dass der Maschinenführer das zu entwickelnde System ohne zusätzlichen Arbeitsaufwand einsetzen können muss. Damit scheidet ein direkt die Setzungen erfassendes Messsystem aus. Die Verwendung von einem bezugspunktunabhängigen, indirekten Messsystem, welches voll automatisch eingesetzt werden kann, ist somit erforderlich. Unter dieser Voraussetzung bietet sich der Einsatz von Beschleunigungssensoren an. Im Folgenden wird die Größe des auftretenden Messsignals aus dem Aufstellvorgang von Stützbeinen mobiler Baumaschinen bestimmt, um die benötigten Anforderungen an den Messsensor sowie an die gesamte Messeinrichtung festzulegen.

8.1 Größe des auftretenden Messsignals

In Kapitel 6 wurden bereits Ergebnisse von Messungen des Aufstellvorgangs an Stützbeinen mobiler Baumaschinen vorgestellt. Daraus können die aufgetretenen Beschleunigungen a am Stützbein rückgerechnet werden. Diese Messungen der Setzungen s liegen als Zeitreihen vor und können mit Gleichung (8.1) zweifach über die Zeit t differenziert werden.

$$a_i = \frac{s_{i-1} + s_{i+1} - 2 \cdot s_i}{\Delta t^2} \quad (8.1)$$

Die Indikation i stellt den jeweils betrachteten Zeitpunkt t_i während der Messung dar. Mit Δt werden die Zeitintervalle zwischen den Einzelmessungen bzw. die Messfrequenz bezeichnet.

Mit Hilfe einer Fourieranalyse der Messdaten wurde festgestellt, dass die Setzungsfrequenzen während des Aufstellvorgangs der Stützbeine im Bereich von 0 Hz liegen. Beschleunigungssensoren besitzen eine untere Grenzfrequenz. D.h. Beschleunigungen, welche kleiner sind als diese untere Grenze können mit diesem Sensor nicht erfasst

werden. Der Beschleunigungssensor muss vielmehr in der Lage sein im quasi statischen Bereich zu messen.

Am Beispiel von Messung VI/2 wird die Größe der am Stützbein aufgetretenen Beschleunigungen exemplarisch bestimmt. Die Messfrequenz betrug 100 Hz. Darin sind auch alle hochfrequenten Anteile, z.B. vom Antrieb der Maschine, enthalten, die mit den wirklichen Setzungen nichts zu tun haben. Die Differentiation nach der Zeit wirkt zusätzlich analog zu einem Hochpassfilter. Dies bedeutet, dass die höherfrequenten Anteile hervorgehoben und die niederfrequenten unterdrückt werden.

Um die hohen Frequenzanteile in den Messungen zu eliminieren wird ein numerischer Filter verwendet. Durch eine gleitende Mittelwertbildung wird eine Glättung der Daten erreicht. Mit einem Faktor 10 werden die Messdaten wiederum anhand einer Mittelwertbildung auf eine Frequenz von 10 Hz reduziert. In Bild 8.1 sind die Setzungen und die durch zweifache Differentiation ermittelten Beschleunigungen aus dem Aufstellvorgang abgebildet. In den Bereichen, in welchen sich die Steigung der Setzungen stark ändert, treten die größten Beschleunigungen auf. Diese liegen im Maximum bei etwa 10 mm/s^2 (1 mg)³⁴. Kleinere Änderungen werden noch in einer Größenordnung von $0,05 \text{ mg}$ registriert. Das zweite Kriterium für den Beschleunigungssensor ist daher neben der Messung im statischen Bereich, eine Auflösung von wenigstens $0,05 \text{ mg}$.

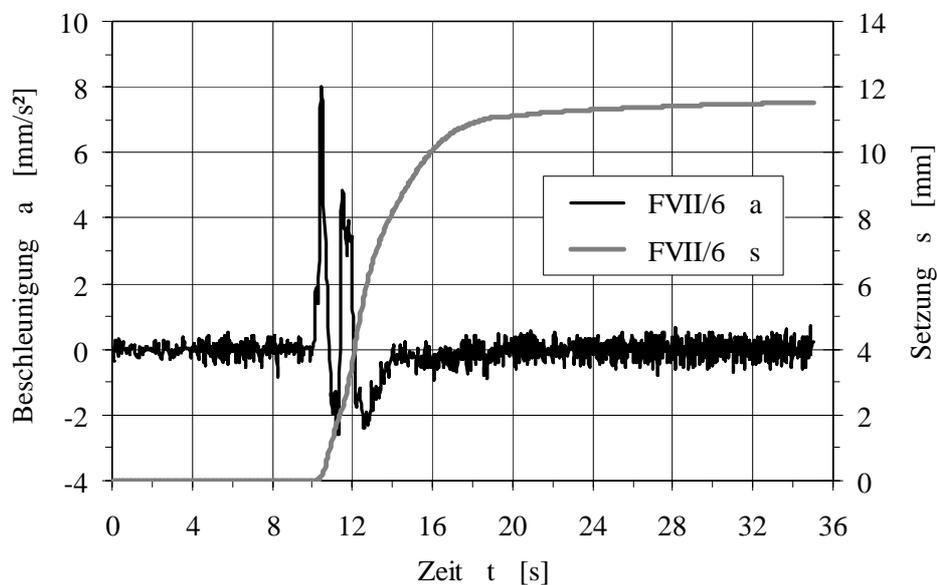


Bild 8.1 Aufgetretene Setzungen s beim Aufstellen eines Stützbeins einer mobilen Baumaschine (Messung FVII 6) und daraus bei einer Grenzfrequenz von $0,5 \text{ Hz}$ ermittelte Beschleunigungen a über die Zeit t aufgetragen

³⁴ Eine Beschleunigung von 9810 mm/s^2 wurde in dieser Arbeit als Erdbeschleunigung von $1 \text{ g} = 1000 \text{ mg}$ berücksichtigt. Die exakte Erdbeschleunigung hängt genau genommen vom Standort (der Länge und Breite sowie der Höhe über NN) auf der Erde ab. Hier wird mit dem genäherten Wert gearbeitet.

8.2 Der Beschleunigungssensor

Mit den im vorhergehenden Abschnitt beschriebenen Anforderungen an den Beschleunigungssensor und damit natürlich auch an die ganze Messeinrichtung wurden entsprechende Sensoren gesucht, welche die gestellte Messaufgabe meistern. Der erste Versuch war der Einsatz von BSZ 02 low - g Aufnehmern der Firma TEMIC. Diese werden üblicherweise im Automobilbau für die Steuerung von z.B. ABS, ESP und ROS eingesetzt. Der Sensor ist robust gebaut, was für den Einsatz des Aufnehmers in mobilen Baumaschinen auf Baustellen vorteilhaft ist. Laut Herstellerangaben besitzt der Sensor eine untere Grenzfrequenz von 0 Hz und hat eine Auflösung von etwa 8 mg über den gesamten Messbereich von $\pm 1,6$ g. Erste Messungen unter Laborbedingungen zeigten gute Ergebnisse, jedoch bereits bei den Plattendruckversuchen an der FMPA stellte sich heraus, dass der Sensor bei den Messungen nicht die benötigte Auflösung erreicht.

Als geeignete Lösung stellte sich der Beschleunigungssensor QA-700 von der Firma Honeywell heraus. Die normalen Verwendungsgebiete des Sensors sind die Kontrollsysteme von Flugzeugen und Flugsimulatoren, die Nivelliereinheit von Radarplattformen und weitere militärische Anwendungen. Mit einem Messbereich von ± 30 g ist er auch gegen größere Stöße (bis 250 g) geschützt, wobei er nach Angabe des Herstellers eine Empfindlichkeit von $< 1 \mu\text{g}$ hat. Somit reichen die hier gestellten Anforderungen nicht einmal im entferntesten an die Leistungsgrenze dieses Sensors. Das Leistungsvermögen schlägt sich allerdings auch im Preis nieder, denn der QA-700 ist etwa 10-fach teurer als der Sensor der Firma TEMIC.

Durch seine gedrungene Bauform (Durchmesser von 2,5 cm) und dem geringen Gewicht von 46 Gramm ist der Sensor, in Bild 8.2 dargestellt, für die geplante Anwendung optimal. Dieser kapazitive Beschleunigungssensor arbeitet nach dem Rückkopplungsprinzip, wodurch die hohe Empfindlichkeit erreicht wird. Der Schaltplan sowie die Pinbelegung des Sensors ist in Anhang C abgebildet. Im Kondensator, der die Kapazität C nach Gleichung (8.2) besitzt, befindet sich ein Quarz-Biegebalken mit einer definierten Probenmasse.



Bild 8.2 Hochauflösender Honeywell Beschleunigungssensor QA-700

$$C = \varepsilon_{\text{rel}} \cdot \varepsilon_0 \cdot \frac{A}{d} \quad (8.2)$$

Die Kapazität C ist direkt abhängig von der Fläche A der Kondensatorplatten, deren Abstand d zueinander, der elektrischen Feldkonstante ε_0 sowie der Dielektrizitätszahl ε_{rel} des Materials zwischen den Kondensatorplatten. ε_{rel} ist z.B. für ein Vakuum 1 und für Luft bei 0°C 1,000585. Erfährt der Sensor eine Beschleunigung, so wird der Biegebalken im Kondensator ausgelenkt. Der Sensor versucht nun die Auslenkung des Balkens zu kompensieren und diesen wieder in seine Ausgangsposition zu bringen. Der Strom der dazu aufgebracht werden muss ist das Messsignal des Sensors. Mit diesem Messverfahren wird die sehr hohe Empfindlichkeit von 1 μg erreicht.

Um daraus ein Spannungssignal zu erhalten ist erstens ein Skalierungsfaktor von $I = 1,285 \text{ mA/g}$ für das Stromsignal notwendig und zweitens ein Widerstand R_L . Der Bürdenwiderstand ist notwendig um die gewünschte Auflösung SF des Sensors für die jeweilige Messaufgabe zu erreichen und wird durch Gleichung (8.3) bestimmt.

$$R_L = \frac{SF}{I} \cdot 1000 \quad (8.3)$$

Mit $SF = 7,5 \text{ V/g}$ wurde eine möglichst große Auflösung gewählt, welche bei den geringen Beschleunigungen die gemessen werden erwünscht ist. Daraus ergibt sich ein benötigter Bürdenwiderstand R_L von 5836,6 Ohm, der zwischen den Sensor und die Datenerfassung eingebaut wird. In Ruhe entspricht das sogenannte Nullsignal der Erdbeschleunigung von 1 g, d.h. ein Signal von 7,5 V wird an die Datenerfassungsanlage ausgegeben.

Wie bereits erläutert, ist der zu erfassende Setzungsvorgang eine Beschleunigung niedriger Frequenz. Da bei der Messung jedoch auch höherfrequente Anteile vorhanden sind wurde zur Verbesserung des Messsignals zusätzlich ein Butterworthfilter 1. Ordnung, ein sogenanntes RC-Glied, (LAIBLE et al., 2002) eingesetzt. Ein RC-Glied besteht aus einer entsprechenden Anordnung von Widerständen R und Kondensatoren C zur Filterung von Frequenzanteilen. Der bei diesen Messungen verwendete Filter besitzt eine obere Grenzfrequenz von 24 Hz. Bei der Datenauswertung werden die Messsignale durch einen numerischen Filter weiter bearbeitet.

8.3 Messkarte zur Datenerfassung und Steuerungssoftware

Die digitale Datenerfassung bietet gegenüber der herkömmlichen analogen Methode den Vorteil, dass die Messdaten automatisch in Datenfiles gespeichert werden und somit schnell, mit Hilfe von entsprechenden Tabellenkalkulationsprogrammen, ausgewertet werden können. Diesem Vorteil steht aber auch ein Nachteil entgegen. In der digitalen Datenerfassung wird die Genauigkeit der Messung durch die Auflösung der verwendeten Messanlage begrenzt.

Zur Bestimmung der Anforderungen an die Messwerterfassungsanlage A_M ist neben der Auflösung der Messkarte A_m noch der maximale Spannungsbereich V_m der eingelesenen

Messdaten und die Auflösung des angeschlossenen Sensors SF (Gleichung (8.4)) zu berücksichtigen.

$$A_M = \frac{A_m \cdot V_m}{SF} \quad (8.4)$$

$A_m = 2^{-x}$ wobei x die Auflösung der Messkarte in Bit minus eins ist. Dieses eine Bit ist das Vorzeichenbit mit dem positive und negative Werte unterschieden werden. Zur Bestimmung der benötigten Auflösung der Messkarte bei Erreichen einer Genauigkeit von $A_M = 1 \text{ mg}$ wird Gleichung (8.4) nach x aufgelöst.

$$x = \frac{1}{\ln 2} \cdot \ln \left(\frac{V_m}{A_M \cdot SF} \right) \quad (8.5)$$

Mit einem Spannungsbereich von $V_m = \pm 10 \text{ V}$ der Messkarte und einer Auflösung des Sensors $SF = 7,5 \text{ V/g}$ ergibt sich für die Messkartenauflösung

$$x = \frac{1}{\ln 2} \cdot \ln \left(\frac{20}{0,001 \cdot 7,5} \right) = 11,4 \text{ Bit} .$$

Hinzu kommt noch das Vorzeichenbit und es ist eine minimale Auflösung der Messeinrichtung von 13 Bit zur Erfassung eines Beschleunigungssignals von 1 mg notwendig.

Demzufolge wurde eine Messkarte EDAS-1031-2A der Firma Intelligent Instrumentation (Bild 8.3) ausgewählt, die nach Herstellerangaben über eine Auflösung von 16 Bit verfügt. Anhand von Nullmessungen wurde festgestellt, dass wir mit einer effektiven Auflösung von etwa 14 Bit arbeiten. Somit ist es also rechnerisch möglich Beschleunigungen mit einer Genauigkeit von 0,16 mg zu messen. Durch anschließende Filterung, die einer Mittelwertbildung entspricht, kann die Auflösung der niederfrequenten Signale (siehe Bild 8.1) verbessert werden.

EDAS steht für Ethernet Data Acquisition System. Der Datenaustausch zwischen Messkarte und Messrechner erfolgt über eine LAN³⁵-Netzwerkverbindung mit dem auch im

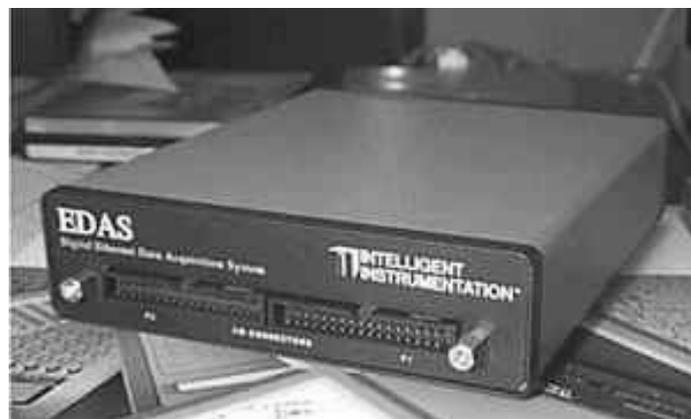


Bild 8.3 EDAS Datenerfassung der Firma Intelligent Instrumentation

³⁵ LAN = Local Area Network.

Internet üblichen TCP/IP - Protokoll³⁶. Dadurch wird eine standardisierte Schnittstelle mit einer hohen Datenübertragungsrate eingesetzt, was einen reibungsfreien synchronen Datenaustausch ermöglicht. Die Daten werden über eine sogenannte Differenzialmessung³⁷ eingelesen. Dabei wird über eine Leitung das normale positive Signal (+ V) und über eine zweite Leitung das umgekehrte Signal (- V) übertragen. Im nachfolgenden Differenzenverstärker auf der Messkarte wird das umgekehrte Signal vom Normalen subtrahiert. Dabei wird das Rauschen das z.B. durch die Kabel induziert wird und eine Signalabweichung durch unterschiedliche Erdung von Sensor und Datenerfassungsanlage eliminiert bzw. vermieden.

Gesteuert wird die Datenerfassung über den Visual Designer, ein vom Messkartenhersteller speziell entwickelter Applikationsgenerator. Die Programmierung erfolgt in einer graphischen Blockdiagramm Entwicklungsoberfläche. Der Aufbau des für die hier vorgestellten Messungen verwendeten Programms, mit den einzelnen Blockverknüpfungen ist in Bild 8.4 prinzipiell dargestellt. Kernstücke des Programms sind das 'Analog Input' und das 'Speichern' Feld.

Im 'Analog Input' Feld werden alle Messkanäle und deren Parameter festgelegt. Zu den Parametern zählen der zu verwendende Messbereich der Messkarte (± 10 V), die gewünschte Messrate (200 Hz), die Art der Datenspeicherung (blockweise / kontinuierlich), eventuell benötigte Triggersignaleinstellungen³⁸ sowie die erforderliche Messkonfiguration (single-ended / differenziell). Mit dem 'Speichern' Feld werden die Daten auf die

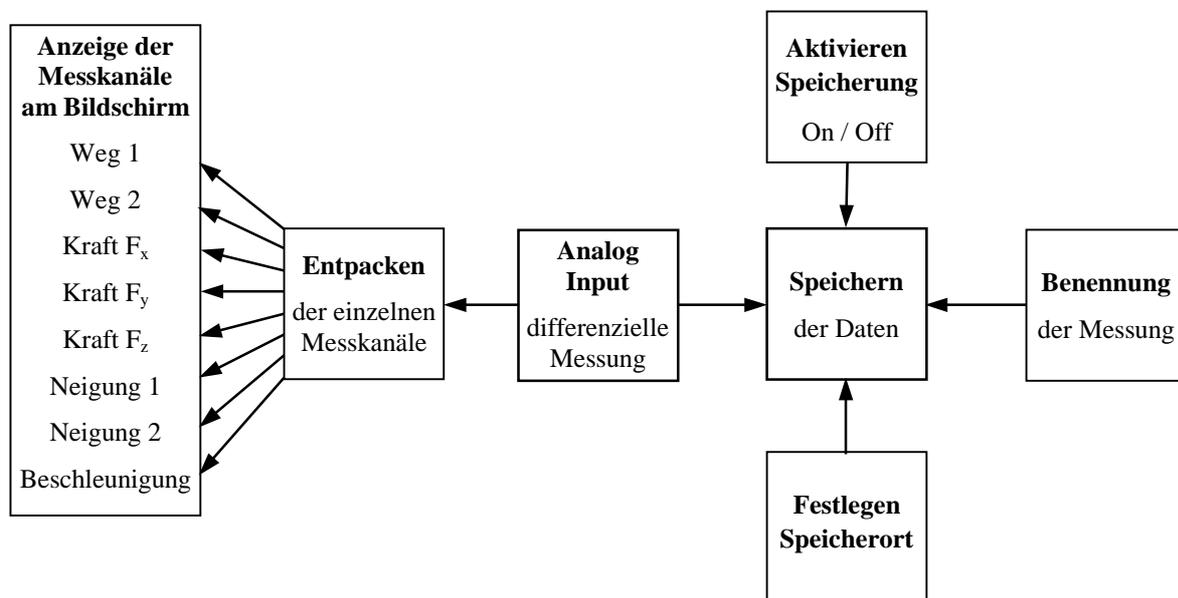


Bild 8.4 Prinzipielles Blockschaltbild zur Datenerfassung und Speicherung des Messprogramms im Visual Designer

³⁶ TCP/IP = Transmission Control Protocol / Internet Protocol.

³⁷ Im Gegensatz zur Differenzenmessung gibt es noch die Messung im 'Single-ended' Verfahren. Hierbei wird das Messsignal über eine Leitung übertragen und über die zweite Leitung wird die Masse geführt. Induziertes Rauschen und Unterschiede in den Massen von Sensor und Messkarte können nicht vermieden werden.

³⁸ Ein Triggersignal ist ein Auslösesignal, welches eine Messung entweder startet oder beendet.

Festplatte des Messrechners geleitet. Dazu wird über einen Schalter die Speicherung ausgelöst bzw. beendet. Anhand von weiteren Feldern werden der Dateiname und der Speicherort der Messdaten festgelegt.

Damit eine Überprüfung des korrekten Anschlusses der Sensoren vor der Messung erfolgen kann, werden im Programm die aktuellen Messwerte über Digitalanzeigen an den Benutzer ausgegeben. Dazu muss zur Darstellung der einzelnen Messkanäle das Messsignal über einen Entpacker geführt werden.

Im Anhang E sind die Schaltpläne der Verkabelung von den Sensoren bis zur EDAS Messkarte der gesamten Datenerfassungsanlage, wie sie bei den Messungen verwendet wurden, dokumentiert.

9 Entwickelte Software für die Datenerfassung und Tragfähigkeitsprognose

Ein wichtiger Teil des Forschungsvorhabens war die Erstellung eines Softwareprogramms für die Auswertung der Daten, welche zur Bestimmung der Standsicherheit einer mobilen Baumaschine notwendig sind. Im Folgenden werden zunächst die Inhalte, sowie der Aufbau des Programms beschrieben. Anschließend werden die Ergebnisse, die bei der Anwendung der Software erzielt wurden, im Detail analysiert und diskutiert. Das Programm wurde als Turbo Basic Programm konzipiert und programmiert. In Bild 9.1 ist der prinzipielle Programmablauf in Form eines Flussdiagramms dargestellt.

9.1 Programmaufbau und -ablauf

Die Last-Setzungsmessung dient der Vorhersage der Bodenfestigkeit aus dem gemessenen Abschnitt der Arbeitslinie. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Arbeitslinien mit der in Kapitel 3.2 vorgestellten Hyperbelgleichung (3.4) beschrieben werden können. Durch Umformung erhält man

$$s(t) = \frac{1}{\tilde{E}_{v0}} \cdot \frac{p(t) \cdot p_f}{p_f - p(t)} \quad (9.1)$$

Der Parameter \tilde{E}_{v0} entspricht einem Anfangsverformungsmodul des Bodens, der von der Plattenbreite d abhängig ist. p_f ist die maximale, vom Boden aufnehmbare, Sohlspannung.

Mit der Auswertung der Messsignale, des Beschleunigungsverlaufs $a(t)$ und der Sohlspannungsentwicklung $p(t)$ sollen die Hyperbelparameter bestimmt werden. Die Lösung ist nach Gleichung (9.1) auf der Grundlage eines Best-fit Verfahrens zu ermitteln. Die Best-fit Anpassung erfolgt durch die Methode der kleinsten Fehlerquadrate. Dabei sind die in Gleichung (9.1) unbekannt Parameter aus den gemessenen Messwerten so zu bestimmen, dass der gewählte Ansatz möglichst genau aus den gemessenen Beschleunigungen erklärt werden kann. Hierzu wird nach drei verschiedenen Methoden vorgegangen. Sie werden im Weiteren ausführlich beschrieben.

Vor der Datenauswertung mit den drei Methoden werden alle Daten gefiltert. Hierbei wird eine numerische Simulation eines Echt-Zeit-Filters (Tiefpass) als R-C-L-Glied (Widerstand, Kapazität und Induktivität) mit einer Butterworthfiltercharakteristik 2. Ordnung vorgenommen.

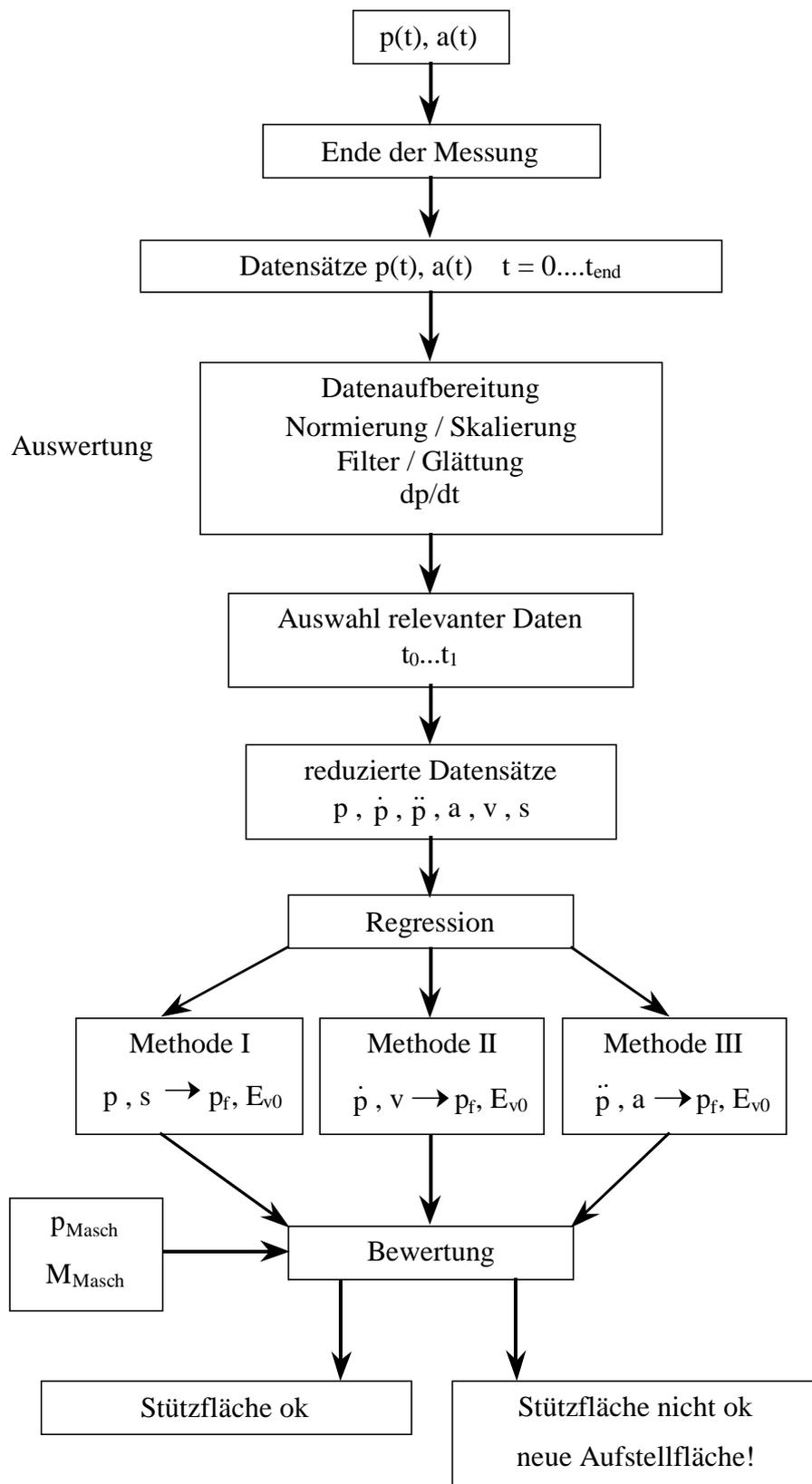


Bild 9.1 Flussdiagramm der Auswertesoftware

Die Filterkennlinie ist in Gleichung (9.2) angegeben, wobei A die Amplitude bei einer Frequenz f und A_0 die Amplitude bei einer Frequenz 0 ist. f_g ist die Grenzfrequenz und die Hochzahl n bestimmt die Ordnung des Filters (in diesem Fall 2. Ordnung).

$$\frac{A(f)}{A_0} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{f_g}\right)^{2n}}} \quad (9.2)$$

Bild 9.2 zeigt beispielhaft an der Beschleunigung den Effekt, wenn die Filterung mit einer Grenzfrequenz $f_g = 0,5$ Hz durchgeführt wird. Dies bedeutet, dass alle Beschleunigungsbe-
reiche, bei denen die Signalfrequenz über einem Hz liegt, reduziert werden. Durch die Filterung tritt eine Phasenverschiebung zwischen der gemessenen und der gefilterten Kurve auf. Da jedoch alle gemessenen Zeitreihen mit dem selben numerischen Filter behandelt werden, kann diese Verschiebung vernachlässigt werden.

Aufgrund des kapazitiven Messverfahrens des eingesetzten Beschleunigungssensors, bei dem zwischen der Erdbeschleunigung und einer Relativbeschleunigung des Sensors nicht unterschieden werden kann, ist es notwendig, die Schiefstellung des Sensors zur Vertikallage zu kennen, um den Anteil aus der Erdbeschleunigung zu korrigieren. Dazu wurden zwei Neigungssensoren mit einem Messbereich von jeweils $\pm 10^\circ$, im Winkel von 90° zueinander, an dem in Kapitel 10 beschriebenen Lastsensor außen angebracht (siehe Bild 10.1). Die resultierende Gesamtverkipfung θ lässt sich mit folgender Bedingung

$$\theta(t) = \arcsin(\sqrt{\sin^2 N_1 + \sin^2 N_2}) \quad (9.3)$$

beschreiben. N_1 und N_2 sind die von den Sensoren gemessenen Winkel (Gradmaß). Nach Ermittlung der Ausgangsschiefstellung θ_0 kann die gemessene Beschleunigung $a(t)$ um die

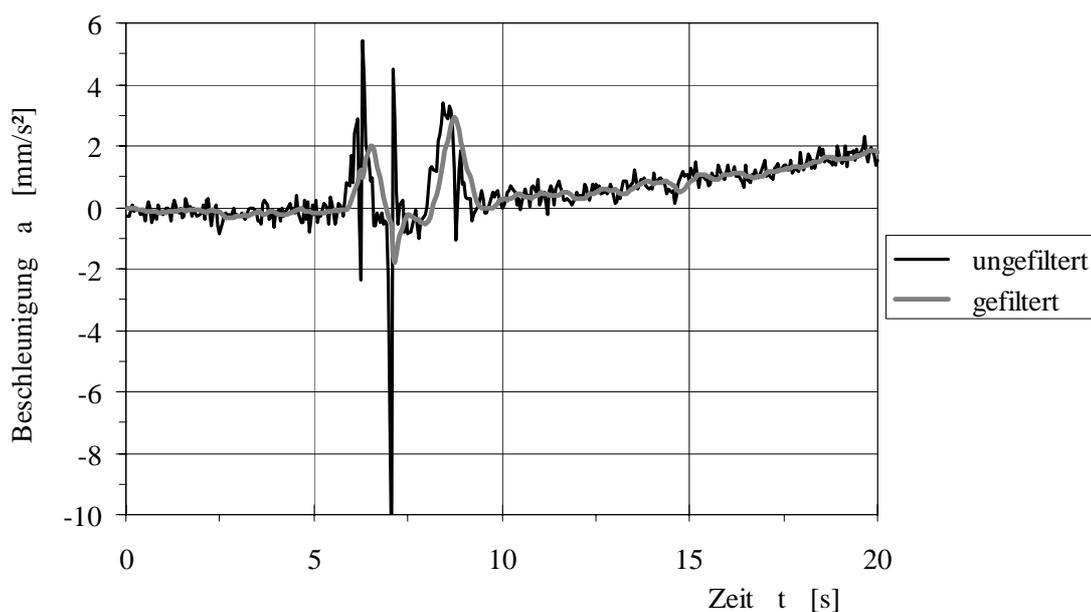


Bild 9.2 Gemessenes (ungefiltertes) und mit numerischem Butterworthfilter 2. Ordnung gefiltertes Beschleunigungssignal; Grenzfrequenz 0,5 Hz

Verkipfung, mit Hilfe von Gleichung (9.4), berichtigt werden. Somit liegen korrigierte Beschleunigungen $a_k(t)$ vor, die zur Auswertung herangezogen werden können.

$$a_k(t) = a(t) + g \cdot (\cos \theta(n) - \cos \theta_0) \quad (9.4)$$

Mit g ist in obiger Gleichung die Erdbeschleunigung, mit einem Wert von 9810 mm/s^2 , und die gemessene Schiefstellung $\theta(n)$ berücksichtigt.

Vor der Bewertung der erfassten Daten müssen zunächst die zur Auswertung relevanten Datenbereiche festgelegt werden. Um Verformungen mit einer mobilen Baumaschine im Untergrund zu erzeugen, muss eine Lastaufbringung erfolgen. Somit wäre ein eindeutiger Lastanstieg ein Anfangskriterium. Dabei ist eine entsprechende Untergrenze sinnvoll festzulegen, um Eigenverformung sowie das Anlieghverhalten, bei nicht vollflächigem Kontakt, der Aufstützplatte auszunehmen. Denn durch die genannten Einflüsse kann der Anfangsbereich der Arbeitslinie eine konkave Form erhalten und mit dem gewählten Hyperbelansatz nicht beschrieben werden (siehe Bild 9.3). Der relevante Datenbereich endet zu jenem Zeitpunkt, an welchem die maximale Aufstelllast gemessen wird.

9.1.1 Auswertung nach Methode 1

In Methode 1 werden die gemessenen Beschleunigungssignale $a(t)$ durch zweifache Integration über die Zeit in Setzungen $s(t)$ umgerechnet (siehe Gleichung (9.5)). Mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate als Best-fit Analyse werden anhand von Gleichung (9.1) die Hyperbel an die Messkurve angepasst und die Parameter p_f und \tilde{E}_{v0} bestimmt.

$$s(t) = \int_0^t \int_0^{t'} (a - a_0) dt'' dt' \quad (9.5)$$

a_0 ist die vom Sensor in Ruhe gemessene Offsetbeschleunigung. Der Nullwert der Beschleunigungsmessungen ist aufgrund des Messprinzips des Sensors (siehe Kapitel 8) vom Messort und den Aufstellbedingungen (Verkipfung) abhängig und muss somit überall neu bestimmt werden. Dies wird durch Bildung einer mittleren Ruhebeschleunigung a_{mittel}

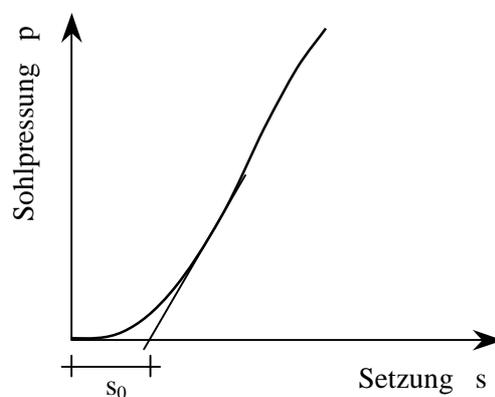


Bild 9.3 Konkaver Verlauf einer Arbeitslinie aus Eigenverformung der Abstützplatte und nicht vollflächigem Kontakt bei Belastungsbeginn

erreicht. Bei einer entsprechenden Abtastezeit kann diese Mittelung über n Datenpunkte erfolgen oder bis die Beschleunigungsänderung \hat{a} einen Wert x und der Lastanstieg \hat{p} einen Wert y übersteigt. Die festzulegenden Parameter n , x und y sind dabei von der Genauigkeit des verwendeten Messsystems abhängig.

Das Fehlerintegral FI_1 im Intervall t_0 bis t_1 wird durch Gleichung (9.6) dargestellt. Dabei wird zu den 'gemessenen Setzungen' $s(t)$ eine Anfangsetzung s_0 addiert, mit der, wie aus Bild 9.3 hervorgeht, ein konkaves Anfangsverhalten der Arbeitslinie eliminiert wird.

$$FI_1 = \int_{t_0}^{t_1} [s(t) + s_0 - C \cdot f_s(p(t))]^2 dt \rightarrow \text{Min} \quad (9.6)$$

Die ideale Hyperbel aus Gleichung (9.1) wird dabei mit

$$C = \frac{P_f}{\tilde{E}_{v0}} \quad (9.7)$$

als "Compliance" bzw. Nachgiebigkeit und

$$f_s(p(t)) = \frac{p(t)}{p_f - p(t)} \quad (9.8)$$

gebildet. Die Bestimmung der Parameter C und s_0 erfolgt aus dem linearen Gleichungssystem (9.9, 9.10):

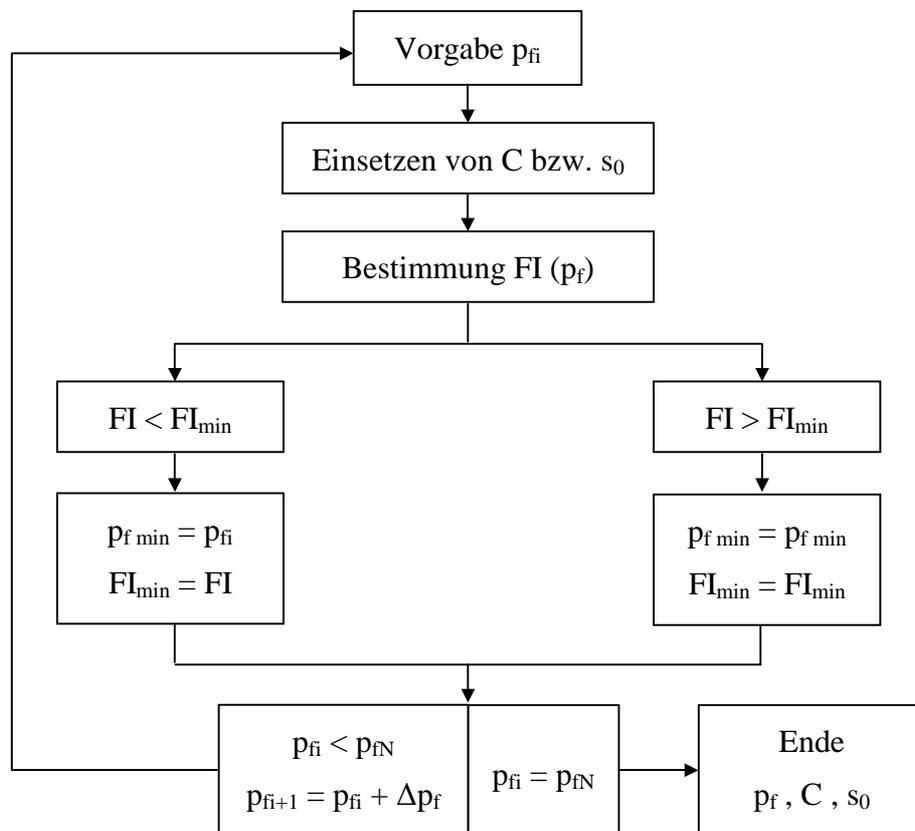


Bild 9.4 Ablaufschema des Suchvorgangs des kleinsten Fehlerquadrats, zur Bestimmung von p_f , C und s_0

$$\frac{\partial FI_1}{\partial s_0} = \int_{t_0}^{t_1} s(t) dt + s_0 \int_{t_0}^{t_1} dt - C \int_{t_0}^{t_1} f_s(p(t)) dt = 0 \quad (9.9)$$

$$\frac{\partial FI_1}{\partial C} = - \int_{t_0}^{t_1} f_s(p(t)) \cdot s(t) dt - s_0 \int_{t_0}^{t_1} f_s(p(t)) dt + C \int_{t_0}^{t_1} f_s^2(p(t)) dt = 0 \quad (9.10)$$

Die Werte C und s_0 sind von p_f abhängig. Durch Einsetzen der Werte in das Fehlerquadrat, ist dieses nur noch von der Bruchspannung p_f abhängig. Bei Erreichen eines absoluten Minimums der Gleichung (9.6) ist die gesuchte Bruchspannung gefunden. In Bild 9.4 ist der Ablauf des Suchvorgangs des minimalen Fehlerquadrats dargestellt. Der Suchbereich liegt dabei zwischen der maximal gemessenen Aufstellspannung p_{f1} und der hier gewählten Spannung $p_{fN} = 8 \times p_{f1}$. Als Ergebnis kann nun die Bruchspannung p_f , der Steifigkeitsfaktor C und die Anfangssetzung s_0 ausgegeben werden.

9.1.2 Auswertung nach Methode 2

Für die Anwendung von Methode 2 wird zunächst Gleichung (9.1) nach der Zeit abgeleitet, woraus sich

$$\dot{s}(t) = v(t) = \frac{1}{\tilde{E}_{v0}} \cdot \frac{p_f^2 \cdot \dot{p}(t)}{(p_f - p(t))^2} \quad (9.11)$$

ergibt. Die Hyperbelgleichung (9.11) bezieht sich nun auf die Setzungsgeschwindigkeit $v(t)$ und die Sohlspannungsänderungen. Die Setzungsgeschwindigkeiten $v(t)$ werden dabei durch einfache Integration der Beschleunigungen $a(t)$ und die Sohlspannungsänderungen durch einfache Ableitung der gemessene Lasten ermittelt.

$$v(t) = \int_0^t (a(t') - a_0) dt' \quad (9.12)$$

Wie bei Methode 1 wird ein kleinstes Fehlerquadrat mit dem Fehlerintegral FI_2 nach Gleichung (9.13) gebildet.

$$FI_2 = \int_{t_0}^{t_1} [v(t) - C \cdot f_s(p(t))]^2 dt \rightarrow \text{Min} \quad (9.13)$$

$$\text{mit } f_s(p(t)) = \frac{p_f \cdot \dot{p}(t)}{(p_f - p(t))^2} \quad (9.14)$$

Der Suchvorgang nach dem Minimum des Fehlerquadrats erfolgt nach dem in Bild 9.4 dargestellten Ablaufschema, unter Verwendung von

$$\frac{\partial FI_2}{\partial C} = - \int_{t_0}^{t_1} f_s(p(t)) \cdot v(t) dt + C \int_{t_0}^{t_1} f_s^2(p(t)) dt = 0 \quad (9.15)$$

zur Bestimmung der Nachgiebigkeit C in Abhängigkeit von $p(t)$.

9.1.3 Auswertung nach Methode 3

Durch eine zweite Ableitung von Gleichung (9.1) entsteht

$$\ddot{s}(t) = a(t) = \frac{1}{\tilde{E}_{v0}} \cdot \frac{p_f^2}{(p_f - p(t))^2} \cdot \left[\ddot{p}(t) + 2 \cdot \frac{\dot{p}^2(t)}{p_f - p(t)} \right], \quad (9.16)$$

womit in Methode 3 die für die Regressionsanalyse benötigten Parameter der Hyperbel bestimmt werden können. Diese Gleichung bezieht sich auf die Beschleunigungen $a(t)$ und die zweite Ableitung der Sohlspannungen. In Gleichung (9.17) ist das Fehlerintegral FI_3 angegeben.

$$FI_3 = \int_{t_0}^{t_1} [a(t) - a_0 - C \cdot f_s(p(t))]^2 dt \rightarrow \text{Min} \quad (9.17)$$

$$\text{mit} \quad f_s(p(t)) = \frac{p_f^2}{(p_f - p(t))^2} \cdot \left[\ddot{p}(t) + 2 \cdot \frac{\dot{p}^2(t)}{p_f - p(t)} \right] \quad (9.18)$$

Mit diesem wird, wie bei den beiden bisher beschriebenen Methoden, das Minimum des Fehlerquadrats, durch Berücksichtigung von Gleichung (9.19)

$$\frac{\partial FI_3}{\partial C} = - \int_{t_0}^{t_1} f_s(p(t)) \cdot a(t) dt + C \int_{t_0}^{t_1} f_s^2(p(t)) dt = 0, \quad (9.19)$$

gesucht.

9.1.4 Bewertungskriterien der Berechnungsergebnisse

Die aus den Berechnungen erhaltenen Daten sollen im nächsten Schritt bewertet werden. Zunächst ist die Größe der mit den zuvor vorgestellten Auswerteverfahren ermittelte Bruchspannung p_f^{hyp} von Interesse. Da die Maximalwerte einer Hyperbel (horizontale Asymptote) erst im Unendlichen erreicht werden, wird wie auch beim in Kapitel 7.1.2 beschriebenen *Hardening Soil* Stoffgesetz die Bruchspannung auf 90 % der ermittelten Maximalspannung begrenzt. Die Werte, die mit dem Hyperbelansatz bestimmt wurden, werden zunächst durch Verhältnisbildung $p_f^{\text{hyp}} / p_f^{\text{gem}}$ mit den potentiometrisch gemessenen Werten verglichen.

Ein Indiz für eine verlässliche Vorhersage bietet die Signalähnlichkeit zwischen der gemessenen Arbeitslinie und der nach dem hyperbolischen Ansatz bestimmten Kurve. Dazu wird der Regressionskoeffizient r^{kor} verwendet.

$$r^{\text{kor}} = \frac{\sum (x_n - \bar{x}) \cdot (y_n - \bar{y})}{\sqrt{\sum (x_n - \bar{x})^2 \cdot \sum (y_n - \bar{y})^2}} \quad (9.20)$$

$$\text{mit} \quad \bar{x} = \frac{1}{N} \cdot \sum x_n \quad \bar{y} = \frac{1}{N} \cdot \sum y_n$$

Mit N ist die Anzahl der betrachteten Daten berücksichtigt. Die Werte x_n bzw. y_n entsprechen, je nach verwendeter Auswertemethode, den in Gleichung (9.21) angegebenen Daten.

$$\begin{aligned} \text{Methode 1:} \quad x_n &= s(t) + s_0 & y_n &= C \cdot f_s(p(t)) \\ \text{Methode 2:} \quad x_n &= v(t) & y_n &= C \cdot f_s(p(t)) \\ \text{Methode 3:} \quad x_n &= a(t) - a_0 & y_n &= C \cdot f_s(p(t)) \end{aligned} \quad (9.21)$$

Damit eine zuverlässige Aussage über die Tragfähigkeit des anstehenden Bodens möglich ist, sollte der aus der Regression gewonnene Wert für r^{kor} auf jeden Fall über 0,8 liegen. Je näher r^{kor} bei 1 ist, desto besser ist auch die erstellte Prognose.

Einen großen Einfluss auf das Ergebnis der Auswertung hat die Steifigkeit des Bodens. Um eine wirkliche Initialsteifigkeit E_{v0} des Bodens zu erhalten, muss der von der Lastplattengröße abhängige Modul \tilde{E}_{v0} mit der in Gleichung (9.22) geschriebenen Beziehung umgerechnet werden.

$$E_{v0} = \tilde{E}_{v0} \cdot 0,75 \cdot d = \frac{p_f}{C} \cdot 0,75 \cdot d \quad (9.22)$$

Diese Beziehung ist nach TIMOSCHENKO, GOODIER (1951) für Kreisplatten exakt. Quadratische Lastplattenbreiten lassen sich über einen equivalenten Plattendurchmesser entsprechend umrechnen.

Um die Krümmung der betrachteten Kurve zu beurteilen, wird ein Vergleich zwischen der Initialsteifigkeit E_{v0} und einem Verformungsmodul E_v , der als Sekantenmodul in dem für die Auswertung herangezogenen Spannungsbereich gebildet wird, angestellt. Dazu wird wiederum ein kleinstes Fehlerquadrat nach Gleichung (9.23) ermittelt.

$$\int_{t_0}^{t_1} [s(t) + s_0 - \tilde{C} \cdot p(t)]^2 dt \rightarrow \text{Min} \quad (9.23)$$

$$\text{mit} \quad \tilde{C} = \frac{1}{\tilde{E}_v}$$

Durch die Verwendung eines linearen Zusammenhangs zwischen den Setzungen und den Spannungen (Sekantenmodul!), dient das Gleichungssystem (9.24, 9.25) zur Bestimmung der darin enthaltenen Unbekannten.

$$\int_{t_0}^{t_1} s(t) dt = s_0 \cdot \int_{t_0}^{t_1} dt - \tilde{C} \cdot \int_{t_0}^{t_1} p(t) dt \quad (9.24)$$

$$\int_{t_0}^{t_1} s(t) \cdot p(t) dt = -s_0 \cdot \int_{t_0}^{t_1} \dot{p}(t) dt + \tilde{C} \cdot \int_{t_0}^{t_1} s(t) \cdot p^2(t) dt \quad (9.25)$$

Um einen dimensionsechten Verformungsmodul zu erreichen wird die in Gleichung (9.22) verwendete Beziehung in Gleichung (9.26) angewandt.

$$E_v = \tilde{E}_v \cdot 0,75 \cdot d = \frac{0,75 \cdot d}{\tilde{C}} \quad (9.26)$$

Nach Bestimmung des Verformungsmoduls E_v in einem niedrigen Spannungsbereich wird dieser auch über den ganzen gemessenen Bereich bestimmt. Mit diesen Werten erfolgt im nächsten Schritt der Vergleich zwischen den beiden Verformungsmoduln. Ist das Verhältnis von E_v / E_{v0} klein und nimmt dieses überproportional stark ab, so liegt ein nicht lineares Bodenverhalten im betrachteten Spannungsbereich vor (hyperbolisch). Damit ist die Vorhersage der Tragfähigkeit zuverlässig.

Sind beide Moduln jedoch fast gleich groß ($E_v \approx E_{v0}$), liegt ein quasi linearer Kurvenverlauf vor. Eine verlässliche Vorhersage hinsichtlich der Untergrundtragfähigkeit ist dann nicht möglich.

Bei der folgenden Darstellung und Diskussion der ausgewerteten Daten wird ein Vergleich zwischen den potentiometrisch gemessenen Werten und der Prognose aus den Auswertungsverfahren mit den Beschleunigungsdaten durchgeführt.

9.2 Auswertung der potentiometrisch gemessenen Daten

In diesem Abschnitt werden die bei allen Messungen potentiometrisch gemessenen Setzungswerte mit Hilfe von Methode 1 ausgewertet und die daraus erhaltenen Ergebnisse beurteilt. Diese Daten können als eine Art "Idealdaten" angesehen werden, da die Setzungen des Untergrunds direkt gemessen wurden und diese Bewegung später im Gelände mit den Beschleunigungsaufnehmern erfasst werden soll.

Im Gegensatz zu den Messergebnissen, wie sie beim Aufstellen mobiler Baumaschinen erzielt werden, wurden die Messungen im Labor immer bis zum Bruch bzw. Versagen des Untergrunds gefahren. Um zusätzlich eine Aussage hinsichtlich des minimal benötigten Bereichs der Arbeitslinien für eine zutreffende Vorhersage machen zu können, wurden die Daten in neun Messbereiche aufgeteilt. Die in Tabelle 9.1 gegebenen Werte sind die bei der Bewertung berücksichtigten prozentualen Spannungsanteile der jeweils im Versuch gemessenen Bruch- / Versagensspannung.

Tabelle 9.1 Berücksichtigter Spannungsbereich für die Bewertung der Versuchsergebnisse im Labor und im Feld

Bereich 1		Bereich 2	
untere Grenze	obere Grenze	untere Grenze	obere Grenze
20 %	40 %	40 %	50 %
	50 %		70 %
	70 %		90 %
	90 %		99 %
	99 %		

9.2.1 Ergebnisse der Labormessungen

Für je eine Labormessung auf dichtem Sand, lockerem Sand, Sand mit simuliertem Hohlraum und Lösslehm, sind in Tabelle 9.2 die gemessene Bruch- / Versagensspannung p_f^{gem} sowie die aus den berücksichtigten Daten anhand Methode 1 ermittelte Versagensspannung p_f^{hyp} angegeben. Die angegebenen Werte für p_f^{hyp} , welche mit dem hyperbolischen Ansatz bestimmt wurden, sind wie in Kapitel 9.1 beschrieben um den Faktor 0,9 abgemindert. Weiter sind der initiale Tangentenmodul E_{v0} , der Verformungsmodul E_v (Sekantenmodul), der Korrelationskoeffizient r^{kor} und das Verhältnis zwischen der gemessenen und der aus der Auswertung ermittelten Bruchspannung $p_f^{\text{hyp}} / p_f^{\text{gem}}$ angeführt.

Als erstes Indiz für die Güte der Prognose wird zunächst die Signalähnlichkeit, welche durch r^{kor} in Tabelle 9.2 angegeben wird, betrachtet. Generell liegt dieser Wert beim Vergleich der potentiometrisch gemessenen Daten mit den anhand Methode 1 ausgewerteten Daten bei über 99 %. Der mit 98,7 % ungünstigste Wert zeugt immer noch von einer sehr guten Signalähnlichkeit. Diese ist in Bild 9.5 an zwei Beispielen exemplarisch dargestellt. Dabei ist nur der berücksichtigte Spannungsbereich zu betrachten.

In Bild 9.6 ist das Bruchspannungsverhältnis $p_f^{\text{hyp}} / p_f^{\text{gem}}$ über den berücksichtigten Spannungsbereich dargestellt. Die dargestellten Ergebnisse lassen sich dabei in zwei Gruppen einteilen. Die erste Gruppe wird durch die Kurven der Versuche locker I/2 und LL II/2 vertreten. Bei diesen Versuchen konnte, wie in Kapitel 5 bereits beschrieben, das Verhalten der Spannungs-Setzungskurven als duktil beschrieben werden. Schon relativ geringe Bereiche der Arbeitslinien reichen aus, um die Bruchlast gut extrapolieren zu können.

In Gruppe zwei sind die Versuche, bei denen ein eher sprödes Bodenverhalten zu beobachten war. Als Vertreter dieser Gruppe wurden die Versuche dicht III/1 und hohl I/2 in

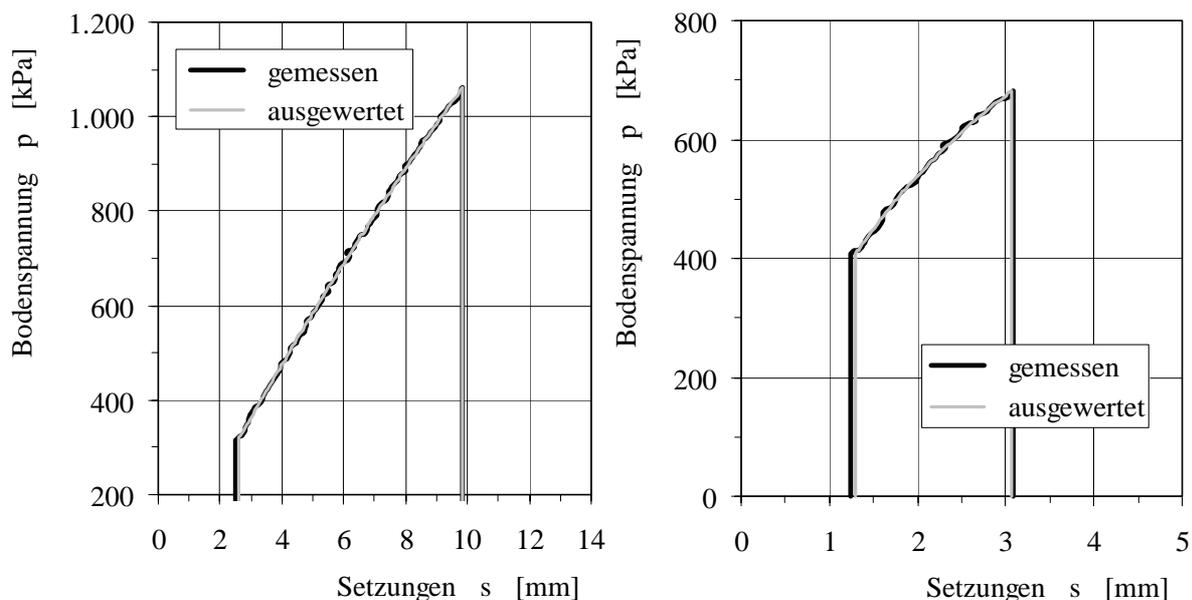


Bild 9.5 Übereinstimmung der gemessenen und ausgewerteten Daten
links: dicht III/2, berücksichtigter Spannungsbereich 20 - 70 %, $r^{\text{kor}} = 99,98$ %
rechts: LL II/2, berücksichtigter Spannungsbereich 40 - 70 %, $r^{\text{kor}} = 99,89$ %

Bild 9.6 abgebildet. Hier ist zu erkennen, dass erst mit Berücksichtigung höherer Bruchspannungen, eine gute Vorhersage der Versagensspannung möglich ist. Die Überschätzung der Bruchspannung, z.B. bei den Versuchen mit simulierten Hohlräumen, ist mit einem Verhältnisfaktor von beinahe acht beachtlich. Dieser Wert kann eventuell noch höher lie

Tabelle 9.2 Ergebnisse der Auswertungen der potentiometrisch gemessenen Setzungen mit Hilfe von Methode 1 in Abhängigkeit des berücksichtigten Spannungsbereichs auf dichtem, lockerem Sand, Sand mit simuliertem Hohlraum und Lösslehm im Labor

Messung	berücksichtigter Spannungsbereich [%]	p_f^{gem} [kPa]	p_f^{hyp} [kPa]	E_{v0} [MPa]	E_v [MPa]	i^{kor} [%]	$p_f^{\text{hyp}}/p_f^{\text{gem}}$ [-]
locker I/2	20 - 40	301,3	590	3,384	2,617	99,70	1,957
	20 - 50		379	3,966	2,413	99,88	1,258
	20 - 70		347	4,101	1,907	99,96	1,150
	20 - 90		361	3,905	1,435	99,98	1,198
	20 - 99		337	4,374	1,190	99,96	1,117
	40 - 50		410	3,710	2,057	99,32	1,359
	40 - 70		362	3,862	1,600	99,92	1,201
	40 - 90		361	3,884	1,222	99,98	1,198
	40 - 99	337	4,396	1,012	99,95	1,117	
LL II/2	20 - 40	976,2	998	106,470	56,826	99,02	1,022
	20 - 50		1.435	86,015	52,575	99,63	1,470
	20 - 70		1.311	91,162	42,571	99,92	1,343
	20 - 90		1.138	110,010	30,806	99,95	1,165
	20 - 99		977	177,472	17,293	99,70	1,001
	40 - 50		10.399	48,637	44,972	98,73	10,652
	40 - 70		1.211	101,199	35,387	99,89	1,241
	40 - 90		1.088	125,869	24,552	99,96	1,115
	40 - 99	977	180,394	12,971	99,66	1,001	
dicht III/1	20 - 40	1.649,6	10.395	26,208	23,958	99,89	6,302
	20 - 50		8.214	26,830	23,486	99,94	4,980
	20 - 70		5.526	29,014	22,209	99,98	3,350
	20 - 90		2.957	39,003	18,945	99,94	1,793
	20 - 99		2.136	59,254	15,155	99,74	1,295
	40 - 50		5.467	29,172	22,398	99,31	3,314
	40 - 70		3.674	35,052	20,936	99,95	2,227
	40 - 90		2.480	49,588	17,048	99,96	1,503
	40 - 99	1.957	79,634	13,026	99,82	1,186	
hohl I/2	20 - 40	971,9	7.241	21,577	20,034	99,78	7,451
	20 - 50		4.983	21,973	19,345	99,90	5,127
	20 - 70		7.501	21,843	19,269	99,91	7,717
	20 - 90		2.570	27,433	17,799	99,94	2,644
	20 - 99		1.440	42,971	15,181	99,59	1,482
	40 - 50		7.328	21,904	19,636	99,72	7,540
	40 - 70		1.569	40,656	19,571	99,90	1,614
	40 - 90		1.811	36,090	16,916	99,97	1,863
	40 - 99	1.233	61,455	13,808	99,64	1,269	

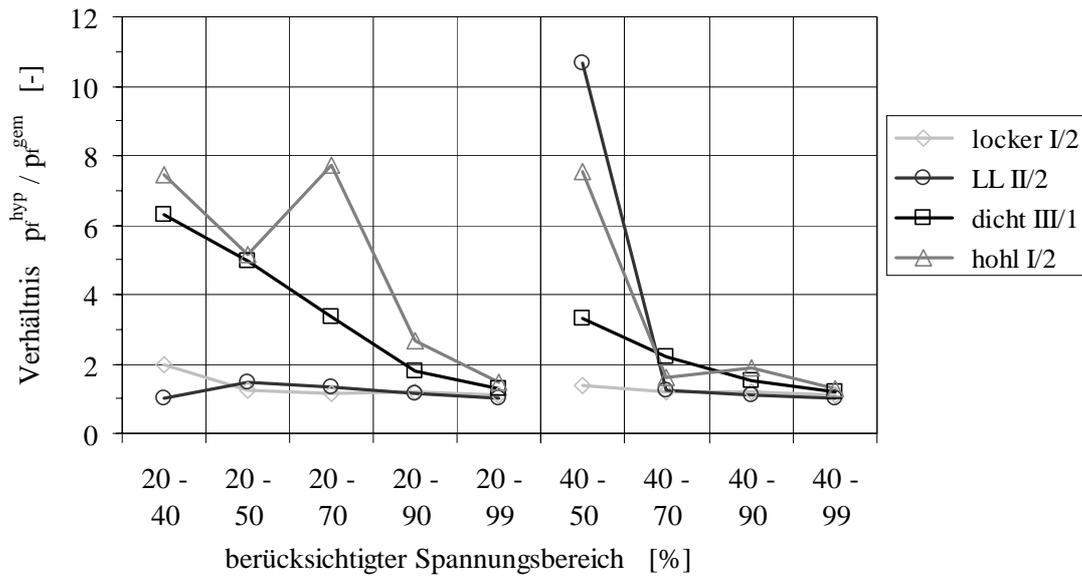


Bild 9.6 Verhältnis der potentiometrisch gemessenen Bruchspannung welche mit dem Hyperbelgesetz nach Methode 1 ermittelt wurde und der gemessenen Bruchspannung. Auftragung über den jeweils zur Auswertung berücksichtigten Spannungsbereich

gen, der Suchalgorithmus für die Bruch- bzw. Versagensspannung wurde jedoch nach oben auf den achtfachen Wert der gemessenen maximalen Spannung begrenzt.

Die Bruchlast kann bei den Versuche mit einem steifen Verhalten erst bei relativ hohen berücksichtigten Spannungsbereichen richtig vorhergesagt werden, wie Bild 9.7 zeigt. Hier ist das Verhältnis zwischen dem Sekantenmodul E_v , der im berücksichtigten Bereich bestimmt wird, und dem tangentialen Initialmodul E_{v0} in Abhängigkeit vom einbezogen Spannungsbereich aufgetragen.

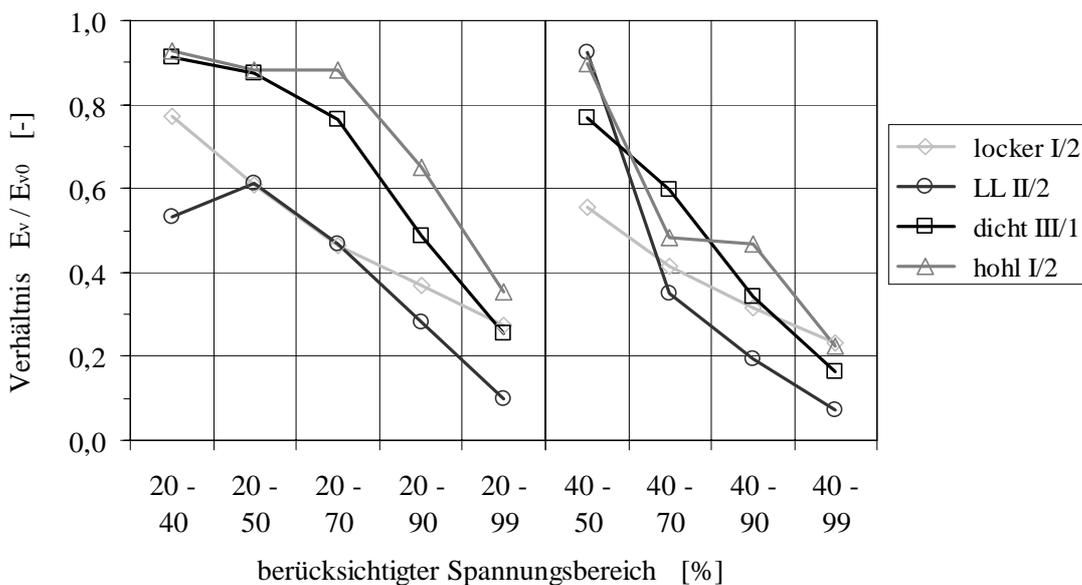


Bild 9.7 Veränderung des Verhältnisses zwischen Sekantenmodul E_v und Tangentenmodul E_{v0} in Abhängigkeit vom berücksichtigten Spannungsbereich

Liegt das Verhältnis der beiden Moduln über 80 %, so wird auch die Bruchlast mehr als deutlich überschätzt. D.h. die beiden Steifigkeitsmodule sind quasi gleich groß und es liegt im betrachteten Bereich ein annähernd lineares Verhalten der Arbeitslinie vor. Dabei sei angemerkt, dass die Ergebnisse bei den sich duktiler verhaltenden Messungen weniger empfindlich reagieren. Die Größe des Steifigkeitsverhältnisses gibt aber keinen direkten Hinweis auf die Genauigkeit der extrapolierten Bruchspannung.

Die Steifigkeiten sind innerhalb der einzelnen Versuchsserien reproduzierbar (Bild 9.8). Es lassen sich auch Unterschiede in der Lagerungsdichte (Bild 9.8 rechts) bzw. der Konsistenz (links) erkennen. So ist im rechten Diagramm der Unterschied in der Lagerungsdichte zwischen $D = 0,98$ wie sie bei Messserie IV (dicht IV) vorhanden war, gegenüber $D = 0,68$ bei Messserie IX (dicht V). Bei den Kurven der Messreihe dicht IV ist darüber hinaus zu erkennen, dass in den ersten drei Messbereichen (20 bis 40 bzw. bis 50 und 70 %) der Verformungsmodul konstant bleibt, bzw. in einem Fall sogar leicht ansteigt. Dieses Verhalten deutet darauf hin, dass in diesem Bereich noch ein linearer Verlauf der Arbeitslinie vorliegen muss. Da in der Messreihe dicht V das Verhalten aufgrund der geringeren Lagerungsdichte etwas duktiler war, nimmt der Verformungsmodul bereits ab. Wird der Spannungsbereich oberhalb 40 % der Bruchspannung berücksichtigt, ist das Verhalten in abgeschwächter Form ähnlich.

Bei den auf Lösslehm durchgeführten Versuchen, kann der Verlauf des Verformungsmoduls annähernd durch zwei Geraden beschrieben werden. Je eine Gerade zeigt die Abnahme von E_v mit zunehmendem Spannungsbereich der von 20 bzw. 40 % an berücksichtigt wird. Dieses Verhalten deutet auf eine nicht lineare Zunahme der Setzungen bei ansteigender Berücksichtigung der aufgetragenen Spannung. Der Verlauf des Spannungs-Setzungsdiagramms ist somit im Endbereich der Kurve hyperbolisch gekrümmt.

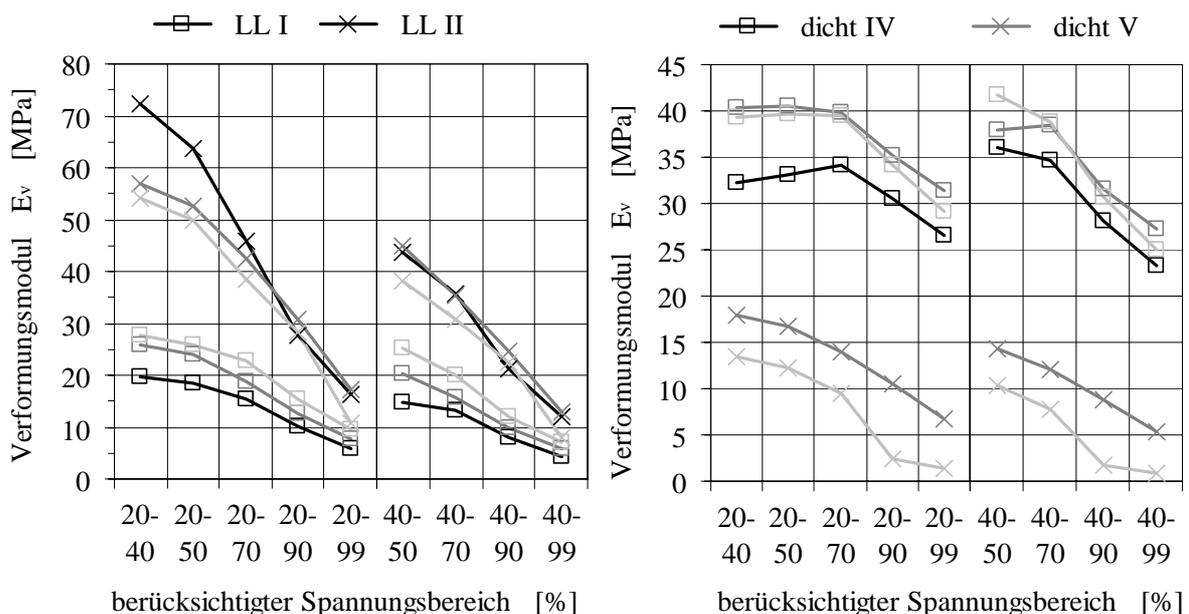


Bild 9.8 Verformungsmodul E_v unter Berücksichtigung unterschiedlicher Spannungsbereiche aus Messungen auf Lösslehm (links) und auf dichtem Sand (rechts) bestimmt

Eindeutig lässt sich feststellen, dass in Abhängigkeit von der Bodenart und der Lagerungsdichte ein Mindestbereich der Arbeitslinie bekannt sein muss, um die Bruchspannung richtig vorhersagen zu können. Aus Auswertungen aller Laborversuche wurde für die unterschiedlichen Versuchsbedingungen der prozentuale Spannungsanteil der Bruchspannung ermittelt, bis zu welchem die Arbeitslinie bekannt sein muss. In Tabelle 9.3 sind die Ergebnisse angegeben.

Tabelle 9.3 Benötigter Bereich der Arbeitslinie zur sicheren Extrapolation der Bruchspannung in Abhängigkeit von den Untergrundverhältnissen

Untergrundbedingungen	benötigter Spannungsbereich bis zur Bruchspannung [%]
Sand, locker - dicht	50
Sand, sehr dicht	90
Sand, Hohlraum (dicht - sehr dicht)	95
Sand, Böschung (dicht - sehr dicht)	90
Lösslehm, Grundbruch	40 - 50
Lösslehm, Böschung	40

Verhält sich der Boden duktil (lockerer bis dichter Sand und Lösslehm), so sind 40 - 50% der Arbeitslinie ausreichend für eine genaue Prognose. Ist das Verhalten des Bodens bei Belastung erkennbar spröde (sehr dicht gelagerter Sand mit und ohne Hohlraum, sowie an Böschungen), so ist es notwendig annähernd die ganze Spannungs-Setzungskurve für die Extrapolation zu kennen.

Nun stellt sich noch die Frage inwieweit es einen von der Bodenart abhängigen Zusammenhang zwischen dem Verformungsmodul E_v und der Bruchspannung p_f gibt. Dazu sind die beiden Werte in Bild 9.9 für die Sand- und die Lösslehmversuche in einem Diagramm gegeneinander aufgetragen. Anhand einer Regressionsanalyse und bei Annahme eines exponentiellen Zusammenhangs, ließen sich die folgenden Beziehungen für p_f

$$p_f = 2.251,1 - 2.250,28 \cdot e^{\left(\frac{-E_v}{26,4953}\right)} \quad (9.27)$$

$$p_f = 980 - 986,75 \cdot e^{\left(\frac{-E_v}{26,85459}\right)} \quad (9.28)$$

ermitteln. Ein hyperbolischer Verlauf wäre auch denkbar, die Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnissen und der ermittelten Kurve ist aber bei den in Gleichung (9.27) als Funktion der Sandkurve und Gleichung (9.28) für den Lösslehm etwas größer. Wenn nun Messungen durchgeführt werden, ist es für die hier vorliegenden Böden möglich, aufgrund der extrapolierten Werte der Bruchspannung p_f und dem ermittelten Verformungsmodul E_v Aussagen hinsichtlich der Qualität der Messergebnisse zu geben. Bei Verwendung ein und der selben Maschine, werden die Messdaten immer auf dem selben Spannungsniveau

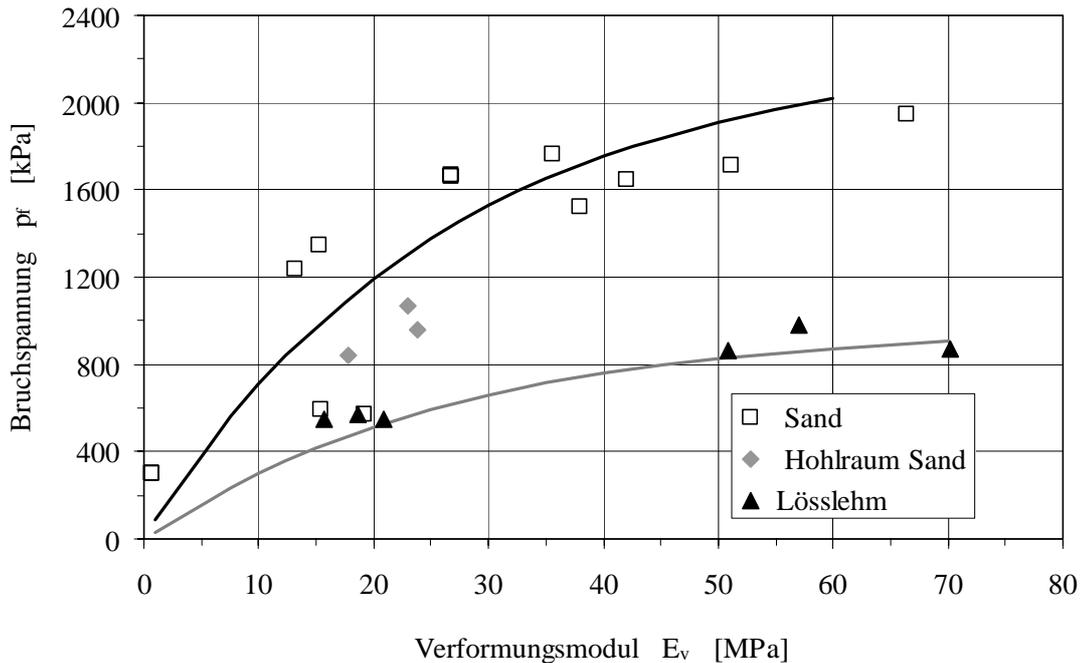


Bild 9.9 Für die Laborversuche auf Sand und Lösslehm ermittelte Bruchspannung p_f über den, bei einer Spannung von 100 kPa bestimmten, Verformungsmodul E_v aufgetragen

erfasst, so dass ein Vergleich zwischen Steifigkeit (E_v -Wert) und Festigkeit (Bruchspannung p_f) möglich ist.

Stimmen die anhand des hyperbolischen Ansatzes extrapolierten Werte der Bruchspannung beim selben Verformungsmodul E_v mit der in Bild 9.9 gezeigten Kurven überein, ist die Vorhersage zutreffend. Stimmen Sie nicht überein, d.h. sie werden erheblich überschätzt, so müssen die Werte entsprechend abgemindert werden. Dieser Ansatz ist durch weitere Untersuchungen zu verifizieren.

9.2.2 Ergebnisse der Feldversuche

Wie bei den eigenen Labormessungen werden in diesem Abschnitt die Ergebnisse der Auswertungen der potentiometrisch gemessenen Daten der eigenen Feldversuche dargestellt und diskutiert. Um der messtechnischen Entwicklung Rechnung zu tragen, werden lediglich die Ergebnisse der Messreihen V, VI und VII vorgestellt. Die Bruch- / Grenzspannungen aus Messung und Extrapolation werden in diesem Abschnitt auf die maximale maschinenspezifischen Spannungen p_{Masch} anhand der Beziehungen

$$p_f^{\text{gem}*} = p_f^{\text{gem}}/p_{\text{Masch}} \quad (9.29)$$

$$p_f^{\text{hyp}*} = p_f^{\text{hyp}}/p_{\text{Masch}} \quad (9.30)$$

dargestellt.

In Tabelle 9.4 sind die Berechnungsergebnisse der Messreihe V auf feuchtem, sandigem Schluff, der in Kapitel 6.1.2 beschrieben wurde, zusammengestellt. Schon die Werte des

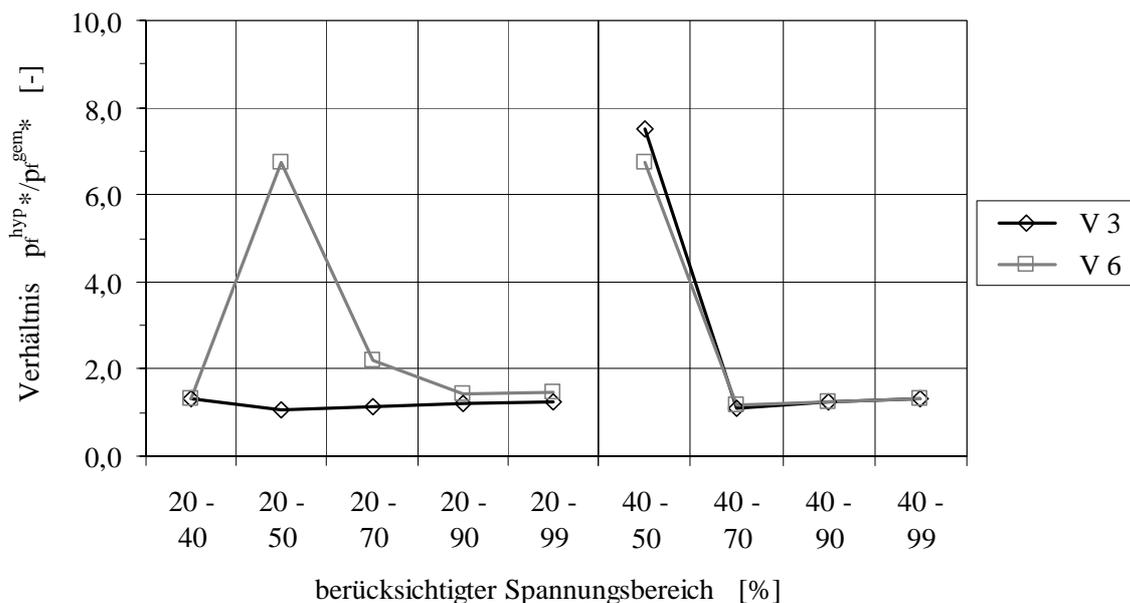


Bild 9.10 Verhältnis des gemessenen zum extrapolierten Bruchspannungsverhältnis über den berücksichtigten Spannungsbereichen für die Feldmessungen der Serie V

Korrelationskoeffizienten r^{kor} zwischen 99,7 und 100 % deuten auf eine große Signalähnlichkeit zwischen den gemessenen und den aus der Auswertung erhaltenen Daten.

Tabelle 9.4 Ergebnisse der Auswertungen der pot. gemessenen Setzungen der Feldmessserie V mit Hilfe von Methode 1 in Abhängigkeit des berücksichtigten Spannungsbereichs

Messung	berücksichtigter Spannungsbereich [%]	$p_f^{\text{gem}*}$ [-]	$p_f^{\text{hyp}*}$ [-]	E_{v0} [MPa]	E_v [MPa]	r^{kor} [%]	$p_f^{\text{gem}*}/p_f^{\text{hyp}*}$ [-]
V 3	20 - 40	0,201	0,264	9,119	5,637	99,976	1,313
	20 - 50		0,217	10,016	4,854	99,960	1,080
	20 - 70		0,231	9,407	3,657	99,982	1,149
	20 - 90		0,246	8,738	2,565	99,950	1,224
	20 - 99		0,254	8,121	2,200	99,943	1,264
	40 - 50		1,512	4,366	3,904	99,738	7,522
	40 - 70		0,224	9,919	2,965	99,960	1,114
	40 - 90		0,252	8,193	2,105	99,925	1,254
	40 - 99		0,262	7,542	1,810	99,924	1,303
V 6	20 - 40	0,255	0,338	7,478	5,532	100,0	1,325
	20 - 50		1,723	5,875	5,484	99,927	6,757
	20 - 70		0,560	6,889	5,186	99,961	2,196
	20 - 90		0,368	8,176	4,536	99,982	1,443
	20 - 99		0,371	8,127	4,320	99,986	1,455
	40 - 50		1,723	6,369	5,846	99,602	6,757
	40 - 70		0,296	9,943	4,975	99,945	1,161
	40 - 90		0,319	9,406	4,213	99,991	1,251
	40 - 99		0,338	8,923	4,001	99,987	1,325

Bei der Auswertung der Ergebnisse von Messung V 6 sei darauf hingewiesen, dass sich der berücksichtigte Spannungsbereich auf das bei der Abstützung der Maschine erreichte Spannungsverhältnis von $p / p_{\text{Masch}} = 0,255$ bezieht (siehe Bild 6.10) und nicht auf das maximal aufgetretene nach Schwenken des Maschinenauslegers.

Bild 9.10 zeigt das Verhältnis zwischen den potentiometrisch gemessenen und den daraus nach Methode 1 extrapolierten Bruchspannungsverhältnissen, die über die berücksichtigten Spannungsbereiche aufgetragen sind.

In Messung V 3, bei der die Bruchspannung des Bodens erreicht wurde, konnte die Bruchspannung immer sehr gut mit Hilfe des hyperbolischen Ansatzes extrapoliert werden. Der Spannungsbereich von 40 - 50 % ist hierbei eine Ausnahme. Bei genauerer Analyse stellte sich heraus, dass in diesem Bereich für eine aussagekräftige Vorhersage zuwenig Datenpunkte für zur Verfügung standen. Die gute Übereinstimmung der extrapolierten Bruchspannung beruht darauf, dass das Bodenverhalten duktil war und die Messkurve von Beginn an einen hyperbolischen Kurvenverlauf (Bild 6.14) aufweist.

Die Resultate von Messung V 6 bedürfen einer etwas genaueren Analyse. Im ersten Moment erscheinen die Ergebnisse nicht ganz so aussagekräftig wie die der Messung V 3. Unter Berücksichtigung, dass die Bruchspannung unbekannt und der Kurvenverlauf nur bis zum im Versuch aufgebrauchten Spannungsverhältnis von 0,354 bekannt ist, können trotzdem einige Aussagen getroffen werden. Das Verhältnis zwischen dem Verformungsmodul E_v und dem initialen Verformungsmodul E_{v0} aus Bild 9.11 (rechts) weist darauf hin, dass wie bei Messung V 3 bereits ein deutlich gekrümmter Kurvenverlauf vorliegt. Die prognostizierten Versagensspannungen liegen beim 1,3 bis 1,4-fachen der Aufstellspannung. Diese Spannungen liegen von der Wertigkeit in der selben Größenordnung, wie die

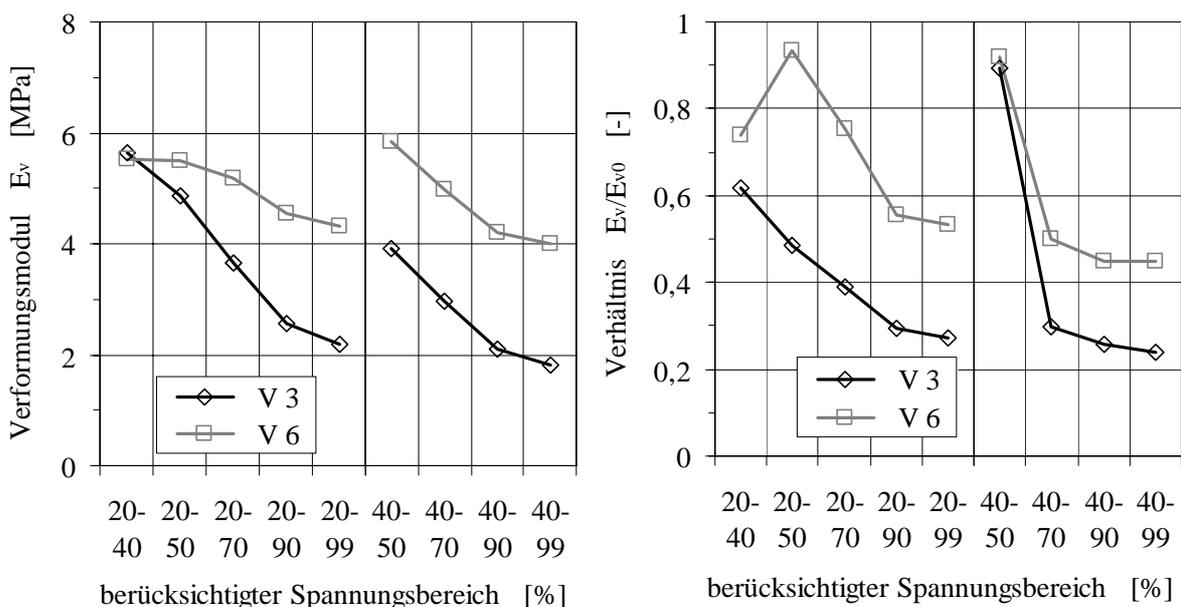


Bild 9.11 links: Ermittelte Verformungsmoduln E_v rechts: Verhältnis des Verformungsmoduls zum initialen Verformungsmodul E_v / E_{v0} , jeweils über die berücksichtigten Spannungsbereiche aufgetragen

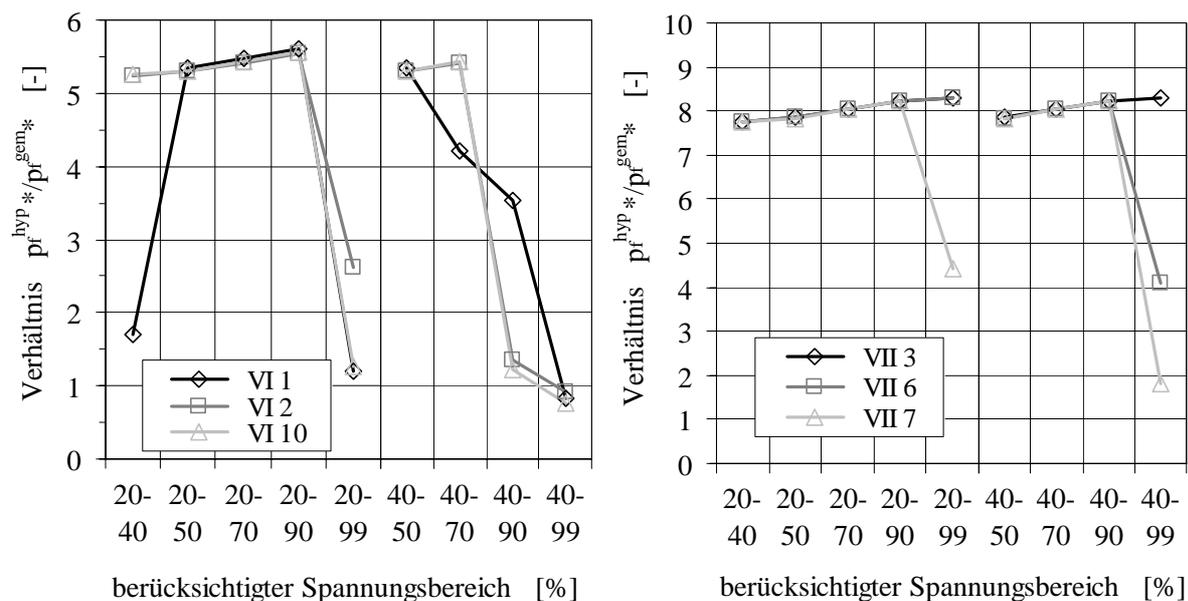


Bild 9.12 Bruchspannungsverhältnis aus der Datenextrapolation und der Messung der potentiometrischen Daten links: Messreihe VI; rechts: Messreihe VII

im Versuch maximal gemessene Spannung. Somit wird die Prognose durch die Messung bestätigt. Dies wird aus Bild 6.10 deutlich, wobei die Gradienten der Messkurve deutlich abflacht, so dass der extrapolierte Wert der Bruchspannung nicht unwahrscheinlich für die tatsächliche Bruchspannung des anstehenden Untergrunds erscheint.

Im linken Diagramm von Bild 9.11 sind die ermittelten Verformungsmoduln E_v aufgetragen. Sie zeigen deutlich, dass Messung V 3 sich "weicher" verhält als Messung V 6. Da die Messungen auf dem selben Untergrund durchgeführt wurden, liegen die Moduln der beiden Versuche jedoch in der gleichen Größenordnung.

Zur Beurteilung der Messungen VI und VII sind einige Ergebnisse der Messreihen in den Bildern 9.12 und 9.13 dargestellt (Messreihe VI links, Messreihe VII rechts). Eine Zusammenstellung aller Daten der hier vorgestellten Messreihen wird in Anhang F gegeben. In Bild 9.12 wird auf die Bestimmung des Bruchspannungsverhältnisses und in Bild 9.13 auf das Verhältnis der Steifigkeiten E_v/E_{v0} eingegangen. Die Korrelationskoeffizienten r^{kor} weisen prinzipiell Werte deutlich über 80 % auf (in 88 % der Fälle beträgt $r^{kor} > 95 %$), was immer noch auf eine sehr gute Übereinstimmung der Signalähnlichkeit hinweist.

Infolge des sprunghaften Anstiegs der Arbeitslinien der Versuchsserie VI zu Versuchsbeginn auf etwa 25 bis 30 % der Bruchspannung, wie bei Vorstellung der Versuchsergebnisse in Kapitel 6 (Bild 6.9) gezeigt, ist es nicht verwunderlich, dass die mit Berücksichtigung ab einer Spannung von 20 % ermittelten Versagensspannungen nicht mit den gemessenen Werten harmonieren (Bild 9.12 links). Erst wenn der Kurvenbereich bis 90 bzw. 99 % der in der Messung erfassten Spannung berücksichtigt wird, sind die Ergebnisse aus Messung und Extrapolation vergleichbar. Bei Berücksichtigung der Werte ab 40 % der gemessenen maximalen Spannung, ist eine etwas bessere Übereinstimmung zu erkennen.

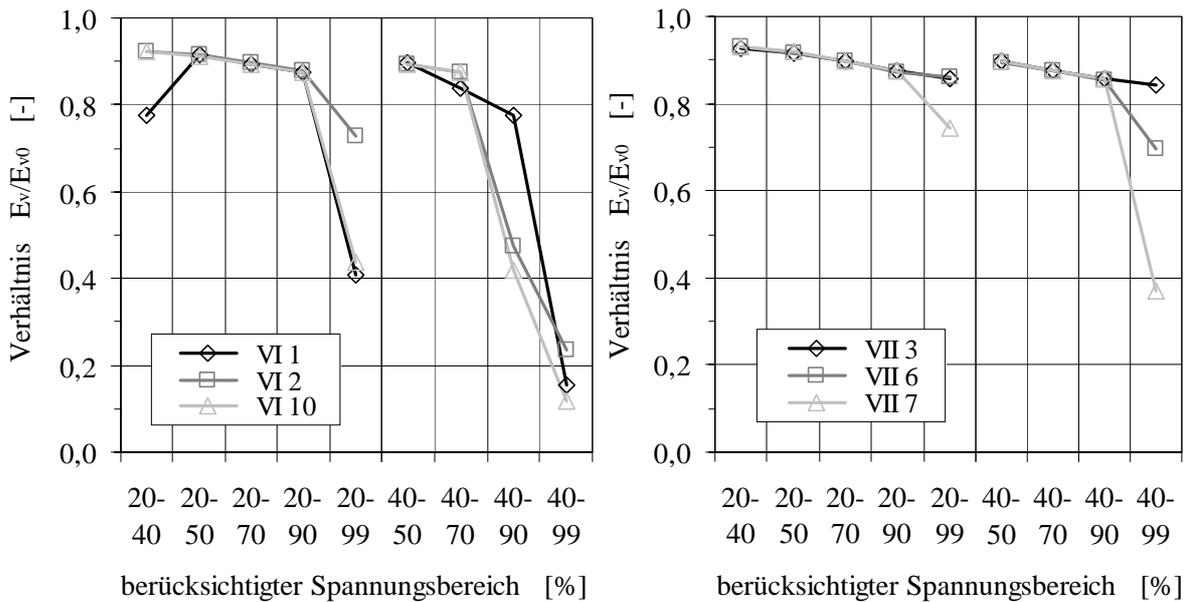


Bild 9.13 Überprüfung des gekrümmten Kurvenverlaufs mit Hilfe des Verhältnisses von Verformungsmodul E_v zu initialem Verformungsmodul E_{v0}
links: Messreihe VI rechts: Messreihe VII

Die Ergebnisse von Messserie VII zeigen noch deutlicher, dass es weiteren Untersuchungsbedarf gibt. Das Verhalten der Spannungs-Setzungskurven war zu Beginn konkav geformt (Bild 6.5 rechts und Bild 6.11), woraus trotz der Verwendung der 20 bzw. 40 % Startwerte, ziemlich große Werte für die Bruchspannungen ermittelt wurden. Dabei muss nochmals darauf hingewiesen werden, dass die tatsächliche Bruchspannung in den Versuchen nicht erreicht wurde und somit über die wirklichen Werte nur Spekulationen angestellt werden können.

Fest steht jedoch aufgrund der Kurvenverläufe, dass die Bruchspannung noch deutlich höher liegen muss und somit zumindest bei den Werten, unter Berücksichtigung der gemessenen Daten von 40 bis 99 % (VII 6 und 7) die ermittelten Bruchspannungen plausibel erscheinen. Dies kann auch aus Bild 9.13 geschlossen werden. Bei den Messungen der Messserie VI (links) ist bei Berücksichtigung von 90 bis 99 % des gemessenen Spannungsbereichs eine deutliche Abnahme des Verhältnisses der Steifigkeitsmoduln E_v / E_{v0} zu erkennen. Im rechten Teil von Bild 9.13 sind die Ergebnisse der Messserie VII dargestellt. Der sich nach dem konkaven Kurvenbereich anschließende lineare Bereich des Spannungs-Setzungsverlaufs hat dort angefangen in einen hyperbolischen Verlauf überzugehen.

9.3 Auswertung der Messdaten des Beschleunigungssensors

Die hier vorgestellten Ergebnisse stammen aus der Auswertung der Messdaten, welche mit dem Honeywell-Beschleunigungssensor gemessen wurden. Die Auswertung erfolgte anhand der zu Beginn dieses Kapitels vorgestellten Methoden 1 bis 3. Um die Übersicht zu wahren, sind die kompletten zu den Versuchsergebnissen gehörigen Datentabellen, analog zu den Tabellen 9.2 und 9.3, im Anhang F dargestellt. Auszüge sind im Folgenden aufge-

führt. Zunächst wird auf die Ergebnisse der eigenen Laborversuche und anschließend auf die der eigenen Feldversuche eingegangen.

9.3.1 Ergebnisse der Laborversuche

Um eine Vergleichbarkeit mit den Auswertungen der potentiometrisch gemessenen Werte zu erreichen, werden die selben Versuche wie im vorherigen Abschnitt dargestellt. Dies sind die Messungen locker I/2, dicht III/1 und hohl I/1 auf einem sandigen Untergrund mit lockerer bis sehr dichter Lagerung, bei Messung hohl I/1 mit einem simuliertem Hohlraum unter der Lasteinleitungsfläche, und Messung LL II/3 auf einem Untergrund aus Lösslehm.

Zunächst soll der Erfolg der Erfassung des Setzungsverhaltens durch einen Beschleunigungssensor deutlich gemacht werden. Dazu werden die potentiometrisch gemessenen Setzungen zweimal nach der Zeit abgeleitet, um die wirklich aufgetretenen Beschleunigungen der Lastplatte zu ermitteln. In den Bildern 9.14 bis 9.16 sind diese Beschleunigungen jenen mit dem Beschleunigungssensor gemessenen Werten gegenübergestellt. Nachdem zusätzlich die Verkippung bzw. Neigung der Lastplatte mit erfasst wurde, sind zusätzlich die um die Neigung korrigierten Beschleunigungen (Bild 9.15, 9.16) dargestellt.

Die in den Diagrammen abgebildeten Vergleiche zeigen gleichzeitig die Weiterentwicklung der Messanlage. So ist in Bild 9.14 links noch mit einer Messkarte mit einer Genauigkeit von 12 Bit und einer Auflösung der Beschleunigung von 2 V/g gemessen, während die in Bild 9.14 rechts, Bild 9.15 und Bild 9.16 dargestellten Auswertungen mit einer 16 Bit-Messkarte und einer Auflösung von 7,5 V/g ermittelt wurden. Zwischen der gemessenen und den aus potentiometrisch erfassten Setzungen rückgerechneten Beschleunigungen besteht keine ersichtliche Übereinstimmung. Nach Verbesserung der Datenerfassung

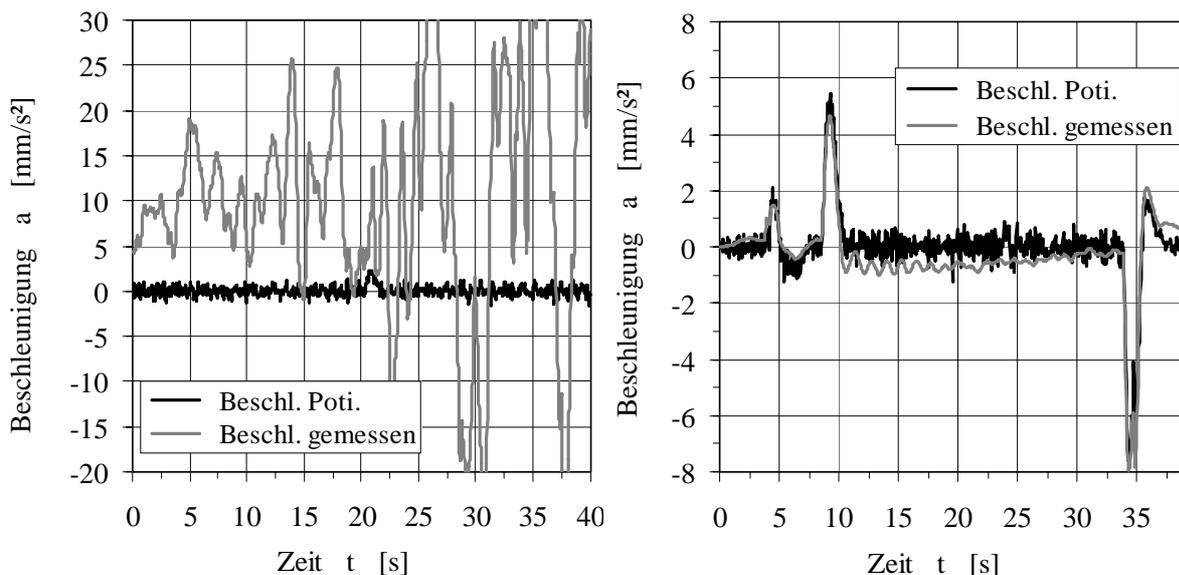


Bild 9.14 Vergleich zwischen mit Beschleunigungssensor und aus potentiometrisch gemessenen Setzungen ermittelte Beschleunigung ohne Neigungskorrektur am Beispiel der Messungen links: dicht III/1; rechts: locker I/2

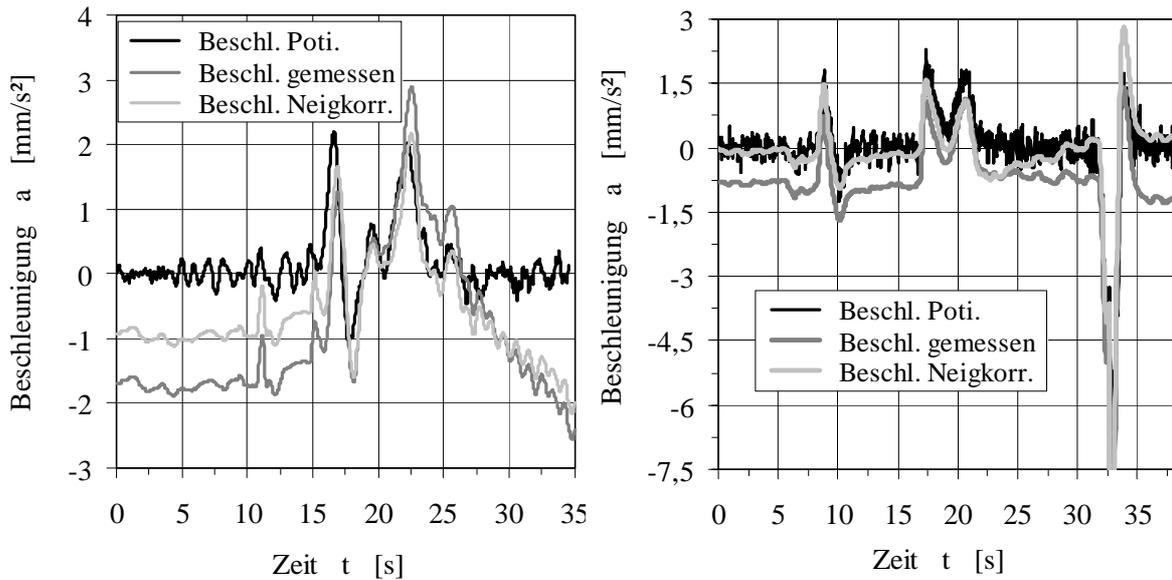


Bild 9.15 Vergleich der mit und ohne Neigungskorrektur und aus zweifacher Ableitung der potentiometrisch gemessenen Setzungen ermittelten Beschleunigungen der Messungen hohl I/2 (links) und dicht V/2 (rechts)

(Beschreibung in Kapitel 8 und 10) ist auf der rechten Seite in Bild 9.14 und in den Bildern 9.15 - 16 eine recht gute Übereinstimmung zu erkennen.

Durch die Erfassung der Neigung und Verkippung der Lastplatte konnten die Werte weiter verbessert werden. Verwunderlich ist im ersten Moment, warum mit Hilfe der Kompensation nicht exakt die Werte der potentiometrischen Beschleunigungen erreicht werden? Die Unterschiede beruhen auf zwei verschiedenen Problemen.

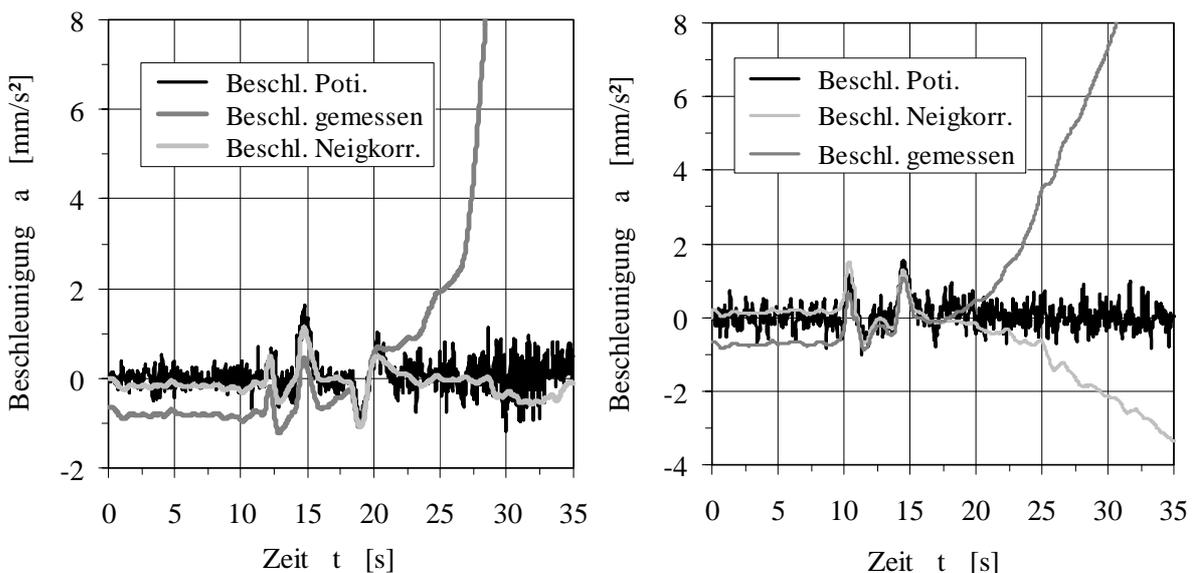


Bild 9.16 Vergleich der mit und ohne Neigungskorrektur und aus zweifacher Ableitung der potentiometrisch gemessenen Setzungen ermittelten Beschleunigungen der Messungen mit Böschungen aus Sand boe s II/1 (links) und boe s III/2 (rechts)

Problem Nummer eins ist die Temperatur. Die Temperaturdrift hat aufgrund der relativ kurzen Messzeit keinen Einfluss. Es konnte jedoch festgestellt werden, dass die Absoluttemperatur eine Abweichung bewirkt. Der Offset am Anfang der Messung resultiert somit einerseits aus einer möglichen Schiefstellung der Lastplatte, auf den der Beschleunigungssensor montiert ist, und andererseits aus der absoluten Temperaturabweichung³⁹. Beispielhaft ist in Bild 9.15 links zu sehen, dass der unkorrigierte Offset von ca. 1,7 mm/s² auf 0,9 mm/s² verringert wurde. Der restliche Anteil des Offsets resultiert also aus der Temperatur. Eine Temperaturkompensation ist somit für weitere Messungen aufgrund der Sensitivität des Aufnehmers vorzunehmen.

Das zweite Problem entsteht mit der Art der Neigungsmessung. Wie in Kapitel 10.3 ausführlich beschrieben, wird durch zwei kapazitive Neigungssensoren die Schiefstellung und die infolge der Belastung auftretende Verkippung gemessen. Der Ausgleich der gemessenen Beschleunigung um die aufgetretene Schiefstellung kann damit erreicht werden. Wie aus Bild 9.15 links und 9.16 rechts ersichtlich, ist die Kompensation nicht ganz exakt. Im ersten Fall fällt der Ausgleich zu gering aus, im zweiten Fall ist er zu groß.

Grund hierfür ist, dass die erfassten Verkippungen nicht ganz frei von den auftretenden Beschleunigungen sind. Die gedämpften Sensoren weisen noch eine zu große Einschwingzeit auf. Die Verwendung von Sensoren, welche quasi unabhängig von der Bewegungsgeschwindigkeit (Beschleunigung) und deren Richtung sind ist bei zukünftigen Messungen zu verwenden.

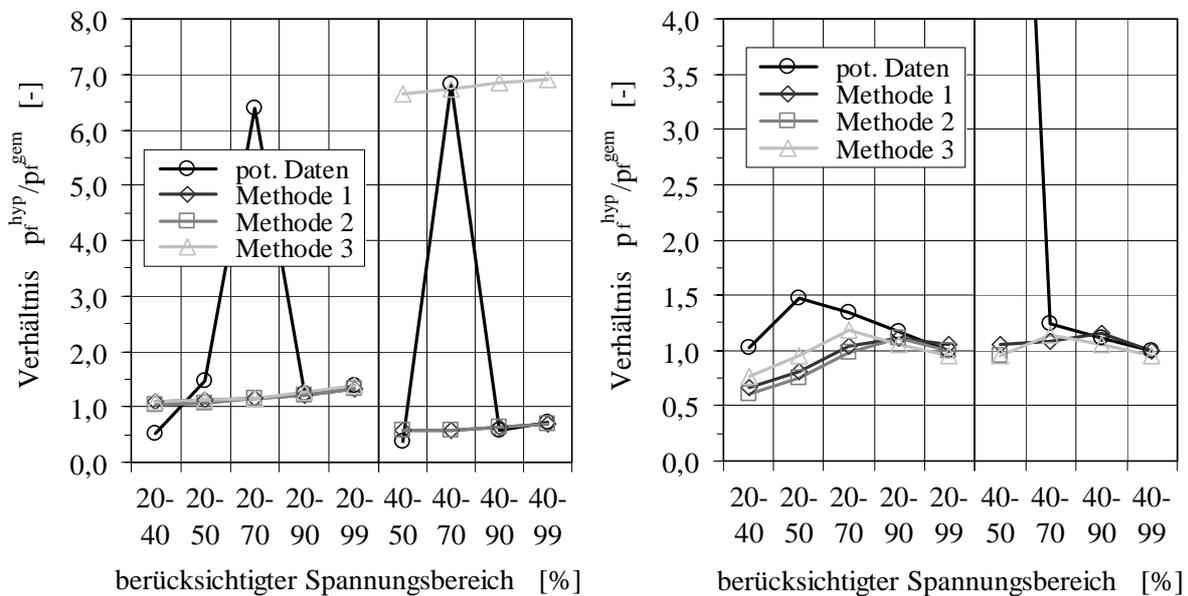


Bild 9.17 Vergleich der Ergebnisse bei der Auswertung der Beschleunigungen mit Hilfe der Methoden 1 - 3. Auftragung des Verhältnisses zwischen der gemessenen und der extrapolierten Bruchspannung über dem berücksichtigten Spannungsbereich auf sich duktil verhaltendem Untergrund links: locker I/1; rechts: LL II/2

³⁹ Die Temperatursensitivität des Honeywell Beschleunigungssensors QA-Flex 700-010 liegt bei 70 $\mu\text{g}/^\circ\text{C}$. Bezugstemperatur ist 20°C Raumtemperatur.

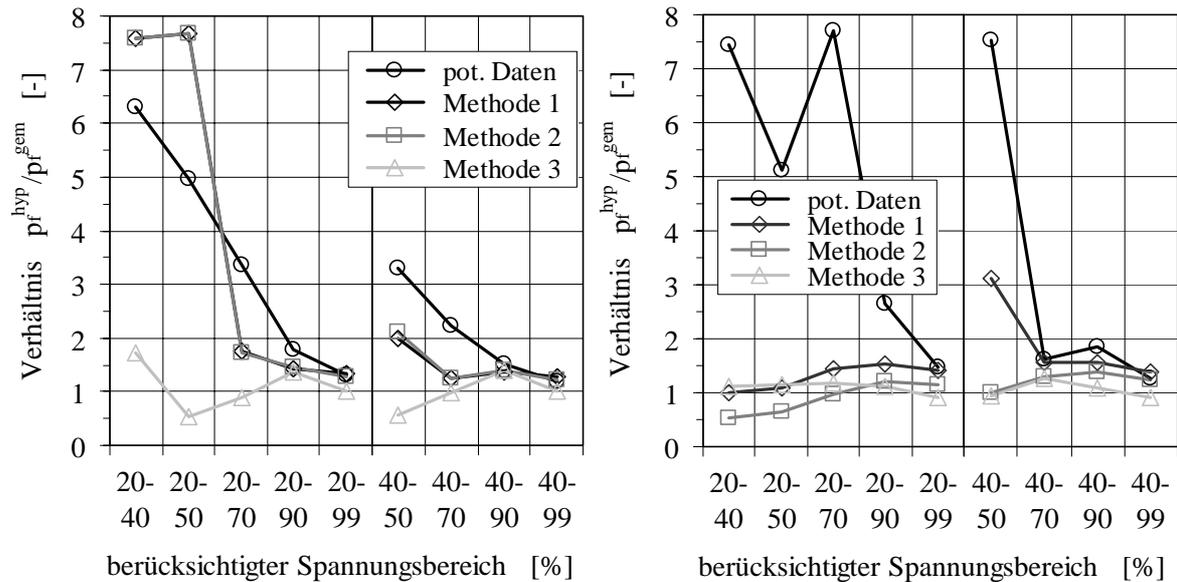


Bild 9.18 Ergebnisse der Auswertung von Messungen bei steifen Untergrundverhältnissen, dicht III/1 (links) und hohl I/2 (rechts). Darstellung der Bruchspannungsverhältnisse aus Messung und Extrapolation

Durch Anwendung der Methoden 1 - 3 sind im Folgenden die Messdaten zur Bestimmung der Bruchspannung ausgewertet und extrapoliert worden (Bild 9.17 bis 9.20). Zum Vergleich sind die Ergebnisse aus den potentiometrisch gemessenen Daten mit aufgetragen. In den Bildern 9.17 und 9.18 sind die Bruchspannungsverhältnisse aus der Extrapolation p_f^{hyp} und der Messung p_f^{gem} dargestellt. Dabei wurden, wie im Abschnitt 9.2, verschiedene Spannungsbereiche bei der Auswertung berücksichtigt. Duktiler Untergrund, d.h. locker gelagerter Sand und Lösslehm werden im Bild 9.17 betrachtet.

Wie mit den potentiometrisch gemessenen Kurven, werden auch mit den aus den Beschleunigungen extrapolierten Daten gute Relationen zwischen Messung und Auswertung erzielt. Lediglich bei Methode 3, bei der die aufgebrachte Spannung zweimal abgeleitet und mit den Beschleunigungen ausgewertet wurde, sind bei der Messung auf locker gelagerter Sand (locker I/1) unter Berücksichtigung der Daten ab 40 % keine Übereinstimmung erreicht worden. Die Verkipfung der Lastplatte bei der Belastung, welche bei dieser Messung noch nicht mitgemessen wurde, ist Grund für die Abweichung. Die Betrachtung des erzielten Korrelationskoeffizienten r^{kor} bestätigt dies. Lediglich mit Methode 3 wurde eine Übereinstimmung im Bereich von 30 bis 70 % erreicht. Methode 1 und 2, sowie die Ergebnisse auf Lösslehm haben erheblich höhere Korrelationskoeffizienten $r^{kor} \geq 70 \%$ ergeben.

Die Resultate der Extrapolation der auf dicht bis sehr dichtem Sand durchgeführten Messungen (Bild 9.18, links) sind abhängig vom berücksichtigten Spannungsbereich. Bei niedrigen Spannungsbereichen wird die Bruchspannung teilweise erheblich überschätzt. Mit zunehmender Spannung, die zur Bewertung herangezogen wurde, stimmt die Prognose immer besser mit dem Ergebnis der Messung überein. Wie Bild 9.18 zeigt sind die Resultate

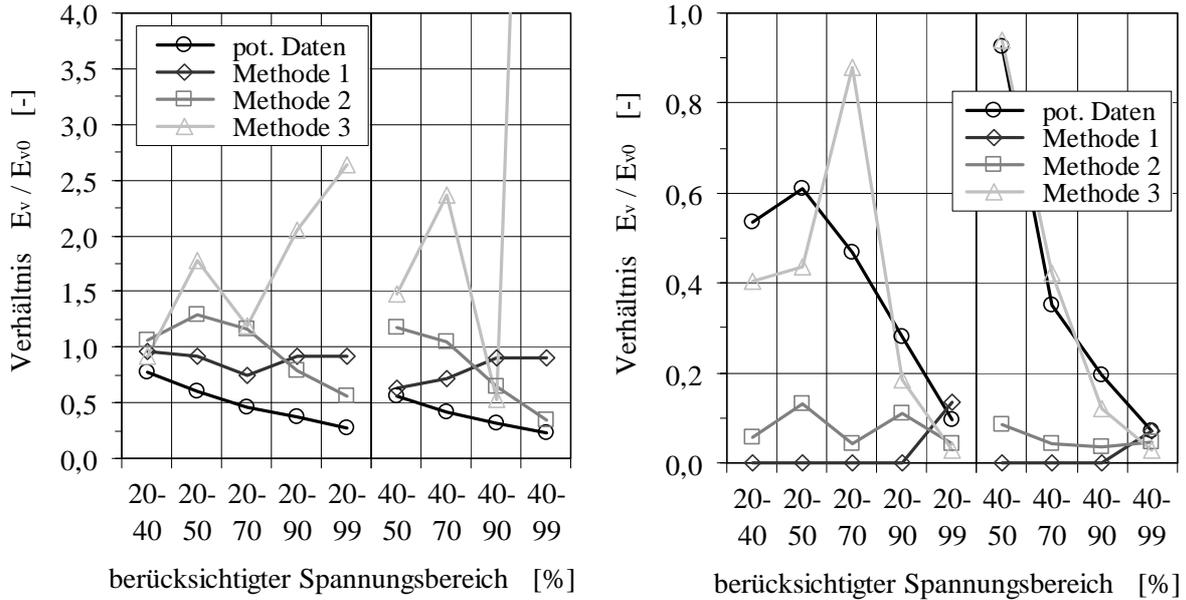


Bild 9.19 Verhältnis zwischen initialem Verformungsmodul E_{v0} und Sekantenmodul E_v bei Messungen auf duktilem Untergrund links: lockerer Sand; rechts: Lösslehm

der Extrapolation aus den Beschleunigungsmessungen bereichsweise besser, als aus den potentiometrischen Messungen.

Überraschend ist, dass sich mit den Daten aus den Messungen mit den Beschleunigungssensoren teilweise bessere Extrapolationsergebnisse ergeben, als mit den potentiometrisch gemessenen. Zur Begründung wird auf die benötigte Genauigkeit der Messdaten hingewiesen. Aufgrund von Abweichungen vom wirklich aufgetretenen Signal werden bei der Auswertung Drifterscheinungen deutlich, wodurch der E_v - Wert nicht genau genug (meist zu

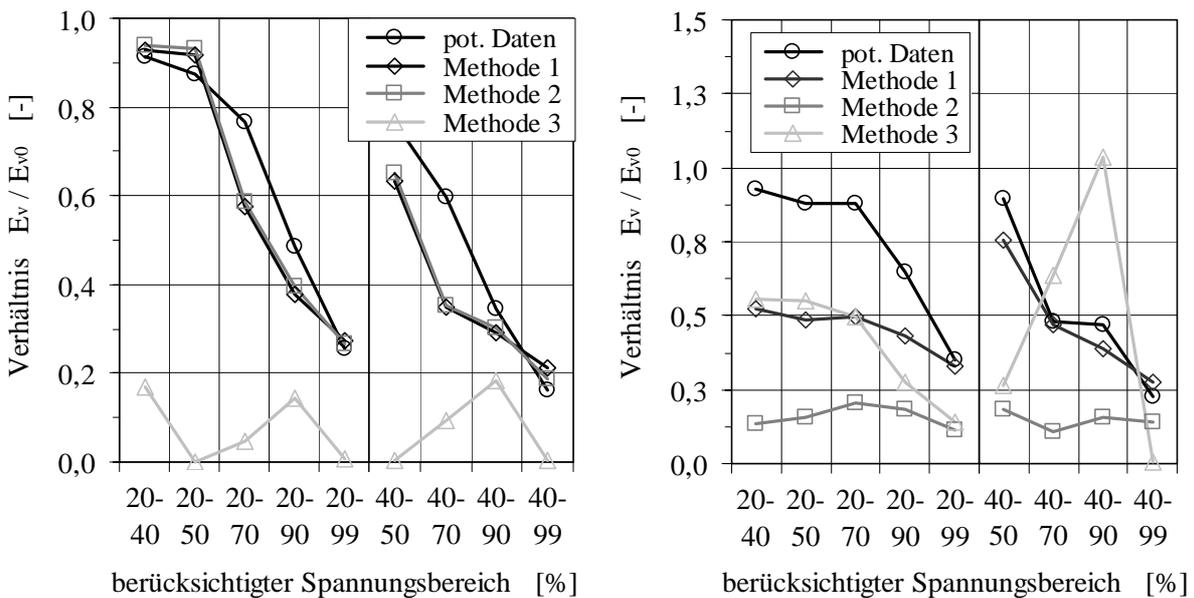


Bild 9.20 Verhältnis der Verformungsmoduln einer Messung auf dichtem Sand (links) und mit Hohlraum (rechts) über den betrachteten Spannungsbereich aufgetragen

gering) bestimmt werden kann. Daraus resultiert häufig für die aus den Beschleunigungsdaten ermittelte Arbeitslinie ein flacherer Verlauf, als aus den potentiometrisch gemessenen. Ergebnis dieser Extrapolationen sind deutlich niedriger prognostizierte Bruchlasten, was die Notwendigkeit von weiteren Verbesserungen an der Messeinrichtung unterstreicht.

9.3.2 Ergebnisse der Feldversuche

Erste Messungen mit einem Beschleunigungssensor wurden bei der Versuchsserie V im Feld durchgeführt. Zu diesem Zeitpunkt lagen keine Erkenntnisse hinsichtlich der notwendigen Anforderungen an den Sensor und die Datenerfassungsanlage vor. Mit einer unteren Grenzfrequenz von 5 Hz war der verwendete Sensor, wie sich nach den Messungen herausstellte, für die geplanten Messaufgabe nicht geeignet. Die letzte Entwicklungsstufe der Laborversuche mit dem Honeywell Beschleunigungssensor wurde in der Versuchsserie VII im Feld eingesetzt und ausgewertet. Im Weiteren wird aus diesem Grund lediglich auf die Ergebnisse dieser Versuchsserie VII eingegangen.

Zunächst seien die in Kapitel 6 beschriebenen Ergebnisse (Bild 6.11) nochmals in Erinnerung gerufen. Der Verlauf der Arbeitslinien besaß bei Belastungsbeginn einen konkaven Verlauf, der bei weiterer Laststeigerung in einen linearen Verlauf übergeht. Die Belastung erfolgte aus dem Ausfahren des instrumentierten Stützbeins. Die Bruchspannung wurde bei keiner Messung dieser Versuchsserie erreicht. Die aus den gemessenen Daten extrapolierten Werte können nur in ihrer Größenordnung beurteilt und bewertet werden. Wie bei der Auswertung der potentiometrisch gemessenen Daten, erfolgt die Darstellung der Berechnungsergebnisse im Verhältnis zu den maximalen maschinenspezifischen Spannungen p_{Masch} nach den Beziehungen der Gleichungen 9.29 und 9.30.

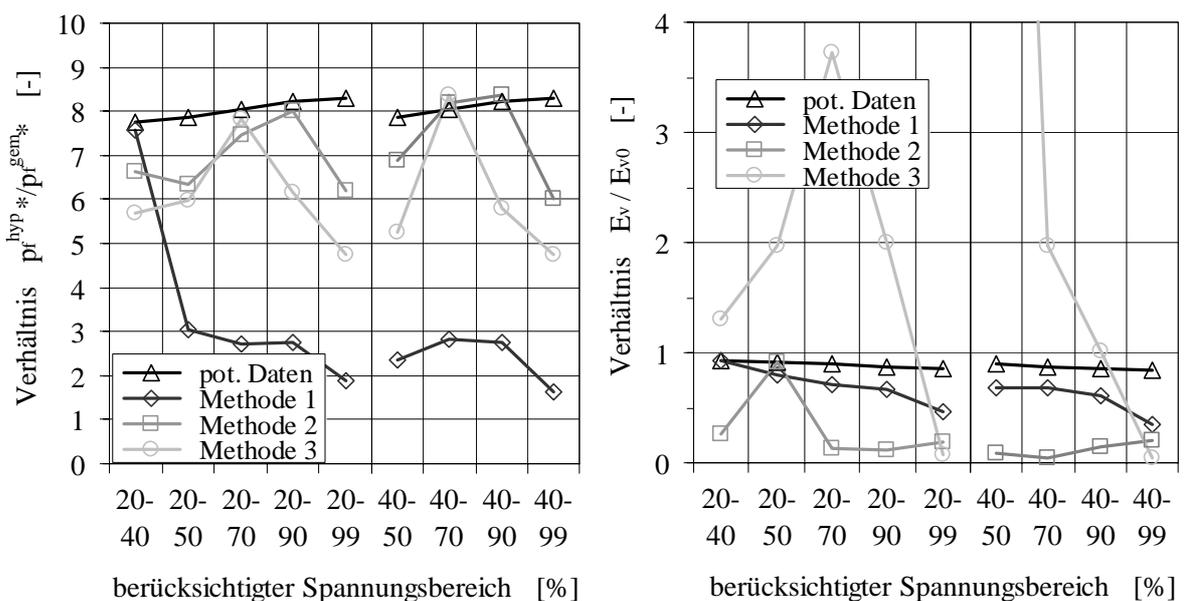


Bild 9.21 Ergebnisse der Messung 3 der Feldversuchsserie VII links: Verhältnis der Bruchspannungen rechts: Verhältnis der Verformungsmoduln E_v / E_{v0}

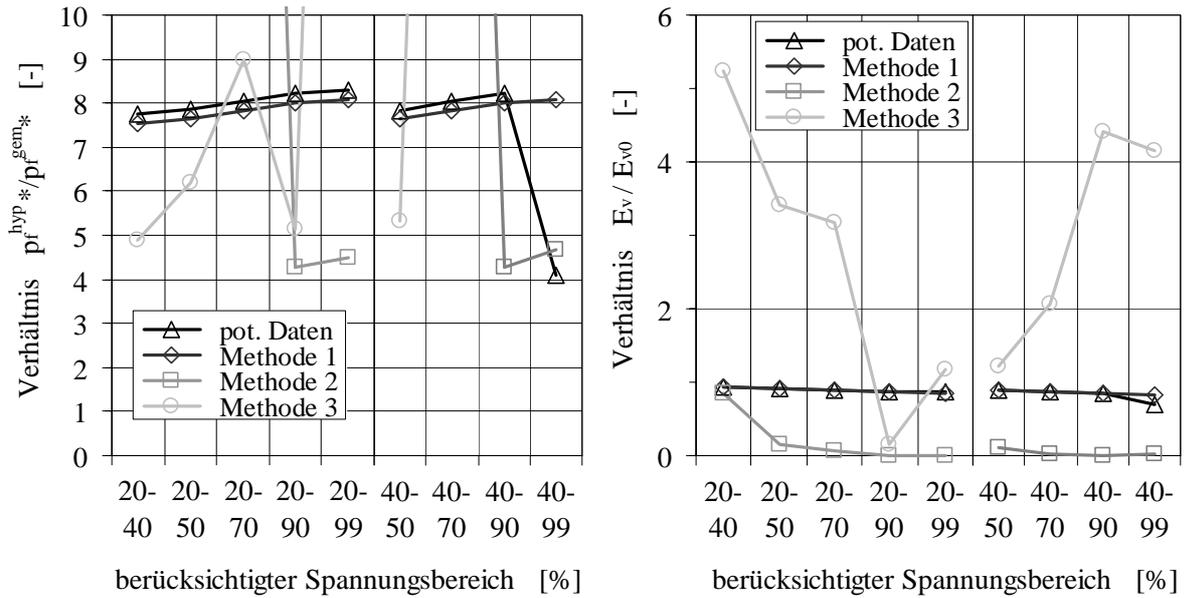


Bild 9.22 links: Bruchspannungsverhältnisse aus potentiometrischer Messung und der Auswertung nach Methode 1 - 3 rechts: Ermitteltes Verhältnis der Verformungsmoduln E_v / E_{v0} der Messung 6 von Feldmessserie VII

Bei der Auswertung der Beschleunigungsdaten sind die selben Problemen wie bei den zuvor schon gezeigten Messungen aufgetreten. Dies geht aus den Bildern 9.21 - 9.23 welche im Folgenden abgebildet sind hervor. In den Bildern sind jeweils links das Bruchspannungsverhältnis pr_{hyp}^*/pr_{gen}^* und rechts das Verhältnis der ermittelten Verformungsmoduln E_v / E_{v0} dargestellt. Dabei sind zu Vergleichszwecken sowohl das Ergebnis aus den

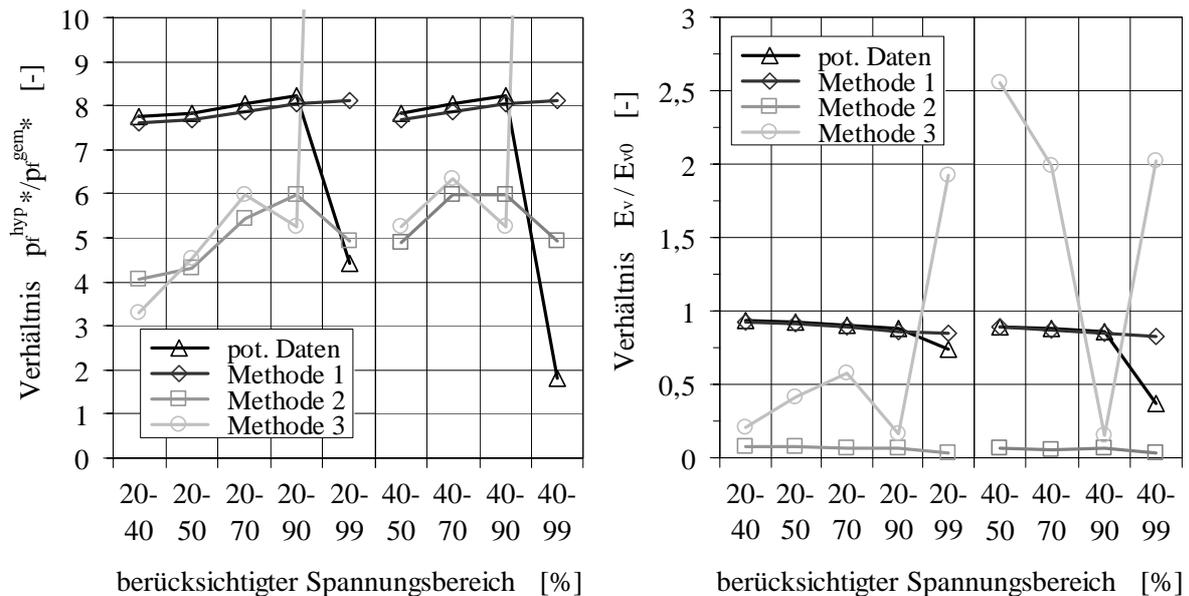


Bild 9.23 Messung 7 der Versuchsserie VII links: Verhältnis pr_{hyp}^*/pr_{gen}^* rechts: Verhältnis der Verformungsmoduln über die jeweilig berücksichtigten Spannungsbereiche dargestellt

potentiometrischen Daten, als auch die Ergebnisse der Auswertungen der gemessenen Beschleunigungen mit den Methoden 1 - 3 für verschiedene Spannungsbereiche, dargestellt.

Tendenziell zeigen die Ergebnisse aus den ausgewerteten Beschleunigungsdaten genauere Werte als die Werte, welche aus den potentiometrisch gemessenen Daten ermittelt wurden. Hier spielt die Genauigkeit der gemessenen Beschleunigungen eine entscheidende Rolle. Durch die Temperatursensitivität des Beschleunigungssensors und die auftretenden Verkippen der Lastplatte, seien sie auch noch so klein, ist bei der Auswertung festgestellt worden, dass die Arbeitslinien im Vergleich mit den potentiometrischen Daten meist einer Drift unterliegen. Wie bereits dargestellt sind Verbesserungen der Messsensorik unausweichlich, um hinreichend exakte Daten zu erhalten, mit denen eine zutreffende Prognose über die Tragfähigkeit des anstehenden Bodens erstellt werden kann.

9.4 Beurteilung der Auswertungen

Die Auswertung der Messergebnisse mit Hilfe des hyperbolischen Versagensansatzes hat ergeben, dass bei sich duktil verhaltenden Böden, wie z.B. locker gelagerte Sande und Lösslehm, mindestens 40 bis 50 % der Arbeitslinie für eine Tragfähigkeitsprognose bekannt sein müssen (siehe Tabelle 9.3). Dicht bis sehr dicht gelagerte Sande verhalten sich sehr spröde. Nahezu die gesamte Arbeitslinie ist notwendig, um die Bruchspannung aus der Extrapolation ermitteln zu können.

Es stellt sich noch die Frage, inwiefern die Grundbruchspannung beim Arbeiten mit mobilen Baumaschinen auf dicht bis sehr dichten gelagerten Untergrundbedingungen relevant ist?

Wie in Kapitel 4 ausgeführt wurden einige der Messungen unter Laborbedingungen auf Sand bei Untergrundverhältnissen mit einer Lagerungsdichte $D > 0,8$ ausgeführt. Die Lastfläche hatte einen Durchmesser von 0,3 m. Beim Einsatz von mobilen Baumaschinen kann generell davon ausgegangen werden, dass Abstützplatten mit einer Fläche von mindestens $0,6 \cdot 0,6 \text{ m}^2$ unter die Stützbeine platziert werden, was einer Vergrößerung der Fläche um das 5-fache bedeutet und dabei ein duktileres Verhalten aufzeigen.

Tabelle 9.5 Umrechnung der Bruchspannung aus den Laborversuchen auf Sand mit Lagerungsdichten $D > 0,8$ auf die Mindestabstützfläche mobiler Baumaschinen

	Einbautrockendichte ρ_a [g/cm ³]	Lagerungsdichte D [-]	Reibungswinkel φ' [°]	Kapillarkohäsion c [kPa]	mittl. Bruchspannung p_f Laborversuch [kPa]	mittl. Bruchspannung p_f Mindestabstützung [kPa]
dicht I	1,821	1,0	45	5,5	1.826,4	2.356,3
dicht II	1,763	0,78	41	7,0	1.284,6	1.546,7
dicht III	1,791	0,88	43	7,0	1.581,6	1.949,2
dicht IV	1,816	0,98	45	5,0	1.697,7	2.234,7

Mit Hilfe der Grundbruchgleichung in Gleichung (2.4), bzw. Gleichung (2.5) für Fundamente ohne Einbindetiefe, können die Versuchsergebnisse von der tatsächlich verwendeten Lastfläche auf die Mindestabstützfläche umgerechnet werden. Die Ergebnisse sind in Tabelle 9.5 zusammengestellt. Die Grundbruchspannung wird unter anderem maßgeblich von der Fundamentform und dessen Abmessungen (Breitenglied) beeinflusst.

Die Bruchspannung nimmt dabei von 1.285 kPa um 260 kPa am Übergang von dichten zu sehr dichten Lagerungsbedingungen zu. Bei einer Lagerungsdichte von $D = 1,0$ beträgt die Zunahme sogar 530 kPa. Diese Werte bedeuten einen nicht unerheblichen Anstieg um 20 bis 30 %.

Die maximal auf die Abstützfläche wirkende Last ist vom jeweiligen Maschinentyp, Autokran, Autobetonpumpe, usw., und dessen Tragkraft sowie Reichweite abhängig. Die bei diesem Forschungsvorhaben zu Messungen verwendeten Maschinen erreichten maximale Stützbeinpressungen, auf eine Abstützfläche von $0,6 \cdot 0,6 \text{ m}^2$, von ca. 500 kPa bis 700 kPa. Somit liegen die in den Laborversuchen erreichten, umgerechneten Bruchspannungen um einen Faktor von mindestens 2,2, und bis 4,6, über der maximalen Abstützspannung, die während des Maschineneinsatzes auftreten kann.

Sehr dicht gelagerte und damit sich spröde verhaltende Untergrundverhältnisse sind demnach, selbst bei Verwendung der Mindestabstützplatten, hinsichtlich dem Versagen des Untergrunds (Grundbruch) beim Abstellen von mobilen Baumaschinen als unkritisch zu bewerten. Dies ist der Fall bei E_{v0} Werten über 50 MPa. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass diese Betrachtungen für ebenen Untergrund ohne Hohlräume gültig ist. Bei Vorhandensein größerer Hohlräume ist davon auszugehen, dass der E_{v0} Wert reduziert ist und dementsprechend auch die Bruchspannung vermindert wird.

10 Prototyp des entwickelten Messensors

Im Zuge der Forschungsarbeit wurde der Prototyp eines Messensors, zur Erfassung der für eine Tragfähigkeitsprognose notwendigen Daten, entwickelt und gebaut. Bild 10.1 zeigt den Sensor in einer seitlichen Ansicht (links) und in einer Ansicht von unten (rechts). Der Sensor ist mit einem Gewicht von etwa 50 kg transportabel und dadurch flexibel einsetzbar. Zum einfachen Transport können seitlich entsprechende Transporthilfsmittel angebracht werden. Des Weiteren ist der Sensor so robust ausgeführt, um den rauen Baustellenbedingungen zu widerstehen.

Der Sensor wird unter einen Stützfuß einer mobilen Baumaschine montiert. Er ist 200 mm hoch und hat einen Durchmesser von 300 mm an der Basis. An der Oberseite ist der Anschluss an einen runden Stützteller mit einem Durchmesser von bis zu 350 mm vorgesehen. Um Gewicht einzusparen, ist die Kopfplatte lediglich über 300 mm vollflächig ausgeführt. In vier Bereichen, die jeweils um 90° zueinander versetzt sind, ist die Platte auf 350 mm herausgezogen, mit der Möglichkeit seitlich vier Befestigungskralen anzubringen (siehe Bild 10.1). Damit wird verhindert, dass das Stützbein während der Messungen vom Lastsensor rutschen kann. Eine Anpassung an andere Stütztellerabmessungen ist relativ einfach und ohne großen Aufwand möglich. Auf der linken Seite in Bild 10.2 wird der Messensor im Einsatz bei Laborversuchen auf dicht gelagertem Sand gezeigt. Rechts im selben Bild, ist der Einsatz bei Feldmessungen mit einer mobilen Baumaschine auf einer Schottertragschicht zu sehen.

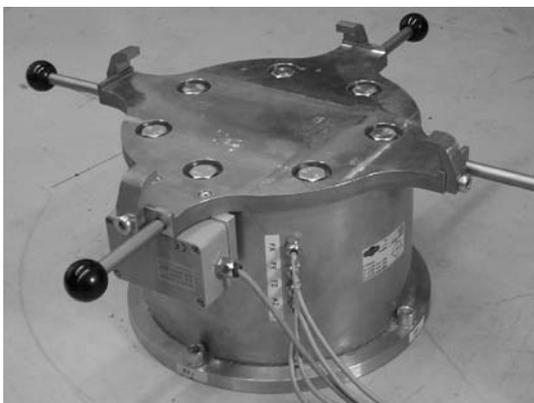


Bild 10.1 Prototyp des entwickelten Messensors für die Tragfähigkeitsprognose
links: seitliche Ansicht rechts: Ansicht von unten



Bild 10.2 Einsatz des Messensors bei Laborversuchen auf dicht gelagertem Sand (links) und bei Feldmessungen auf einer Schottertragschicht (rechts)

Im weiteren wird in diesem Abschnitt auf die einzelnen Komponenten, die vom Lastsensor gemessen werden können näher eingegangen. Dies sind zum einen die Lasten in vertikaler und horizontaler Richtung und zum anderen die auftretenden Beschleunigungen sowie die Verkipnungen der Abstützplatte, wie sie beim Ausfahren eines Stützbeins einer mobilen Baumaschine auftreten.

10.1 Messung der auftretenden Lasten

Der Lastsensor wurde in Zusammenarbeit mit der Firma Egenolf Prüftechnik in Leipzig (EPL) nach den Wünschen des Instituts für dieses Forschungsvorhaben entwickelt und gebaut. Er ist in der Lage, die auftretenden Lasten sowohl in vertikaler, als auch in horizontaler Richtung zu messen. Die Kräfte werden über drei Dehnmessstreifenvollbrücken als mechanisch - elektrische Wandler erfasst. Der Einsatz und die Funktionsweise von DMS wurde in Kapitel 4 beschrieben.

Die Messwerte werden für jede Kraftkomponente getrennt, in der heute üblichen Sechseleitertechnik, an einen Verstärker ausgegeben. Die Anschlüsse der einzelnen Messkanäle wurden als siebenpolige Hottinger Stecker ausgeführt. Im Verstärker werden die gemessenen Spannungssignale entsprechend verstärkt und an die Datenerfassung weitergeleitet. Der Messbereich der vertikalen Lastkomponente liegt bei 300 kN. Die beiden Horizontalkomponenten werden im Winkel von 90° zueinander erfasst und sind auf 30 kN ausgelegt. Die Horizontallasten sind auf 10 % des Vertikallastbereiches beschränkt, da nach Angaben der Baumaschinenhersteller die Stützzyylinder auf eine Beanspruchung von maximal dieser Größe ausgelegt werden.

Die drei Lastkomponenten werden getrennt gemessen und ausgegeben und spannen ein kartesisches Koordinatensystem auf, wodurch es möglich ist, die Größe und Richtung der

angreifenden Last am Stützbein zu erfassen. Durch die Bauweise des Sensors kommt es jedoch zu einem Übersprechen der einzelnen Messgrößen. Beim Aufbringen der maximalen Vertikallast, wird durch die Verformung des Lastsensors eine Horizontallast von etwa 1 kN angezeigt. Der Einfluss des Übersprechens ist über den gesamten Messbereich linear und kann somit einfach kompensiert werden.

10.2 Messung der Beschleunigung

In Kapitel 7 wurden bereits die Anforderungen an die erforderliche Messtechnik ermittelt und beschrieben. Demnach wird zur Erfassung der auftretenden Beschleunigungen der Abstützfläche einer mobilen Baumaschine ein Beschleunigungssensor QA-700 der Firma Honeywell eingesetzt (siehe Bild 8.2). Die Funktionsweise und der Aufbau des hochauflösenden Sensors ist in oben genanntem Kapitel ausführlich erläutert worden. Der Sensor wurde zum Schutz vor schädlichen Einflüssen, wie z.B. Schmutz, in ein eigens dafür angefertigtes Plexiglasgehäuse eingesetzt. Gleichzeitig dient das Gehäuse als Montageplattform, wie in Bild 10.3 abgebildet. Der so eingekapselte Sensor (Durchmesser und Höhe jeweils 25 mm) erhält damit etwas größere Abmessungen. Die Höhe beträgt 50 mm und der Durchmesser der Grundplatte ist 70 mm.

Um Beschleunigungen, die aus Verkippungen resultieren, zu vermeiden, wurde der Beschleunigungssensor zentrisch auf die Basisplatte des Lastsensors montiert. Durch den dafür vorgesehenen Zugang in der Bodenplatte (siehe Bild 10.1 rechts) sind Montage und Wartung ohne großen Aufwand möglich. Zusätzlich ist der Sensor so sehr gut vor äußeren Belastungen geschützt und ist weder bei der Versuchsvorbereitung, noch bei der -durchführung hinderlich.

Das Messsignal wird, wie auch die Kraftsignale, über geschirmte Kabel seitlich aus dem Sensor geführt (Bild 10.1 links). Die Kabelausleitungen sind als zugfeste Verbindungen ausgeführt, wobei die Kabellängen mit 5 m entsprechend lang gewählt worden. Handelsübliche Bananenstecker werden als Anschlüsse an den Datensammler verwendet.

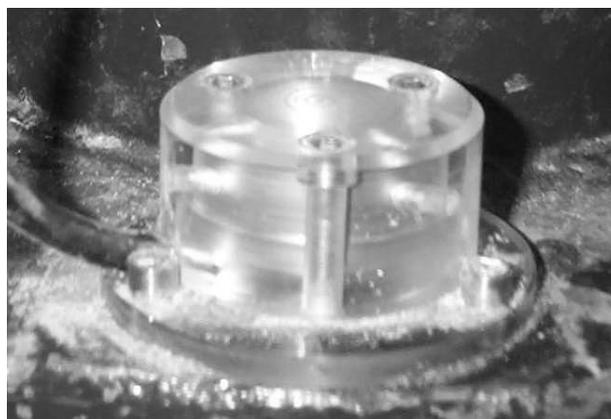


Bild 10.3 Honeywell Beschleunigungssensor QA-700 in einem Plexiglasgehäuse zum Schutz vor äußeren Belastungen und Schmutz

10.3 Messung der Verkipfung der Abstützfläche

Grundsätzlich sind die Stützbeine mobiler Baumaschinen zur Erhöhung der Standsicherheit auf horizontalem Untergrund abzustützen. Aufgrund von Inhomogenitäten im Untergrund und einer nicht immer ganz zentrischen Einleitung der Stützbeinkräfte auf die unterlegten Abstützflächen, kann es beim Ausfahren der Stützbeine zu Schiefstellungen kommen. Schon bei verhältnismäßig geringen Verkipfungen um nur wenige Grad (ab ca. $3 - 5^\circ$), besteht die Gefahr, dass das Stützbein von der Abstützplatte rutscht und dadurch die Maschine umstürzen lässt.

Um die Verkipfung des Stützbeintellers zu erfassen, wurden zwei Neigungsaufnehmer der Firma Seika am Messsensor angebracht. Sie sind vor Nässe, Schmutz und sonstigen äußeren Belastungen in einer Sensorbox geschützt eingebaut. Der prinzipielle Aufbau der Box, mit den um 90° zueinander versetzten Sensoren, ist in Bild 10.4 dargestellt. Da im Inneren des Lastsensors von EPL nicht genügend Platz zum Einbau der Neigungssensoren war, musste die Box außen angeflanscht werden (Bild 10.1 links). Die Achsen der Neigungsaufnehmer entsprechen dabei jenen der horizontalen Kraftaufnehmer.

Beide Neigungssensoren bestehen aus einem kapazitiv abgetasteten, gasdynamisch gedämpften Feder-Masse-System. Sie arbeiten wie ein statischer Beschleunigungssensor, und werden zur Messung von Neigungen in kleinen Winkelbereichen eingesetzt. Zur Messung der Vertikalbeschleunigung, sind sie jedoch nicht geeignet. Mit einem Messbereich von $\pm 10^\circ$ bei einer Auflösung von $< 0,005^\circ$ sind Sie für die gestellte Messaufgabe bestens geeignet. Jedoch ist, wie die Ergebnisse gezeigt haben, eine Erfassung der Neigung und Verkipfung ohne Einflüsse aus der Querbeschleunigung notwendig. Dazu ist eine andere Art der Dämpfung der Sensoren einzusetzen. Für den Baustelleneinsatz sind sie ansonsten

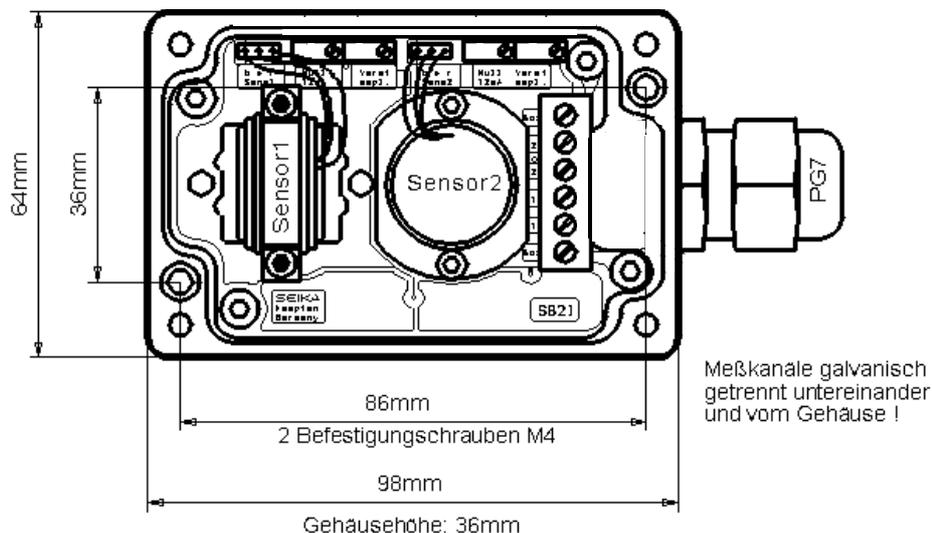


Bild 10.4 Abmessungen und Aufbau der Sensorbox SB2I mit zwei integrierten Neigungsaufnehmern der Firma Seika

gut geeignet, da sie einen Arbeitstemperaturbereich von -40 bis $+85^{\circ}\text{C}$ haben, sowie durch die allgemein übliche Schutzart IP65 vor Wasser geschützt sind. Die Sensoren geben einen analogen Strom als Messwert aus, der durch Anbau eines Bürdenwiderstands in ein Spannungssignal umgewandelt werden kann. Als Speisespannung für den Messeinsatz sind 18 V notwendig. Wie auch beim Beschleunigungssensor sind die Anschlüsse an den Datensammler über Bananenstecker ausgeführt.

Aufgrund des Messprinzips des Honeywell Beschleunigungssensors, kann infolge einer auftretenden Verkippung des Stützbeintellers also eine Korrektur der Beschleunigungsmesswerte notwendig werden. Die Änderung des Messsignals geht dabei mit dem Kosinus des Neigungswinkels ein. Schon sehr kleine Neigungen von unter einem Grad beeinflussen die Beschleunigungsmessungen entscheidend. Dieser Verkippungseffekt wurde wie in Kapitel 8 bereits erläutert in der Auswerte- und Vorhersagesoftware berücksichtigt. Zusätzlich ist eine Temperaturkompensation für zukünftige Messungen vorzusehen, um den Offset am Anfang der Messung zu eliminieren.

Mit dem beschriebenen Prototypen steht ein recht kompakter und transportabler Messsensor zur Verfügung, der an verschiedene mobile Baumaschinen für Messungen unter realen Baustellenbedingungen angebaut werden kann. Gewisse Änderungen / Verbesserungen am Gerät werden allerdings zur weiteren Erhöhung der Prognosegenauigkeit empfohlen. Eine Einschränkung an die bei den Messungen verwendete Maschine ergibt sich nur durch die maximal aufnehmbare Vertikalkraft des Sensors.

11 Zusammenfassung und Ausblick

Der Bau, und inzwischen auch weltweiter Einsatz von mobilen Baumaschinen, Autokrane, Autobetonpumpen und Hubarbeitsbühnen um nur ein paar Anwendungen zu nennen, erleichtern täglich die Errichtung von immer größeren und gewagteren Bauwerken. Mit neuen, ausgeklügelten Systemen wird im ständigen Wettbewerb um die GröÙte und Stärkste Maschine die Tragkraft und die Reichweite stets weiter gesteigert. Mit den steigenden Fähigkeiten ist es notwendig, dass sich der Bediener der Maschine auf die Funktionstüchtigkeit der gesamten Technik verlassen können muss. Neben einer einwandfrei arbeitenden Maschinenteknik ist eine ausreichende Tragfähigkeit des anstehenden Untergrunds, in den die Lasten während der Arbeit abgeleitet werden, unverzichtbar.

Eine Studie hinsichtlich Unfallhäufigkeit und Ursachen des Umstürzens mobiler Baumaschinen brachte hervor, dass nach menschlichem Versagen bzw. unsachgemäß ausgeführter Abstützung, das Versagen des Untergrunds als zweithäufigste Unfallursache gilt. Durch die sich ständig ändernden Untergrundverhältnisse am Einsatzort, liegt die Schuld am Versagen sowohl an zu gering gewählten Abstützflächen (Grundbruch), wie auch am Versagen von Böschungen, die im Bereich der Lasteinleitung des Stützbeins waren, und an nicht bekannten Hohlräumen im Untergrund.

Theoretisch betrachtet, handelt es sich beim Ausfahren und Abstellen eines Stützbeines auf den Untergrund um einen schnell durchgeführten Plattendruckversuch. Der Plattendruckversuch ist ein in der Geotechnik standardisierter Versuch, bei dem es in erster Linie nicht um die Ermittlung der Bruchspannung und des Versagensmechanismus des Bodens geht, sondern der zur Bestimmung und Beurteilung des Verformungsverhaltens des untersuchten Erdplanums dient.

Ziel des hier vorgestellten Forschungsvorhabens war ein Verfahren zu entwickeln, mit welchem ein Versagen des Untergrunds, aufgrund zu klein gewählter Abstützflächen unter den Stützbeinen, vermieden werden sollte. Durch Erfassen des Verformungsverhaltens des Untergrundes beim Aufstellen der Maschinen, sollte mit Hilfe einer zu entwickelnden Software aufgrund einer Extrapolation ermittelt werden, inwiefern die gewählte Abstützfläche ausreichend groß gewählt wurde. Ein Augenmerk bei der Entwicklung des Systems lag beim automatischen Einsatz, d.h. ohne zusätzliche Vorbereitungsmaßnahmen und Eingaben des Bedieners auf der Baustelle.

Für das Forschungsvorhaben wurden in Anlehnung an den klassischen Plattendruckversuch Messungen unter Laborbedingungen durchgeführt. Dabei wurde das Aufstellverhalten

mobiler Baumaschinen simuliert. Die Versuche, die in der Versuchshalle an der FMFA Stuttgart durchgeführt wurden, dienten dem Zweck Messdaten zur Ermittlung des Verformungsverhaltens zu erhalten und um die benötigte Messeinrichtung zu entwickeln und zu erproben. Bei den Messungen wurden zwei unterschiedliche Böden (je ein bindiger und ein nichtbindiger) als Unterbau verwendet. Ein Rheinsand aus der Gruppe der nichtbindigen Böden wurde bei 13 Messreihen und ein Lösslehm aus der Heilbronner Gegend, als Vertreter der bindigen Bodenarten, bei 4 Messreihen eingesetzt. Mit beiden Böden wurden bereits in diversen Forschungsvorhaben am IGS große Erfahrungen gesammelt. Alle Versuche wurden jeweils über das Versagen des Untergrunds hinaus, d.h. Überschreiten der Bruchspannung bei mindestens dichter Lagerung bzw. der Grenzspannung bei lockerer Lagerung, durchgeführt.

Insgesamt wurden 22 Messungen mit horizontalem "Gelände" betrachtet, wobei die Lagerungsbedingungen verändert wurden. Die erreichten Bruchspannungen lagen zwischen 300 und 1.950 kPa; sie waren jeweils von der Lagerungsdichte bzw. der Konsistenz des eingebauten Bodens abhängig. Bei dichter Lagerung entstand ein klassischer Grundbruch (KÉZDI, 1970) mit definierter Versagenszone (Scherfuge). Im Gegensatz dazu entwickelte sich bei lockerer Lagerung und bei den Versuchen mit bindigem Boden ein Verformungsbruch, bei welchem sich die Lastplatte in den Untergrund drückt und keine Hebungen und Verformungen an der Oberfläche des Bodens zu erkennen sind.

Eine Messreihe, auf sehr dicht gelagertem Sand, wurde mit Kunststoffrohren unter den Lasteinleitungsflächen zur Simulation von Hohlräumen im Untergrund durchgeführt. Die erreichte Bruchspannung lag deutlich niedriger, als bei den Versuchen ohne Hohlraum. Das Versagen zeigte sich durch einen spröde auftretenden Bruch, wobei die Rohre zusammengedrückt wurden und sich eine Grundbruchfigur quer zur Rohrrichtung ausbildete.

Problematisch ist immer das Abstützen von Baumaschinen, wenn diese im Bereich von Böschungen oder Baugruben aufgestellt werden müssen. Um dieses Problem zu erfassen, wurden weitere Laborversuche in der Versuchshalle durchgeführt, wobei Böschungsneigungen im Sand unter 45° und im Lösslehm senkrecht unter 90° geneigt ausgeführt wurden. Die erreichten Bruch- bzw. Grenzspannungen lagen mit 150 bis 1.500 kPa, bei vergleichbarer Lagerungsdichte bzw. Konsistenz des Bodenaufbaus, niedriger, als bei den Versuchen mit ebener Geländeoberfläche. Dies ist auf die fehlende horizontale Stützung in der Böschung zurückzuführen. Das Versagen trat bei diesen Messungen wiederum spröder auf, als mit horizontalem Gelände.

Zum Studium des charakteristischen Aufstellverhaltens mobiler Baumaschinen wurden, in Zusammenarbeit mit den mit am Projekt beteiligten Herstellerfirmen, Messungen an Autobetonpumpen und Autokrane im Feld durchgeführt. Die erfassten Spannungs-Dehnungsverläufe zeigten, wie auch die Messergebnisse im Labor, eine hyperbolische Form. Bei den Feldmessungen wurden unter anderem auch die im Labor getätigten Entwicklungen an der Messeinrichtung im Feldeinsatz geprüft, um Weiterentwicklungen durchführen zu können.

Mit Hilfe der Finiten Elemente Methode wurden sowohl die Labor-, als auch die Feldversuche nachgerechnet. Darüber hinaus wurden weitere Parameterstudien durchgeführt, die

den Einfluss einzelner Bodenparameter auf den Verlauf der Arbeitslinie zeigen. Im Allgemeinen wurden die Messungen zweidimensional unter Verwendung des Hardening Soil Modells modelliert. Die Versuche mit den simulierten Hohlräumen wurden mit einer dreidimensionalen Geometrie betrachtet und berechnet. Dabei wurde das Mohr - Coulomb Modell eingesetzt.

Für eine automatische Erfassung der benötigten Größen bei der Vorhersage der ausreichenden Abstützung der Baumaschinen, war die Entwicklung eines neuen Messsystems notwendig. Dazu wird ein indirektes Verfahren zur vom Bezugspunkt unabhängigen Bestimmung der Setzungen erforderlich. Zum Einsatz kam ein sehr hoch auflösender Beschleunigungsaufnehmer, der die beim Abstützen der Baumaschinen auftretenden Beschleunigungen von etwa 1 mg erfassen kann. Zusätzlich ist durch Analyse der Messungen an einer mobilen Baumaschine die Setzungsfrequenz bestimmt worden. Diese liegt nahezu bei 0 Hz, so dass die "dynamischen" Messungen als quasi statisch anzusehen sind. Im Bereich der Wehrtechnik und zur Steuerung von Flugzeugen und Radarplattformen werden solche Sensoren üblicherweise eingesetzt.

Durch die kapazitive Erfassung der Beschleunigungen resultiert die hohe Auflösung des Sensors, jedoch liegt hierin auch ein Nachteil. In Ruhe und bei senkrechter Ausrichtung wird die Erdbeschleunigung erfasst. Wird der Sensor durch Verkippung aus dieser Lage gebracht, verändert sich sein Signal. Diese Signale lassen sich von Beschleunigungen nicht unterscheiden. Daher sind entweder mehrere (drei) Beschleunigungsaufnehmer oder zusätzlich zwei extrem genaue Neigungsaufnehmer zur Bestimmung der Lage im Raum erforderlich.

Aufgrund der sehr kleinen Messwerte ist besonderes Augenmerk auf die Güte der Messsignale zu richten. Je höher die Auflösung der Datenerfassungseinrichtung, desto geringer ist die Verfälschung des wirklichen Messwertes. Zur Verringerung des sogenannten Rauschens, bei der elektronischen Datenerfassung kann man diese nicht vermeiden, ist eine möglichst hohe Auflösung der Messkarte notwendig. Für das hier vorgestellte Vorhaben konnte aus finanziellen Gründen lediglich eine Karte mit nominal 16 Bit eingesetzt werden. Die Messergebnisse zeigten, dass eine effektive Auflösung von etwa 14 Bit erreicht wurde.

Die Messsensorik für die Setzungserfassung ist in einen mobilen Lastsensor integriert worden. Der dadurch entstandene Prototyp eines Beschleunigungs-Last-Sensors kann zu Messungen einfach unter ein Stützbein einer mobilen Baumaschine montiert werden. Weiteres Entwicklungspotenzial für weitergehende Forschungen der Messeinrichtung liegen in der Genauigkeit der Messkarte. Diese sollte mindestens 20 Bit betragen, da die auftretenden Beschleunigungen mit wenigen mm/s^2 sehr klein sind. Ziel sollte dabei sein, das Bitrauschen, im Hinblick auf die Auswertung, so gering wie möglich zu halten. Zusätzlich ist für den Beschleunigungssensor eine Temperaturkompensation vorzunehmen, um einen hieraus resultierenden "Offset" der Daten zu eliminieren.

Anhand des Messprinzips des Beschleunigungssensors sind Verkippungen mit Hilfe von Neigungssensoren zu korrigieren. Dazu sind Sensoren, deren Messsignale nicht von Be-

schleunigungen beeinflusst werden, einzusetzen. Eine möglichst genaue Bestimmung des Setzungsverlaufs wird dadurch möglich.

Neben dem experimentellen Teil der Arbeit wurde eine Software entwickelt, die zur Datenerfassung, als Auswertalgorithmus und als Bewertungsprogramm verwendet wird. Dabei ist eine entsprechende Aufbereitung der gemessenen Daten durch Normierung, Filterung sowie Differenziation und Integration notwendig. Mit dem relevanten Datenbereich erfolgt die Extrapolation des Spannungs-Setzungsverlaufs anhand von drei Methoden. Die Hyperbelgleichung wird entsprechend nach Setzung und Spannung, Geschwindigkeit und abgeleiteter Spannung sowie Beschleunigung und zweifach abgeleiteter Spannung aufgelöst. Die zu ermittelnden Konstanten in der Hyperbelgleichung sind die Bruchspannung p_f und der Anfangsverformungsmodul E_{v0} . Diese werden mit Ermittlung des kleinsten Fehlerquadrats gefunden.

Für die Bewertung der Messergebnisse aus der Regression ist zunächst die Güte der Auswertung zu beurteilen. Da der Verlauf der Arbeitslinie in Abhängigkeit von der Duktilität der Untergrundbedingungen am Beginn linear verläuft, wird zunächst das Verhältnis zwischen dem Verformungsmodul E_v im betrachteten Spannungsbereich und dem Anfangsverformungsmodul E_{v0} gebildet. Ist dieses Verhältnis nahezu eins, ist der gemessene Bereich der Spannungs-Setzungskurve linear. Eine Aussage über die reale Tragfähigkeit des Untergrunds ist nicht möglich. Nur beim Vorhandensein eines nicht linearen Bodenverhaltens ($E_v / E_{v0} \ll 1$) ist eine zuverlässige Vorhersage der Untergrundtragfähigkeit möglich.

Die Auswertungen haben gezeigt, dass je nach Untergrundbedingungen mindestens 40 bis 90 % der Arbeitslinie für eine präzise Vorhersage der Bruchspannung bekannt sein müssen. Bei tonigen Böden sollten gut 40 % der Arbeitslinie ermittelt werden und bei den getesteten Sanden ergab sich vor allem bei dichter bis sehr dichter Lagerung die obere Grenze von 90 %. Dichte Sande weisen jedoch eine erhebliche Steifigkeit und Festigkeit auf und stellen so einen für die Abstützung mobiler Baumaschinen unkritischen Untergrund dar.

Bei Vorhandensein von Hohlräumen im Untergrund, muss die Spannungs-Setzungskurve zur Tragfähigkeitsprognose nahezu vollständig bekannt sein. Die exakte Grundbruchspannung muss aber bei sprödem Bodenverhalten nicht bekannt sein, denn die Stützbeanspruchung liegt deutlich unter diesem Wert, sofern keine Hohlräume anstehen. Mit Hilfe von zusätzlichen Erkundungsmethoden, wie z.B. Georadar, können weiterführende Untersuchungen zur Ermittlung von Hohlräumen durchgeführt werden. Dadurch beseht die Möglichkeit die Tragfähigkeitsprognosen abzusichern.

Durch Auftragung der Bruchspannungen aller Messungen über den Verformungsmodul, das bei einem bestimmten Spannungsniveau ermittelt wurde, liegen diese aus geotechnischer Sicht eigentlich auf einer Funktion. Hier sind die Ergebnisse in Abhängigkeit von der Bodenart auf unterschiedlichen Funktionen. Ob dieser Ansatz stimmt, oder ob es an der Spannungsaufbringung liegt, ist anhand von weiterführenden Untersuchungen zu ermitteln. Sollte sich bestätigen, dass die Ergebnisse auf einer Funktion liegen, dann kann mit der

Bestimmung des Verformungsmoduls die Tragfähigkeit auch in Fällen, in denen sich die beim Aufstellen der mobilen Baumaschine gemessene Kurve noch im linearen Ast befindet ermittelt werden.

Dazu ist die vorhandene Messeinrichtung mit einer Datenerfassung höherer Auflösung zu verbessern und Neigungsaufnehmer die von Beschleunigungen unabhängig arbeiten zu verwenden. Die Erkenntnisse aus den überwiegend Labormessungen sind durch Messungen im Feld zur Weiterentwicklung des Systems (Messeinrichtung und Software) zu erweitern.

Mit dem neu entwickelten System ist ein wesentlicher Schritt zur zukünftigen Erhöhung der Sicherheit und zur Reduzierung kostspieliger Geräteausfälle und Zeitverluste beim Einsatz mobiler Baumaschinen gelungen.

Literatur

- ALSHIBLI, K. A. AND STURE, S. (2000). *Shear band formation in plane strain experiments of sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 495 - 503.
- ARTHUR, J., DUNSTAN, T., AL-ANI, Q. AND ASSADI, A. (1977). *Plastic deformation and failure in granular media*. Géotechnique 27, No. 1, pp. 53 - 74.
- BALIGH, M. M. / AZZOUZ, A. S. (1975). *End effects on stability of cohesive slopes*. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division, Nr. 101, pp. 1105 - 1117.
- BATHE, K. J. (1982). *Finite element analysis in engineering analysis*. Prentice Hall, New Jersey.
- BERNATZIK, W. (1947). *Baugrund und Physik - Darstellung der Grundeigenschaften der Böden anhand der empirischen Kenntnisse und der physikalischen Grundlagen*. SDV – Fachbücher, Zürich.
- BEUTINGER, P. H. (2001). *Geotechnical Stability Investigations on Mobile Construction Machines*. Proceedings of XIV. European Young Geotechnical Engineer's Conference, Plovdiv, pp. 209 - 220.
- BEUTINGER, P. H. (2002). *Geotechnische Untersuchungen zur Erhöhung der Standsicherheit mobiler Baumaschinen*. 27. Baugrundtagung 2002, Spezialsitzung 'Forum für junge Geotechnik-Ingenieure', Mainz.
- BEUTINGER, P. H., VERMEER, P. A. (2002). *Geotechnische Standsicherheitsuntersuchungen an mobilen Baumaschinen*. Tagungsband 3. Kolloquium 'Bauen in Boden und Fels', Ostfildern, pp. 237 - 244.
- BEUTINGER, P. H. & SAWADE, G. (2004). *Standsicherheit – Vorhersagemöglichkeit der Bodentragfähigkeit aus geotechnischer Sicht*. Tagungsband 2. Fachtagung Baumaschinenteknik, Magdeburg.
- BIAREZ, J., BRUEL, M., WACK, B. (1961). *Contribution à l'étude de la force portante des fondations*. Proceedings 5. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), Paris, Vol. I, pp. 603 - 609.
- BISHOP, A. W. (1954). *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*. Proc. European Conference on the Stability of Earth Slopes, Stockholm, Vol. I.

- BOLTON, M. D. (1986). *The strength and dilatancy of sands*. Géotechnique 36, No. 1, pp. 65 - 78.
- BOROWICKA, H. (1936). *Influence of rigidity of a circular foundation slab on the distribution of pressures over the contact surface*. Proc. 1. ICSMFE, Cambridge, Vol. II, pp. 144 - 149.
- BRIAUD, J.-L. AND GIBBENS, R. M. (1994). *Predicted and Measured Behaviour of Five Spread Footings On Sand*. In Proceedings of the Settlement '94 ASCE Conference. Texas A&M University. Geotechnical Special Publication No. 41.
- BRINCH HANSEN, J. (1963). Discussion: *Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils*. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Nr. 89, SM 4, pp. 241 - 242.
- BRINCH HANSEN, J. (1966). *Three-dimensional effect in stability analysis*. Danish Geotechnical Institut, Bulletin 21, Kopenhagen.
- BRINKGREVE, R. B. J., VERMEER, P. A., (EDS.) (2001). *PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*. A. A. Balkema, Rotterdam.
- BRINKMANN, C. (1998). *Untersuchungen zum Verhalten von Dichtungsübergängen im Staudambau*. Mitteilungen Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 47.
- CAQUOT, A. (1934). *Equilibre des massifs à frottement interne*. Gauthier-Villars, Paris, pp. 1 - 91.
- CASSIDY, M. J. & HOULSBY, G. T. (2002). Technical Note: *Vertical bearing capacity factors for conical footings on sand*. Géotechnique 52, No. 9, pp. 687 - 692.
- CHARLES, J. A. (1996). *The depth of influence of loaded areas*. Géotechnique 46, No. 1, pp. 51 - 61.
- CHEN, W. F., BALADI, G. Y. (1985). *Soil Plasticity - Theory and Implementation*. Developments in Geotechnical Engineering, Vol. 38, Elsevier.
- CONSOLI, N. C., VENDRUSCOLO, M. A. AND DOMINGOS MARQUES PRIETTO, P. (2003). *Behaviour of Plate Load Tests on Soil Layers improved with Cement and Fiber*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 96 - 101.
- COULOMB, C. A. (1773). *Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à architecture*. Mémoires de mathém. et de phys. présentées à l'Académie Royale des Sciences par divers savants, Vol. VII, Paris.
- DE BEER, E. E. (1964). *Grundbruchberechnungen schräg und ausmittig belasteter Flachgründungen*. in: Bodenmechanik II, VDI-Verlag Düsseldorf, S. 41 - 132.
- DE BORST, R. (1982). *Calculating of collapse loads using higher order elements*. Proc. of IUTAM Conference on Deformation and failure of granular materials. Rotterdam, A. A. Balkema, pp. 503 - 513.

- DE BORST, R., VERMEER, P.A. (1984). *Possibilities and limitations of finite elements for limit analysis*. Géotechnique 34, No. 2, pp. 199 - 210.
- DESAI, C. S., REESE, L. C. (1970). *Analysis of Circular Footings on layered soils*. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Nr. 96, SM 4, pp. 1289 - 1310.
- DUNCAN, J. M. & CHANG, C.-Y. (1970). *Nonlinear analysis of stress and strain in soils*. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Nr. 96, SM 5, pp. 1629 - 1653.
- EGGESTAD, Å. (1963). *Deformation Measurements below a Model Footing on the Surface of dry Sand*. Proc. European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Band I, pp. 233 - 239.
- ERICKSON, H. L. AND DRESCHER, A. (2002). *Bearing Capacity of Circular Footings*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 38 - 43.
- FELLENIUS, W. (1927). *Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen*. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- FELLENIUS, B. H. (1999). *Bearing Capacity of Footings and Piles – A Delusion?* DFI Annual Meeting, 14. - 16. Oktober 1999, Dearborn, Michigan.
- FLOSS, R. (1997). *ZTVE - StB 94 Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau - Kommentar mit Kompendium Erd- und Felsbau*. Kirschbaum Verlag Bonn.
- HANSEN, B. (1961). *The Bearing Capacity of Sand, tested by Loading Circular Plates*. Proc. 5. ICSMFE, Paris, Vol. I, pp. 659 - 664.
- HETTLER, A., GUDEHUS, G. (1980). *Estimation of shakedown displacement in sand bodies with the aid of model tests*. Int. Symp. on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, pp. 3 - 8.
- HILL, R. (1950). *The mathematical theory of plasticity*. Clarendon Press, Oxford.
- HOEK, E. & BRAY, J. W. (1977). *Rock Slope Engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London.
- HOULSBY, G. T. & CASSIDY, M. J. (2002). *A plasticity model for the behaviour of footing on sand under combined loading*. Géotechnique 52, No. 2, pp. 117 - 129.
- JANBU, N. (1954). *Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis*. Proc. European Conference on the Stability of Earth Slopes, Stockholm, Vol. III.
- KATTI, D. R., TANG, J. AND YAZDANI, S. (2003). *Technical Notes: Undrained Response of Clays to Varying Strain Rate*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 278 - 282.
- KÉZDI, Á. (1970). *Handbuch der Bodenmechanik, Band II, Bodenmechanik im Erd-, Grund- und Straßenbau*. Akadémia Kiadó, Budapest.

- KOBLER, W. (1982). *Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen*. Mitteilungen Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 18.
- KONDNER, R. L. (1963). *Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils*. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Nr. 89, SM 1, pp. 115 - 143.
- KONDNER, R. L. & ZELASKO, J. S. (1963). *Hyperbolic stress-strain formulation for sands*. Proc. 2. Pan-American Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brasil, Vol. I.
- LAIBLE, M., MÜLLER, R. K., BILL, B., GEHRKE, K. (2002). *Mechanische Größen elektrisch gemessen - Grundlagen und Beispiele zur technischen Ausführung*. 5. Auflage, Expert Verlag.
- LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V. (1979). *Soil Mechanics*. J. Wiley & Sons, New York.
- LANG, H.-J., HUDER, J., AMMAN, P. (1996). *Bodenmechanik und Grundbau*. 6. Auflage, Springer Verlag.
- LEONARDS, G. A. (ED.) (1962). *Foundation Engineering*. McGraw-Hill Civil Engineering Series, New York, San Francisco, Toronto, London.
- LESNY, K. (2001). *Entwicklung eines konsistenten Versagensmodells zum Nachweis der Standsicherheit flachgegründeter Fundamente*. Mitt. aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Essen, Heft 27.
- LIEBERUM, K.-H., REINHARDT, H.-W., WEIGLER, H. (1989). *Das Tragverhalten von Beton bei extremer Teilflächenbelastung*. Beton- und Stahlbetonbau, Nr. 84, Heft 1 Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- MARCHER, T. (2003). *Nichtlokale Modellierung der Entfestigung dichter Sande und steifer Tone*. Mitteilung Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 50.
- MEYERHOF, G. G. (1963). *Some recent research on the bearing capacity of foundations*. Canadian Geotechnical Journal I, No. 1, pp. 16 - 26.
- MICHALOWSKI, R. L. (2001). *Upper-bound load estimates on square and rectangular footings*. Géotechnique 51, No. 9, pp. 787 - 798.
- MICHALOWSKI, R. L. (2001). *The Rule of Equivalent States in Limit-State Analysis of Soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 76 - 83.
- MOHR, O. (1882). *Über die Darstellung des Spannungszustandes und des Deformationszustandes eines Körperlements*. Zivilingenieur, S. 113.
- MUHS, H. & WEIB, K. (1971). *Untersuchung von Grenztragfähigkeit und Setzungsverhalten flachgegründeter Einzelfundamente im ungleichförmigen nichtbindigen Boden*. Berichte aus der Bauforschung, Mitteilungen der DEGEBO, Heft 26.
- MURFF, J.D., MILLER, T.W. (1977). *Foundation Stability on Nonhomogeneous Clays*. ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division, GT 10, pp. 1083 - 1095.

- NAUJOKS, L. (1963). *Über die Tragfähigkeit von mittig, vertikal belasteten Flächengründungen im Sand*. Berichte aus der Bauforschung, Mitteilungen der DEGEBO, Heft 16.
- OHDE, J. (1951). *Grundbaumechanik*. Band III, Hütte.
- PERAU, E. W. (1995). *Ein systematischer Ansatz zur Berechnung des Grundbruchwiderstands von Fundamenten*. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Essen, Heft 19.
- PRANDTL, L. (1920). *Über die Härte plastischer Körper*. Nachrichten der Kgl. Gesellschaft der Wissenschaften, Göttingen, Mathematisch-physikalische Klasse, S. 74 - 85.
- POTTS, D. M. & ZDRAVKOVIĆ, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering - Theory*. Thomas Telford Ltd.
- REINER, M. (1971). *Advanced Rheology*. Robert MacLehose & Co. Ltd., The University Press, Glasgow.
- REINHARDT, H.-W., KOCH, R. (1998). *Hochfester Beton unter Teilflächenbelastung*. Beton- und Stahlbetonbau, Nr. 93, Heft 7, Ernst & Sohn.
- RILLING, B. (1994). *Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lösslehm*. Mitteilungen Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 40.
- ROSCOE, K. (1970). *The influence of strains in soil mechanics*. Géotechnique 20, No. 2, pp. 129 - 170.
- SCHANZ, T. (1998). *Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien*. Habilitation, Mitteilungen Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 45.
- SCHANZ, T. AND VERMEER, P. A. (1996). *Angles of friction and dilatancy of Sand*. Géotechnique 46, No. 1, Technical Note, pp. 145 - 151.
- SCHANZ, T., VERMEER, P. A., BONNIER, P. G. (1999). *The hardening soil model - formulation and verification*. Brinkgreve (Ed.), Beyond 2000 in computational geotechnics, A. A. Balkema, pp. 281 - 296.
- SCHLEICHER, F. (1926). *Kreisplatten auf elastischer Unterlage*. Springer Verlag.
- SCHLEICHER, F. (1955). *Taschenbuch für Bauingenieure*. Band II, 2. Auflage, Springer Verlag.
- SCHEIDIG, A. (1934). *Der Löß und seine geotechnischen Eigenschaften*. Verlag Theodor Steinkopff, Dresden.
- SCHMIDT, H.-H. (2001). *Grundlagen der Geotechnik*. 2. Auflage, B.G. Teubner Verlag, Stuttgart.
- SCHULZE, E. (1968). *Der Reibungswinkel nichtbindiger Böden*. Bauingenieur, Nr. 9.
- SHAHIN, M. A., MAIER, H. R. AND JAKSA, M. B. (2002). *Predicting Settlement of Shallow Foundations using Neural Networks*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 785 - 793.

- SKEMPTON, A. W. (1953). *The Colloidal Activity of Clay*. Proc. 3. ICSMFE, Vol. I, pp. 57 - 61.
- SMITH, I. M. & GRIFFITH, D. V. (1982). *Programming the Finite Element Method*. Second Edition, J. Wiley & Sons, Chisester, U.K.
- SMOLTCZYK, U. (2001). *Grundbau-Taschenbuch*. 6. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- STURM, U. (1987). *Ein allgemeines Berechnungsverfahren für Grenzzustände im Grundbau dargestellt am Beispiel des Grund- und Böschungsbruches*. Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der TU Berlin, Heft 17.
- TAIEBAT, H. A. AND CARTER, J. P. (2002). Technical Note: *Bearing capacity of strip and circular foundations on undrained clay subjected to eccentric loads*. Géotechnique 52, No. 1, pp. 61 - 64.
- TEFERRA, A. (1975). *Beziehungen zwischen dem Reibungswinkel, Lagerungsdichte und Sondierwiderständen nichtbindiger Böden*. Forschungsberichte aus Bodenmechanik und Grundbau, Heft 1, TH Aachen.
- TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. J. Wiley & Sons, New York.
- TERZAGHI, K. / JELINEK, R. (1954). *Theoretische Bodenmechanik*. Springer Verlag.
- TIMOSHENKO, S. AND GOODIER, J. N. (1951). *Theory of elasticity*. Engineering Societies Monographs, Second Edition, McGraw-Hill Book Company Inc.
- VAN DEVENTER, J. M. M. & MOLENKAMP, F. (1984). *Prediction of the stiffness of shallow foundations on sand by means of plate loading tests and triaxial tests*. Forschungsbericht Groundmechanika Delft.
- VAN LANGEN, H., VERMEER, P. A. (1990). *Automatic step size correction for non-associated Plasticity Problems*. Int. Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 29, No. 3, pp. 619 - 632.
- VERMEER, P. A. (1982). *A simple shear band analysis using compliances*. Proc. of IUTAM Conference on Deformation and failure of granular materials. Rotterdam, Balkema, pp. 493 - 499.
- VERMEER, P. A. (2001). *Skriptum zur Vorlesung Geotechnik 1.2*. 6. Auflage, Universität Stuttgart.
- VERMEER, P. A., DE BORST, R. (1984). *Non - associated plasticity for soils, concrete and rock*. In: Heron, Vol. 29, No. 3
- VERMEER, P. A., VAN LANGEN, H. (1989). *Soil collapse computations with finite elements*. Ingenieur-Archiv 59, pp. 221 - 236.
- VESIĆ, A. S. (1963). *Bearing capacity of deep foundations in sand*. National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record, 39, pp. 112 - 153.
- VESIĆ, A. S. (1975). *Bearing capacity of shallow foundations*. Foundation Engineering Handbook, Eds. Winterkorn, Fang, van Nostrand Reinhold Company.

- VESIĆ, A. S., BANKS, D. C., WOODARD, J. M. (1965). *An Experimental Study of Bearing Capacity of Footings on Sand*. Proc. 6. ICSMFE, Montreal, Vol. II.
- VOGT-BREYER, C. (1999). *Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Bemessung horizontaler Schraubanker*. Mitteilungen Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 47.
- WESTRICH, B., VERMEER, P. A., SIEBEL, R., ZWESCHPER, B. (2003). *Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken und Erprobung von Erkundungsmethoden zur Beurteilung der Sicherheit von Absperrdämmen*. Schlussbericht, BWPlus - Berichtsreihe, Nr. 138, Forschungszentrum Karlsruhe.
- WHITLOW, R. (2001). *Basic Soil Mechanics*. Fourth Edition, Pearson Education Ltd.

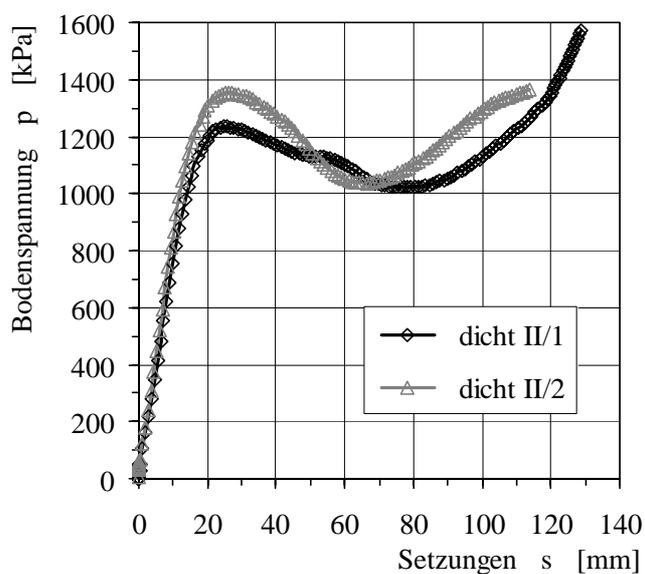
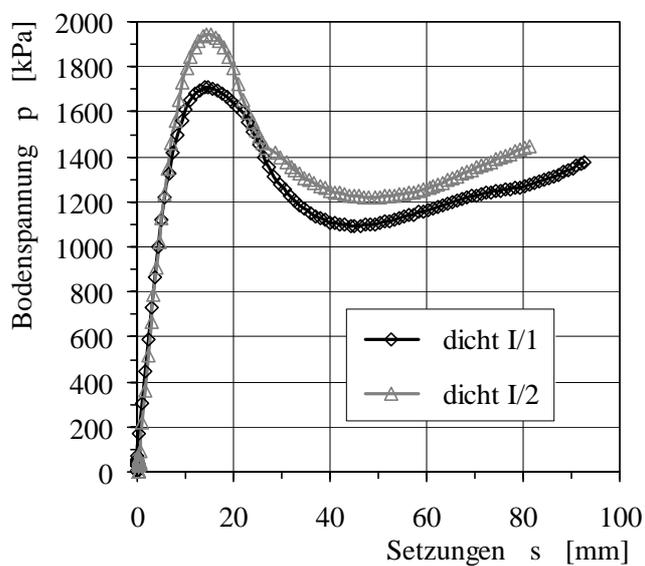
Anhang

Anhang A	Kornverteilungskurven des Heilbronner Lösslehms	150
Anhang B	Arbeitslinien der Labormessungen und dabei aufgetretenen Bruchbilder	151
Anhang C	Ergebnisse von Rammsondierungen	160
Anhang D	Ergebnisse der Feldmessungen an mobilen Baumaschinen	161
Anhang E	Verkabelung und Anschlussverteilung der verwendeten Messeinrichtung	167
Anhang F	Ergebnisse der Auswertungen mit der selbst entwickelten Software für die Tragfähigkeitsprognose	170

Anhang B

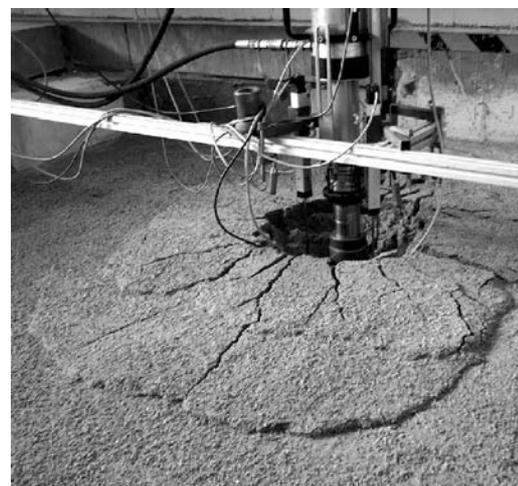
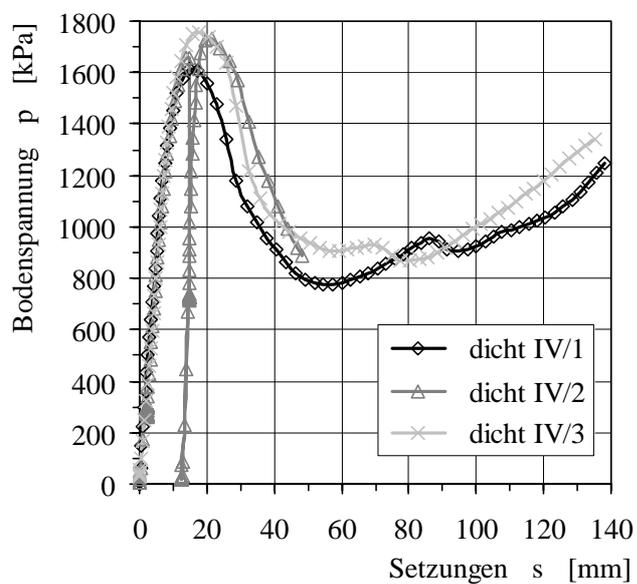
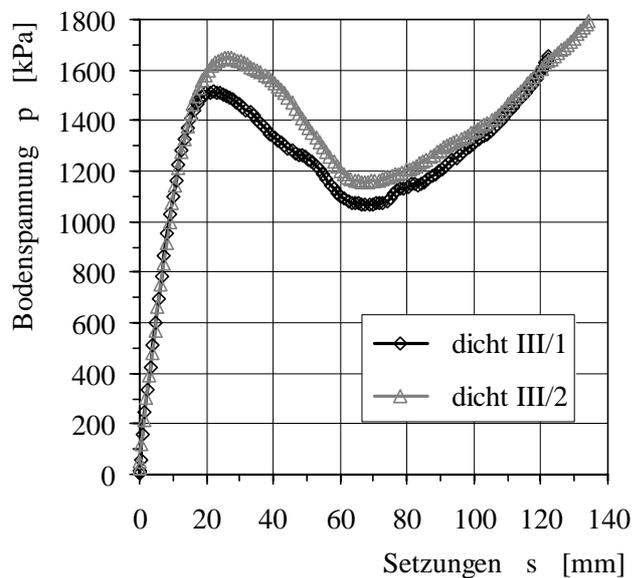
Arbeitslinien der Grundbruchversuche auf dicht gelagertem Sand im Labor und dabei aufgetretene Bruchbilder.

	Bodenart	Versuchsbezeichnung	Einbautrockendichte ρ_a [g/cm ³]	Einbauwassergehalt w [%]	Bruch- / Grenzspannung p_f [kPa]
Messserie I	Sand D = 1,0	dicht I/1	1,821	3,7	1.707,6
		dicht I/2			1.945,2
Messserie II	Sand D = 0,78	dicht II/1	1,763	4,3	1.213,8
		dicht II/2			1.353,9



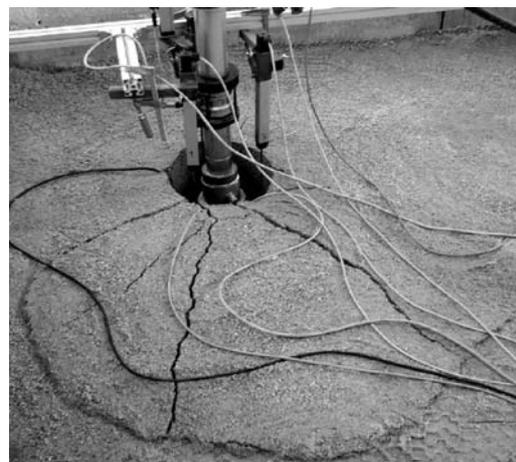
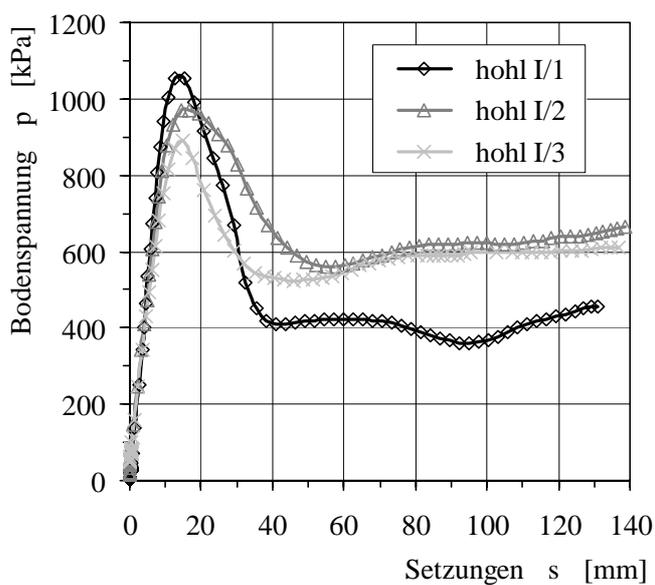
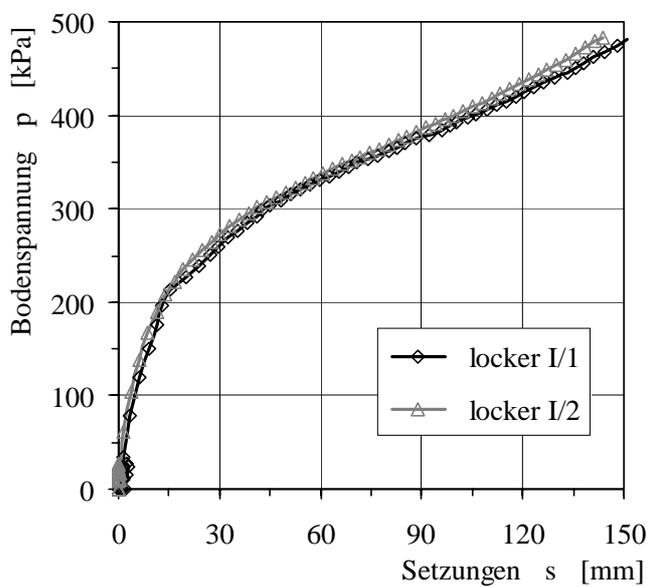
Arbeitslinien der Grundbruchversuche auf dicht gelagertem Sand im Labor und dabei aufgetretene Bruchbilder.

	Bodenart	Versuchsbezeichnung	Einbautrockendichte ρ_d [g/cm ³]	Einbauwassergehalt w [%]	Bruch- / Grenzspannung p_f [kPa]
Messserie III	Sand D = 0,88	dicht III/1	1,791	4,8	1.649,6
		dicht III/2			1.513,7
Messserie IV	Sand D = 0,98	dicht IV/1	1,816	5,2	1.614,2
		dicht IV/2			1.726,0
		dicht IV/3			1.750,0



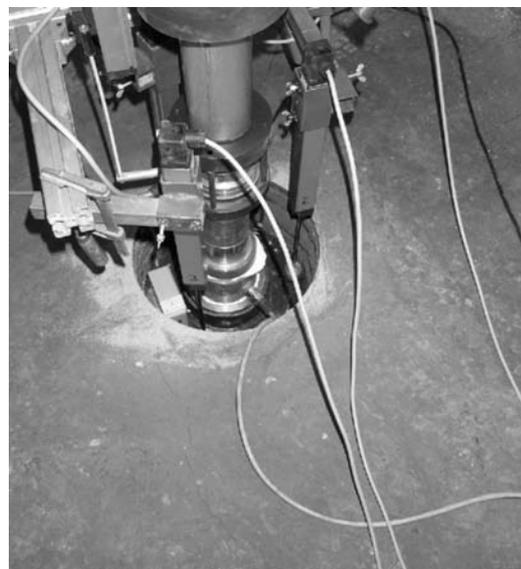
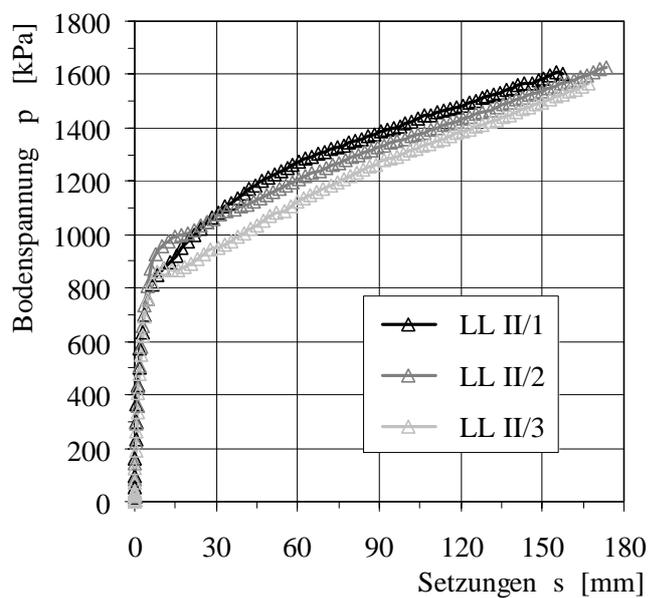
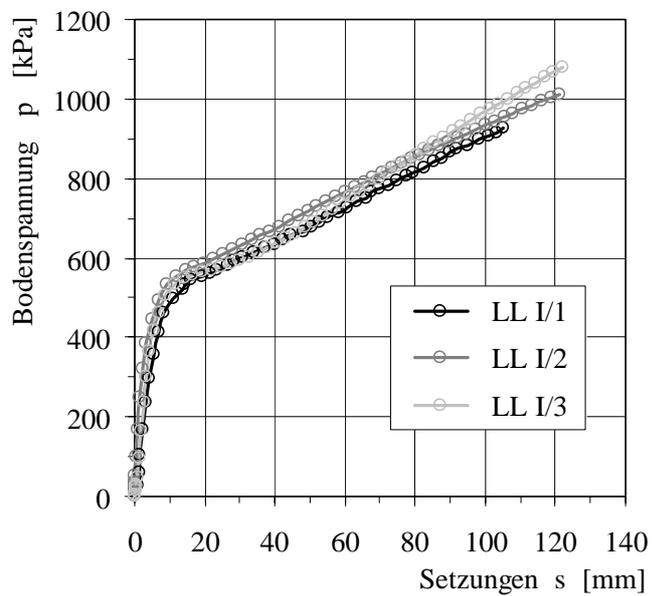
Arbeitslinien der Grundbruchversuche auf locker gelagertem Sand und simulierten Hohlräumen im Labor und dabei aufgetretene Bruchbilder.

	Bodenart	Versuchsbezeichnung	Einbautrockendichte ρ_a [g/cm ³]	Einbauwassergehalt w [%]	Bruch- / Grenzspannung p_f [kPa]
Messserie V	Sand D = 0	locker I/1	1,552	4,0	254,7
		locker I/2			301,3
Messserie VI	Sand D = 0,95; Hohlraum	hohl I/1	1,809	4,5	1.056,8
		hohl I/2			971,9
		hohl I/3			891,3



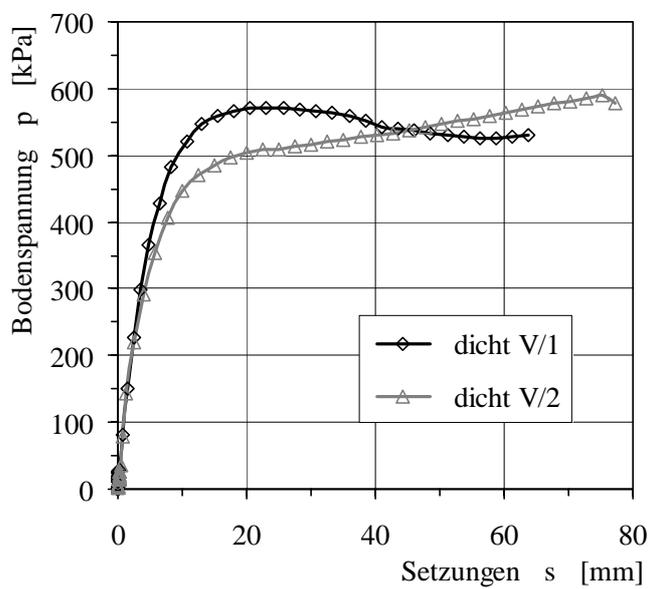
Arbeitslinien der Grundbruchversuche auf Lösslehm im Labor und dabei aufgetretene Bruchbilder.

	Bodenart	Versuchsbezeichnung	Einbautrockendichte ρ_d [g/cm ³]	Einbauwassergehalt w [%]	Bruch- / Grenzspannung p_f [kPa]
Messserie VII	Lösslehm $S_r = 0,87$	LL I/1	1,737	16,4	544,7
		LL I/2			570,1
		LL I/3			548,9
Messserie VIII	Lösslehm $S_r = 0,83$	LL II/1	1,745	15,4	871,5
		LL II/2			976,2
		LL II/3			885,6



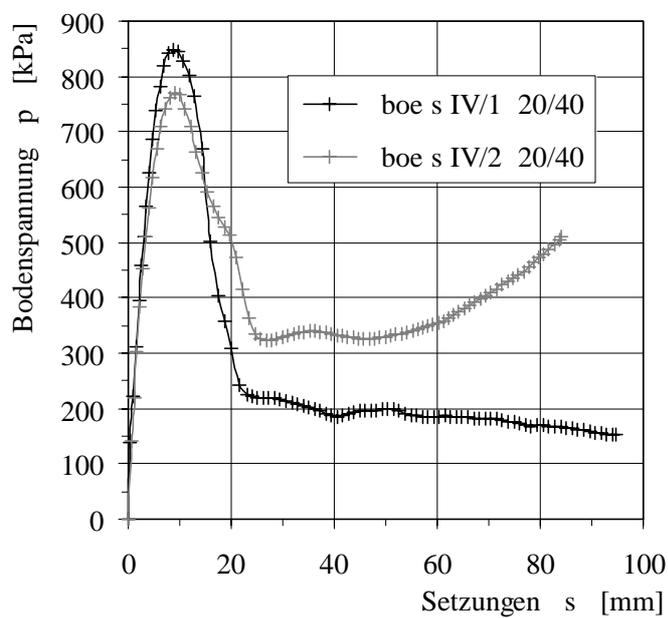
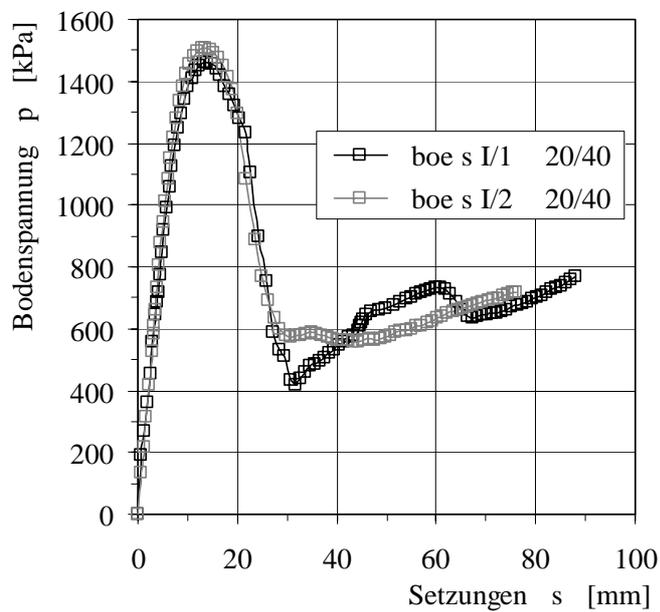
Arbeitslinien der Grundbruchversuche auf dicht gelagertem Sand im Labor und dabei aufgetretene Bruchbilder.

	Bodenart	Versuchsbezeichnung	Einbautrockendichte ρ_a [g/cm ³]	Einbauwassergehalt w [%]	Bruch- / Grenzspannung p_f [kPa]
Messserie IX	Sand D = 0,68	dicht V/1	1,738	3,0	571,5
		dicht V/2			509,3



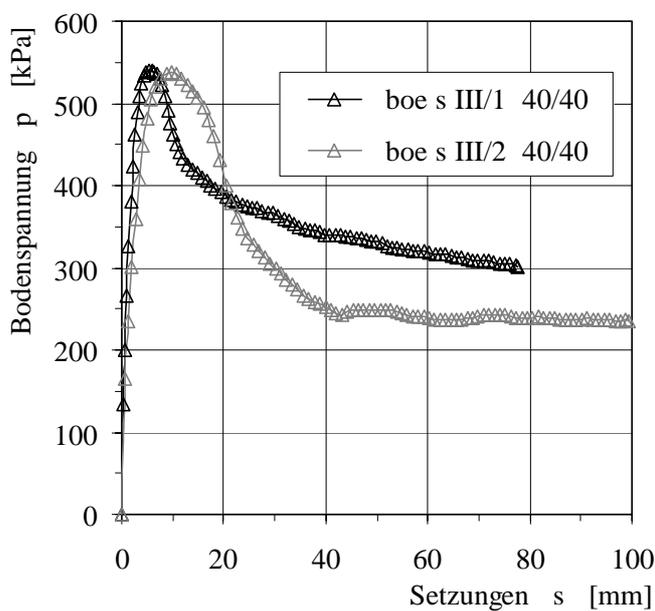
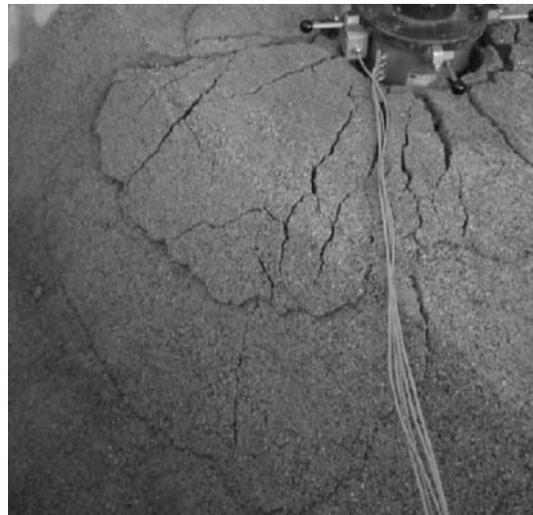
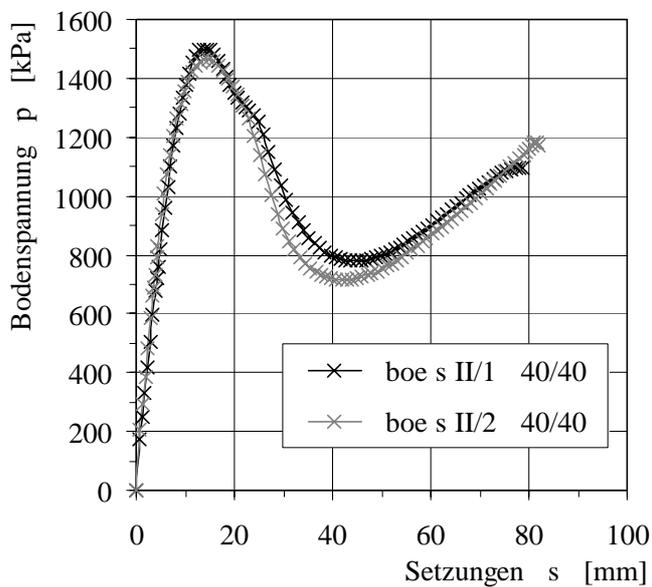
Arbeitslinien der Labormessungen an schrägen Böschungen aus Sand und dabei aufgetretene Bruchbilder.

	Bodenart	Last- abstand A [cm]	Böschungs-		Einbau- trockendichte ρ_a [g/cm ³]	Einbau- wassergehalt w [%]	Bruch / Grenz- spannung p_f [kPa]
			höhe h [cm]	winkel α [°]			
boe s I/1	Sand D = 1,03	20	40	45	1,830	6,8	1.462,8
boe s I/2							1.509,5
boe s IV/1	Sand D = 0,98	20	40	45	1,793	7,1	848,8
boe s IV/2							769,6



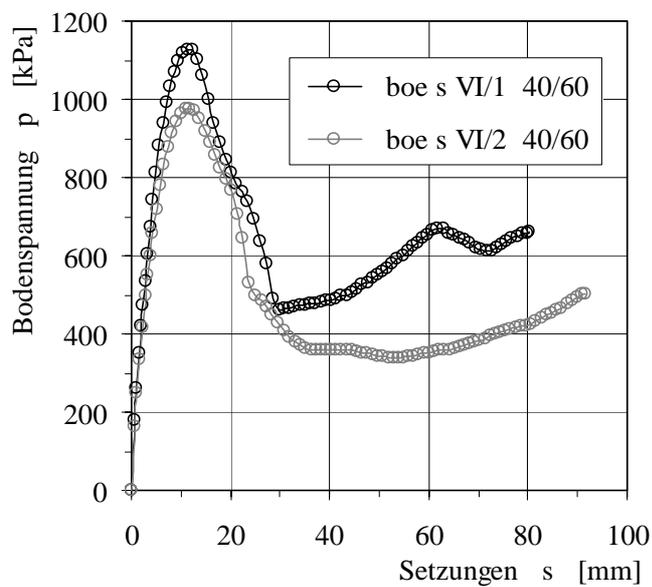
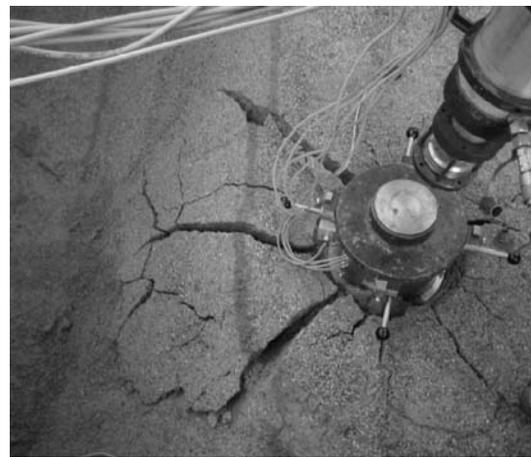
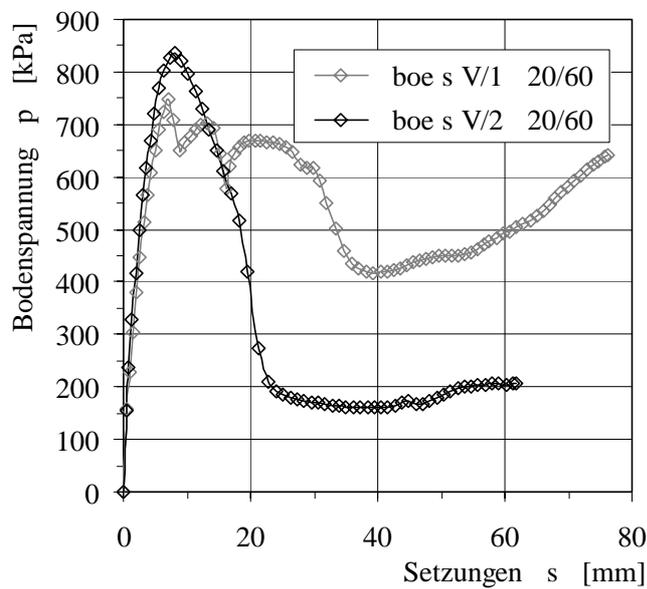
Arbeitslinien der Labormessungen an schrägen Böschungen aus Sand und dabei aufgetretene Bruchbilder.

	Bodenart	Last- abstand A [cm]	Böschungs-		Einbau- trockendichte ρ_d [g/cm ³]	Einbau- wassergehalt w [%]	Bruch- / Grenz- spannung p_f [kPa]
			höhe h [cm]	winkel α [°]			
boe s II/1	Sand D = 0,98	40	40	45	1,815	6,1	1.499,6
boe s II/2							1.464,2
boe s III/1	Sand D = 0,74	40	40	45	1,753	6,0	539,0
boe s III/2							537,6



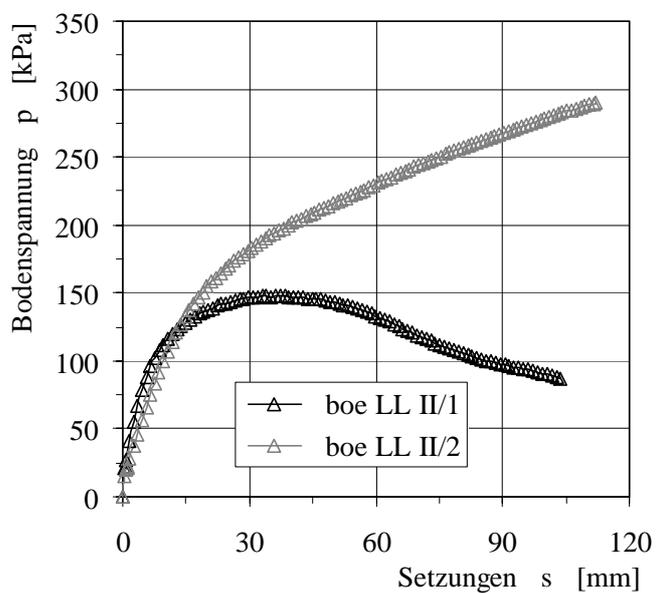
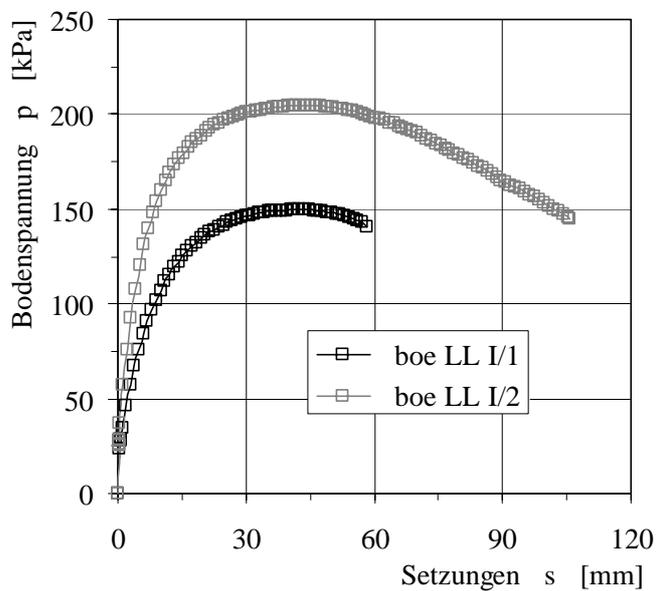
Arbeitslinien der Labormessungen an schrägen Böschungen aus Sand und dabei aufgetretene Bruchbilder.

	Bodenart	Last- abstand A [cm]	Böschungs-		Einbau- trockendichte ρ_a [g/cm ³]	Einbau- wassergehalt w [%]	Bruch- / Grenz- spannung p_f [kPa]
			höhe h [cm]	winkel α [°]			
boe s V/1	Sand D = 0,92	20	60	45	1,800	7,2	748,4
boe s V/2							834,7
boe s VI/1	Sand D = 0,98	40			1,815	7,2	1.127,5
boe s VI/2							977,6



Arbeitslinien der Labormessungen an senkrechten Böschungen aus Lösslehm und dabei aufgetretene Bruchbilder.

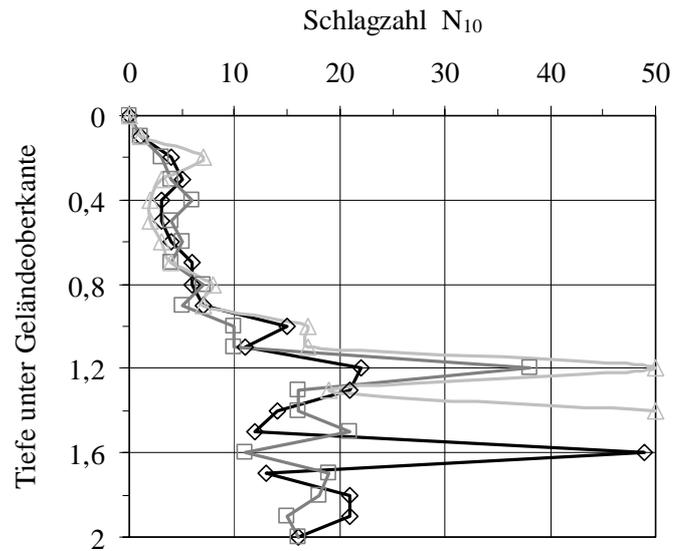
	Bodenart	Last- abstand A [cm]	Böschungs-		Einbau- trockendichte ρ_d [g/cm ³]	Einbau- wassergehalt w [%]	Bruch- / Grenz- spannung p_f [kPa]
			höhe h [cm]	winkel α [°]			
boe LL I/1	Lösslehm $S_r = 0,73$	20	50	90	1,492	17,6	150,0
boe LL I/2							205,1
boe LL II/1	Lösslehm $S_r = 0,79$	20	50	90	1,554	18,5	147,1
boe LL II/2							227,8



Anhang C

Ergebnisse von Rammsondierungen

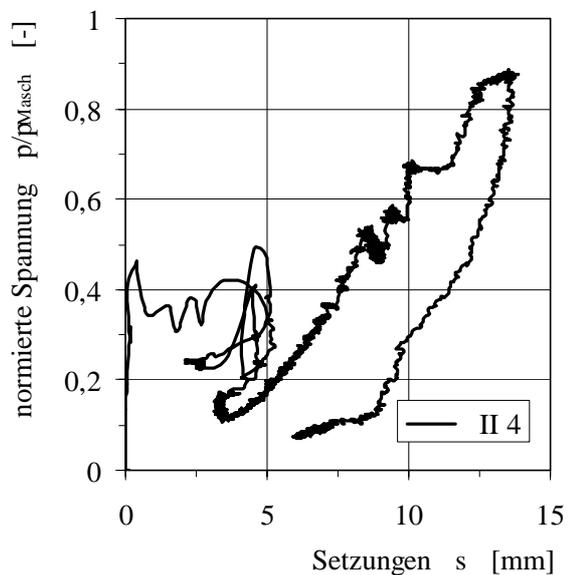
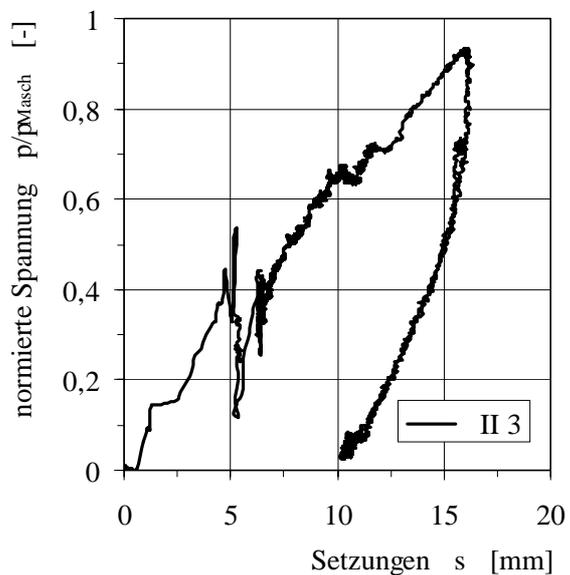
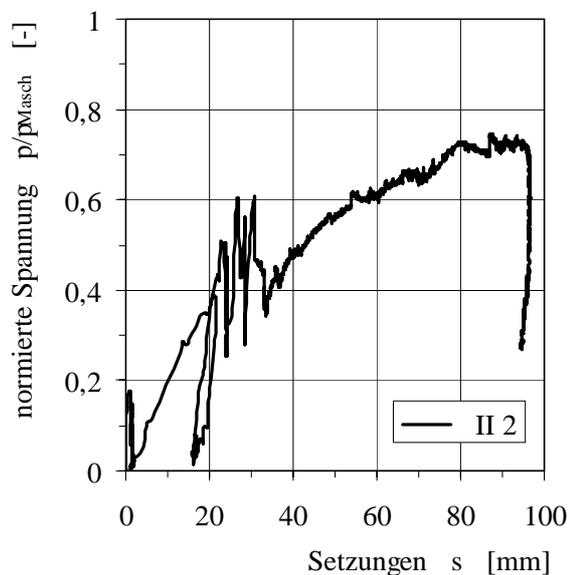
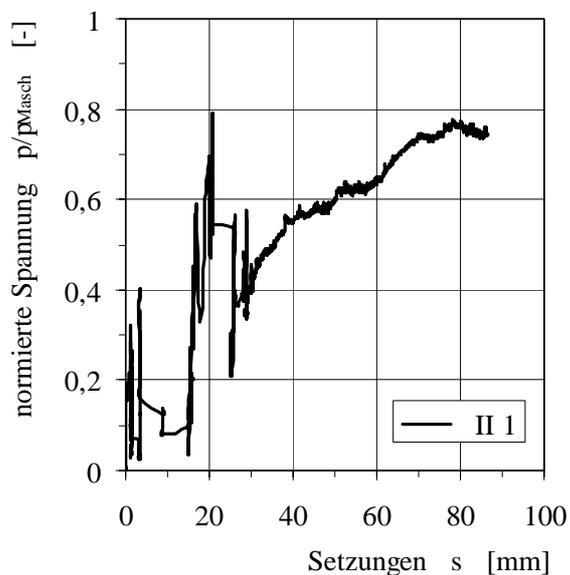
Die hier dargestellten Ergebnisse der Rammsondierungen wurden, im Zuge der Messungen an einer Mobilten Baumaschine der Feldversuchsserie V, zur Beurteilung und Beschreibung des anstehenden Untergrunds durchgeföhrt. Der Untergrund bestand aus sandigem Schluff mit Kalksteinen in einer GröÖe von etwa 10 bis 70 mm Durchmesser.



Anhang D

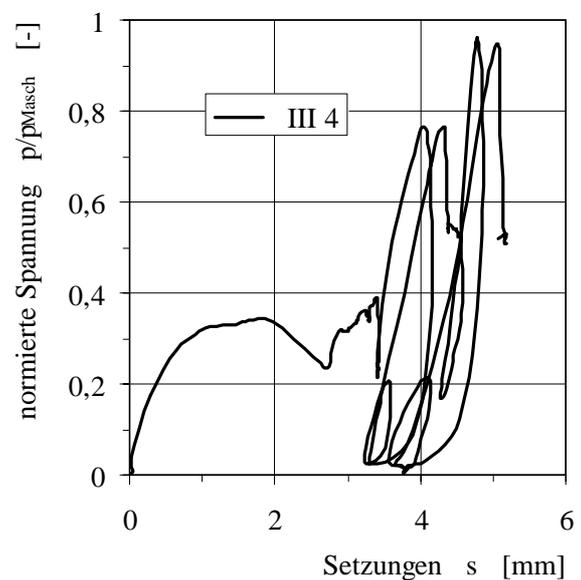
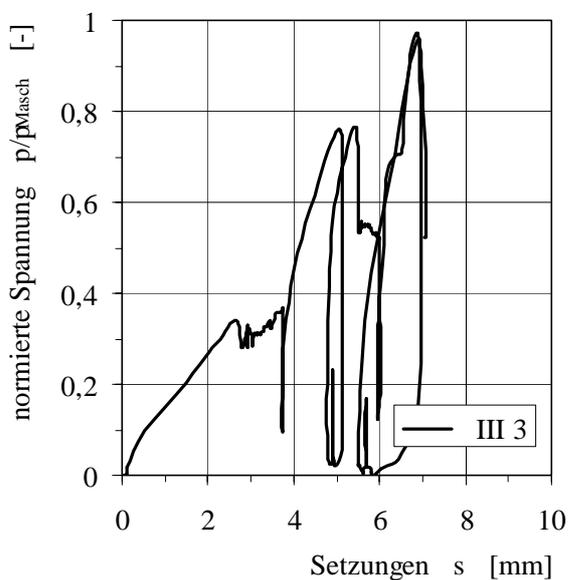
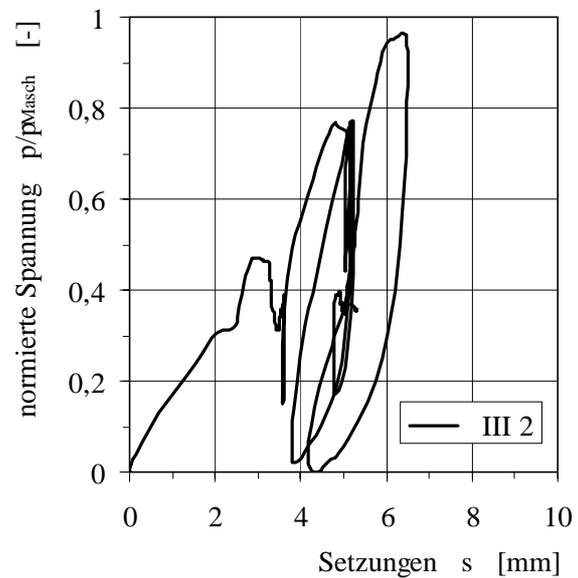
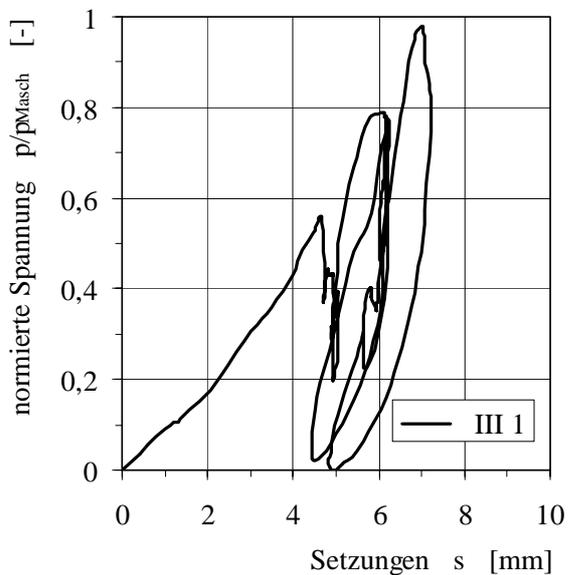
Arbeitslinien der Messungen im Feld an mobilen Baumaschinen bei verschiedenen Untergrundverhältnissen.

Versuchsreihe	Versuchsbezeichnung	Untergrund	Kantenlänge der Lastfläche	aufgebrachte Belastung	normierte Spannung p / p_{Masch}	Tragfähigkeit erreicht
Versuchsserie I	I 1	Schotter	0,6 m	$p_{\text{Masch}} = \text{Maxlast}$	0,903	Nein
	I 2	Lösslehm		nur Maschineneigengewicht	0,649	Ja
Versuchsserie II	II 1	Auffüllung	0,6 m	nur Maschineneigengewicht	0,769	Ja
	II 2				Lösslehm	
	II 3	Schotter		$p_{\text{Masch}} = \text{Maxlast}$	0,933	Nein
	II 4			0,887		



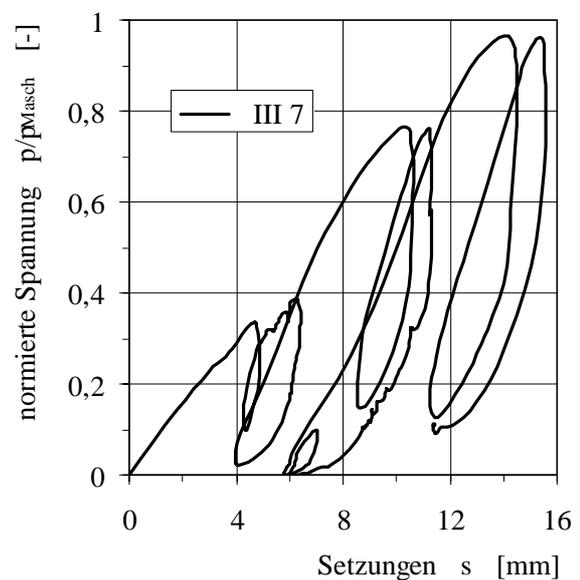
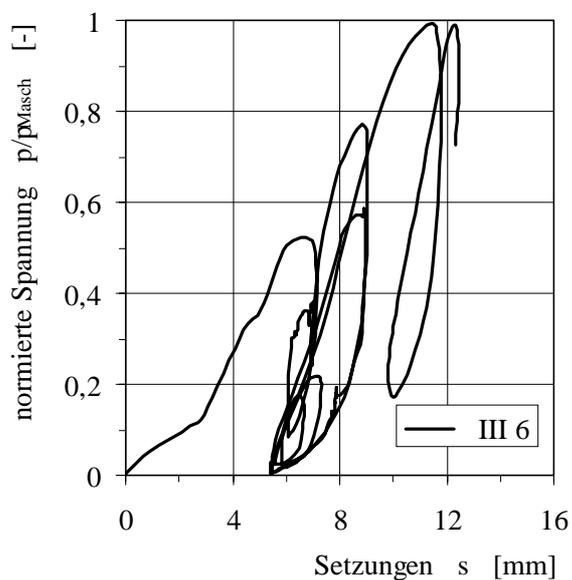
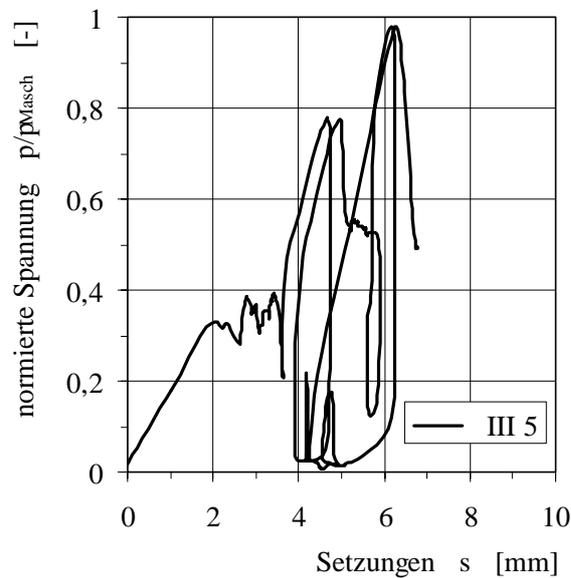
Arbeitslinien der Messungen im Feld an mobilen Baumaschinen bei verschiedenen Untergrundverhältnissen.

Versuchsreihe	Versuchsbezeichnung	Untergrund	Kantenlänge der Lastfläche	aufgebrachte Belastung	normierte Spannung p / p_{Masch}	Tragfähigkeit erreicht
Versuchsserie III	III 1	Schotter	0,5 m	$p_{\text{Masch}} = \text{Maxlast}$	0,978	Nein
	III 2				0,966	
	III 3				0,971	
	III 4				0,962	



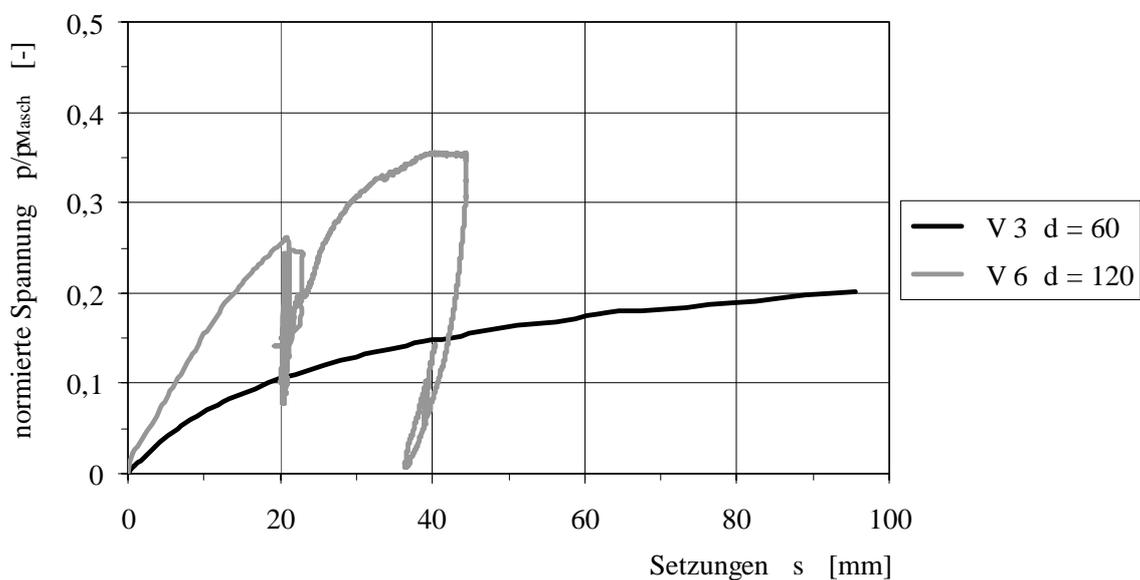
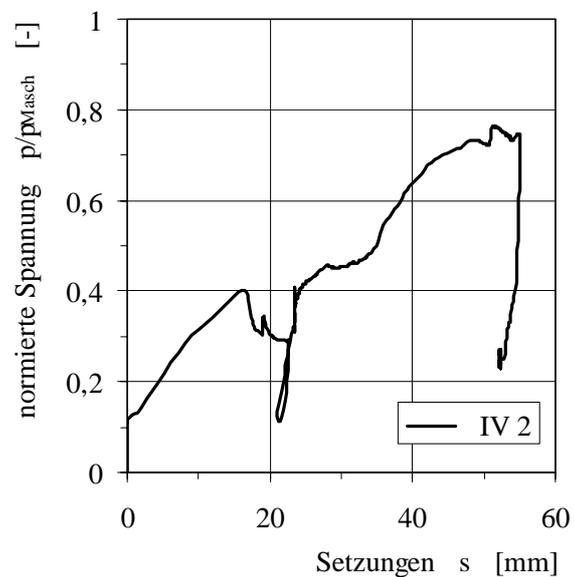
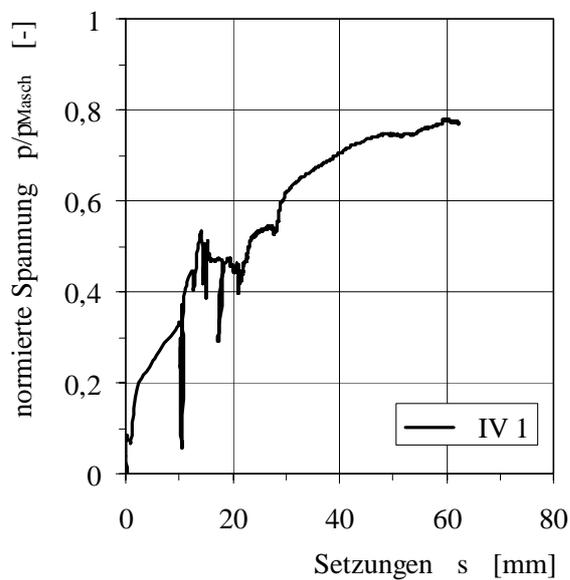
Arbeitslinien der Messungen im Feld an mobilen Baumaschinen bei verschiedenen Untergrundverhältnissen.

Versuchsreihe	Versuchsbezeichnung	Untergrund	Kantenlänge der Lastfläche	aufgebrachte Belastung	normierte Spannung p / p_{Masch}	Tragfähigkeit erreicht
Versuchsserie III	III 5	Schotter	0,5 m	$p_{\text{Masch}} = \text{Maxlast}$	0,981	Nein
	III 6	Sand dicht			0,990	
	III 7				0,964	



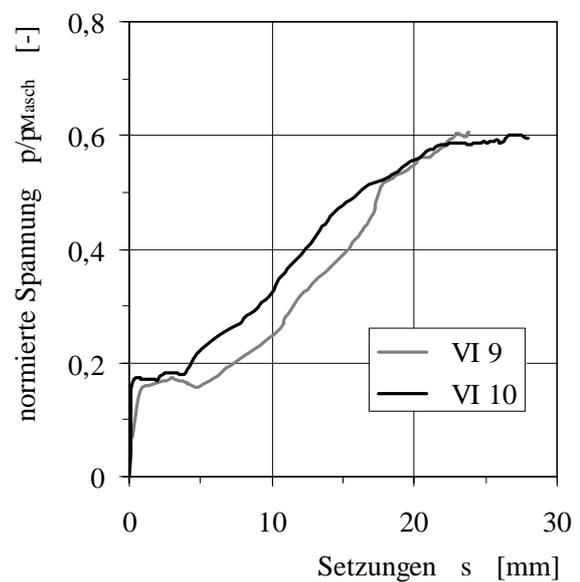
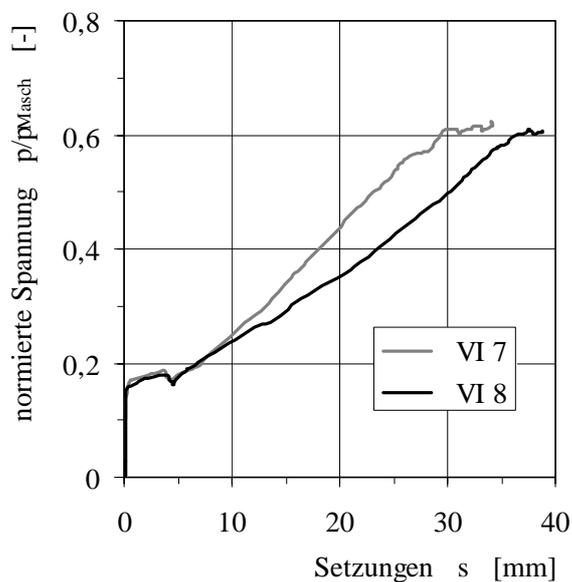
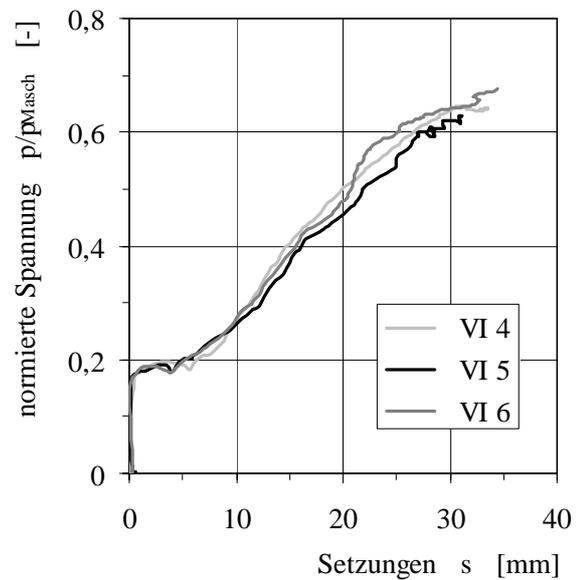
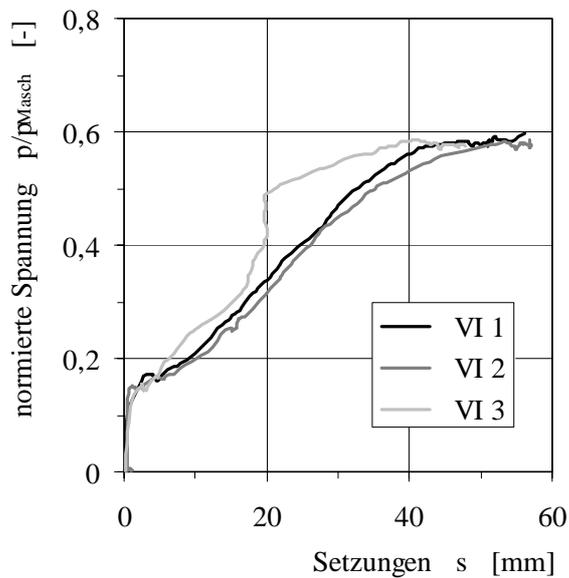
Arbeitslinien der Messungen im Feld an mobilen Baumaschinen bei verschiedenen Untergrundverhältnissen.

Versuchsreihe	Versuchsbezeichnung	Untergrund	Kantenlänge der Lastfläche	aufgebrachte Belastung	normierte Spannung p / p_{Masch}	Tragfähigkeit erreicht
Versuchsreihe IV	IV 1	Auffüllung Lösslehm	0,5 m	nur Maschineneigengewicht	0,792	Ja
	IV 2				0,781	
Versuchsreihe V	V 3	sandiger Schluff, feucht	0,6 m	Stützbein ausgefahren	0,202	Ja
	V 6		1,2 m	nur Maschineneigengewicht	0,346	Nein



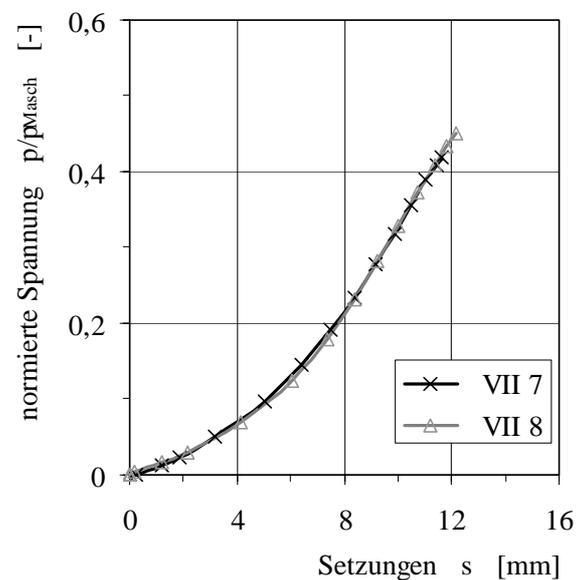
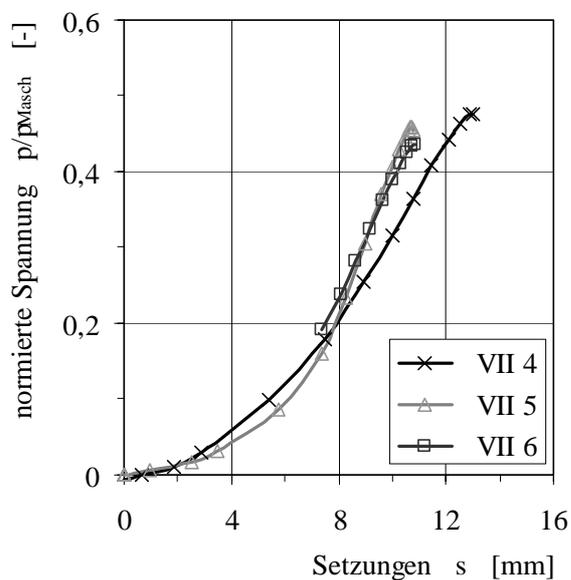
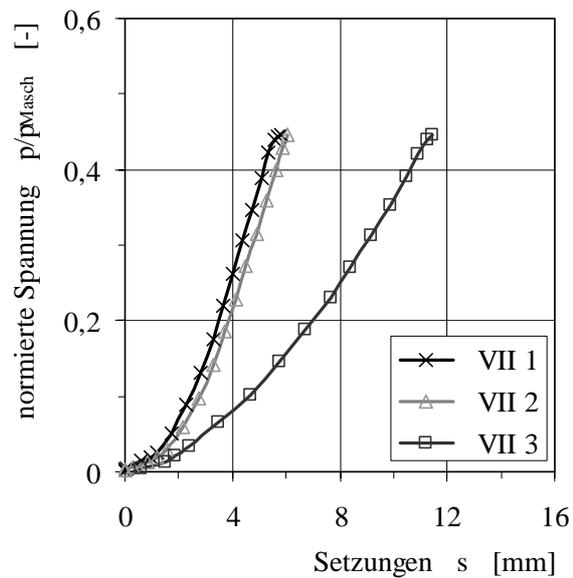
Arbeitslinien der Messungen im Feld an mobilen Baumaschinen bei verschiedenen Untergrundverhältnissen.

Versuchsreihe	Versuchsbezeichnung	Untergrund	Kantenlänge der Lastfläche	aufgebrachte Belastung	normierte Spannung p / p_{Masch}	Tragfähigkeit erreicht
Versuchsserie VI	VI 1	Auffüllung Lösslehm	0,6 m	Stützbein ausgefahren	0,596	Ja
	VI 2				0,586	
	VI 3				0,584	
	VI 4				0,646	
	VI 5				0,628	
	VI 6				0,677	
	VI 7				0,622	
	VI 8				0,610	
	VI 9				0,605	
	VI 10				0,602	



Arbeitslinien der Messungen im Feld an mobilen Baumaschinen bei verschiedenen Untergrundverhältnissen.

Versuchsreihe	Versuchsbezeichnung	Untergrund	Kantenlänge der Lastfläche	aufgebrachte Belastung	normierte Spannung p / p_{Masch}	Tragfähigkeit erreicht
Versuchsserie VII	VII 1	Schotter	0,6 m	Stützbein ausgefahren	0,443	Nein
	VII 2				0,448	
	VII 3				0,450	
	VII 4	Auffüllung Lösslehm, sehr trocken			0,474	
	VII 5				0,437	
	VII 6				0,459	
	VII 7				0,425	
	VII 8				0,460	



Anhang E

Verkabelung und Anschlussverteilung der verwendeten Messeinrichtung

Ansicht des Datensammlers

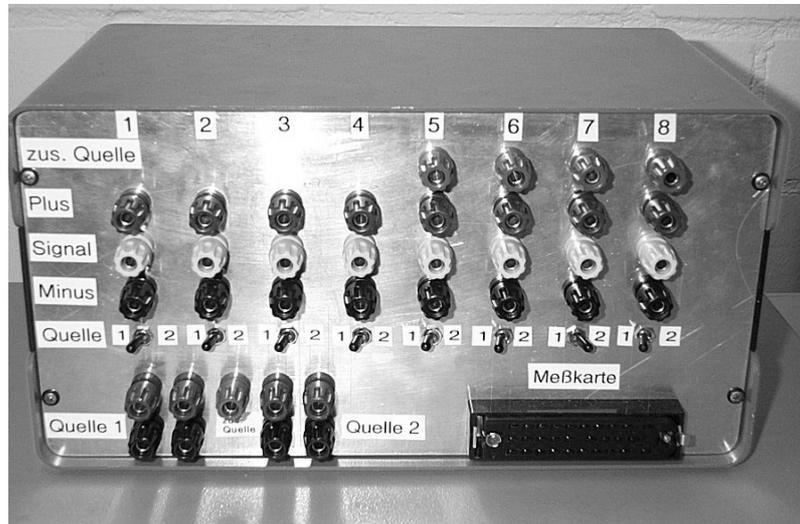


Tabelle A 1 Stecker- und Kabelfarbe der Messsensoren sowie die Belegung der Messkanäle des Datensammlers

	Kanal 1 pot. Weg 1	Kanal 2 pot. Weg2	Kanal 3 Kraft F_x	Kanal 4 Kraft F_y	Kanal 5 Kraft F_z	Kanal 6 Neigung1	Kanal 7 Neigung2	Kanal 8 Beschleunigung
zus. Quelle					○	○	○	Grün-grün
Plus	Rot-weiß	Rot-weiß	○	○	○	Rot-braun	○	Blaugelb
Signal	Gelbbraun	Gelbbraun	Schwarzgrün	Schwarzgrün	Schwarzgrün	Gelbweiß	Schwarzgrün	Rot
Minus	Schwarzgrün	Schwarzgrün	Rotweiß	Rotweiß	Rotweiß	Blaublau	Blaublau	Schwarz

An jedem Messkanal kann die gewünschte Spannungsquelle separat gewählt werden. Die Belegung der Ein- und Ausgänge ist unten angegeben.

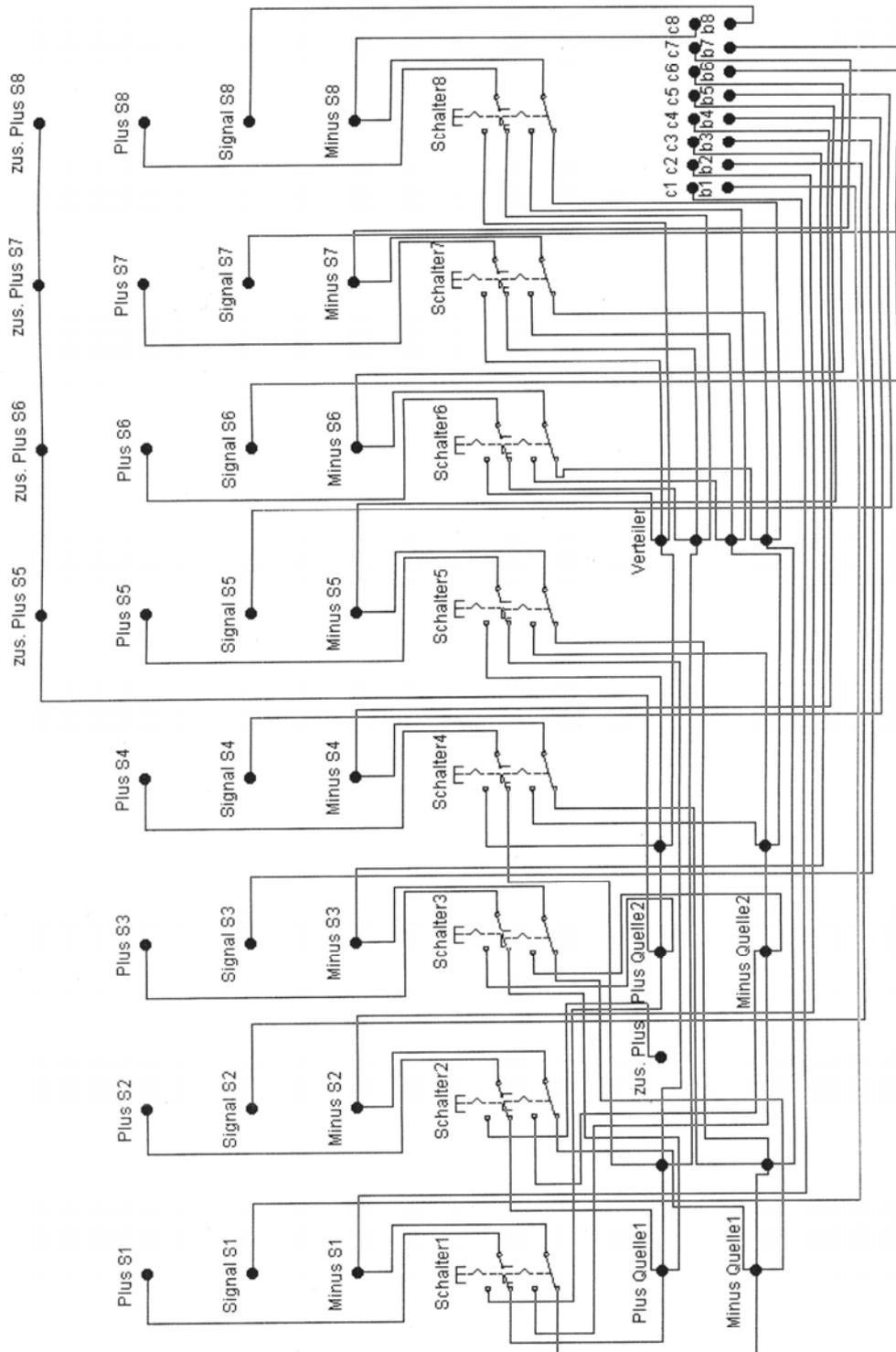
zus. Quelle: Speisespannung -18 V

Plus: Speisespannung je nach Sensor $+5\text{V}$ oder $+18\text{V}$ (separat schaltbar)

Signal: Messsignal

Minus: Masse

Schaltungsaufbau im Datensammler



Kabelbelegung am Ausgangsstecker (Buchse) zur Messkarte

a	b	c
1	1	1
2	2	2
3	3	3
4	4	4
5	5	5
6	6	6
7	7	7
8	8	8
9	9	9
0	0	0

	a	b	c
1	-	Signal 1	Minus 1
2	-	Signal 2	Minus 2
3	-	Signal 3	Minus 3
4	-	Signal 4	Minus 4
5	-	Signal 5	Minus 5
6	-	Signal 6	Minus 6
7	-	Signal 7	Minus 7
8	-	Signal 8	Minus 8
9	-	-	-
0	-	-	-

Kabelbelegung des Verbindungssteckers zur Messkarte

c	b	a
1	1	1
2	2	2
3	3	3
4	4	4
5	5	5
6	6	6
7	7	7
8	8	8
9	9	9
0	0	0

	c	b	a
1	Rot-blau	Rot	-
2	Grau-pink	Blau	-
3	Grau-braun	Grau	Lila offen
4	Weiß-grau	Pink	Schwarz offen
5	Weiß-grün	Braun	-
6	Weiß-gelb	Grün	-
7	Braun-grün	Weiß	-
8	Gelb-braun	Gelb	-
9	-	-	-
0	-	-	-

Anschluss des Verbindungskabels an die EDAS - Messkarte (Platine)

	TB2	TB1	
AGND	-	-	AGND
AI8	Rot-blau	Rot	AI0
AI9	Grau-pink	Blau	AI1
AI10	Grau-braun	Grau	AI2
AI11	Weiß-grau	Pink	AI3
AGND	-	-	AGND
AI12	Weiß-grün	Braun	AI4
AI13	Weiß-gelb	Grün	AI5
AI14	Braun-grün	Weiß	AI6
AI15	Gelb-braun	Gelb	AI7
AGND	-	-	AGND
AO1	-	-	AO0

Kanalbeschreibung:

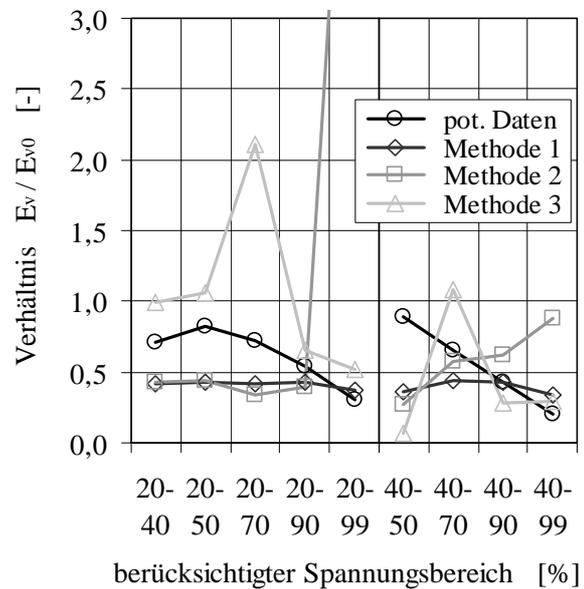
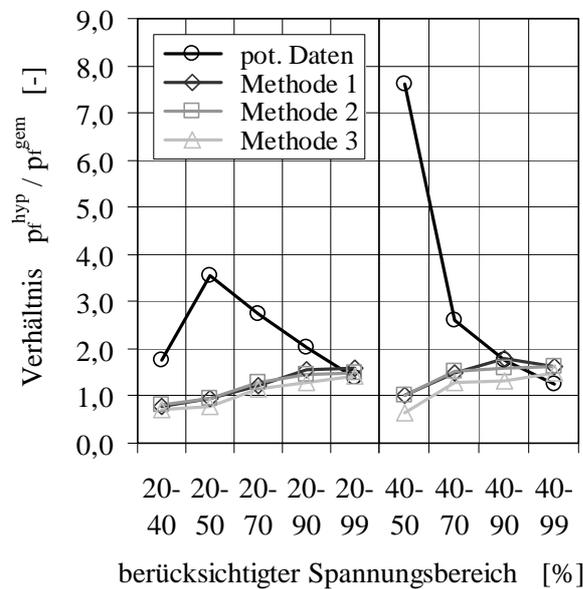
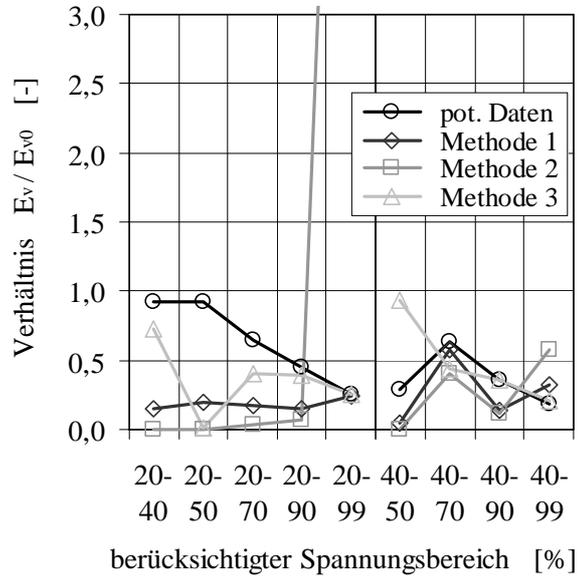
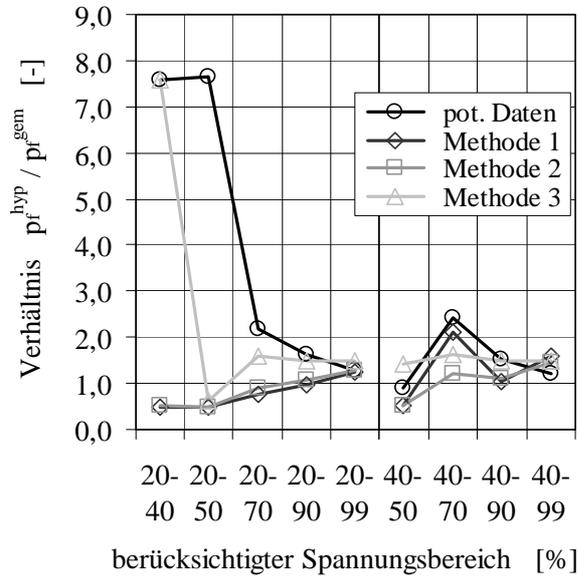
AGND Analog Ground

AI0 bis AI15 Analog Input

Anhang F

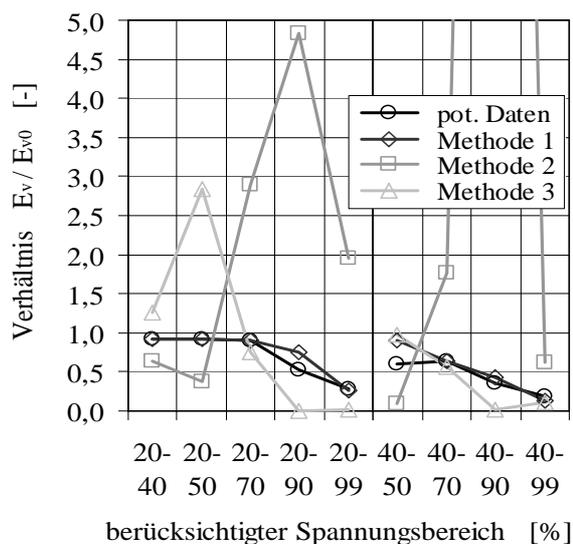
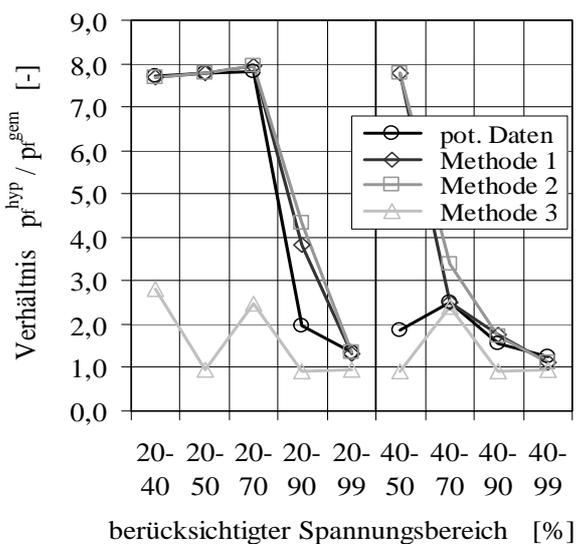
Ergebnisse der Auswertungen mit der selbst entwickelten Software für die Tragfähigkeitsprognose

Messung dicht I/1

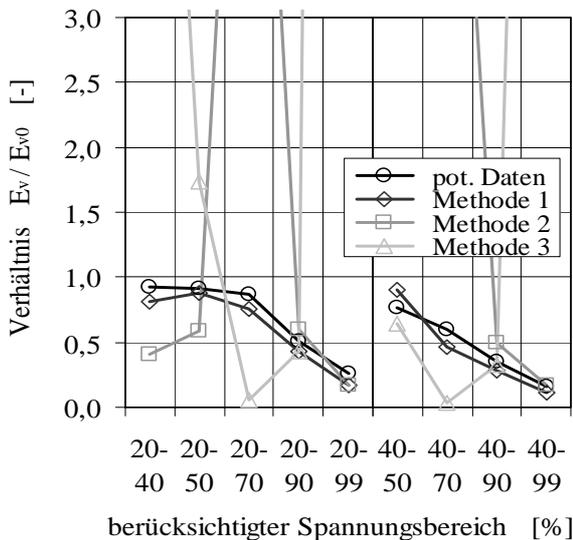
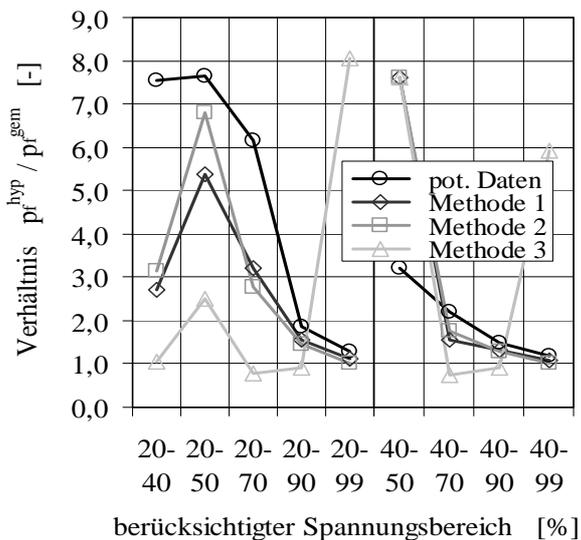


Messung dicht I/2

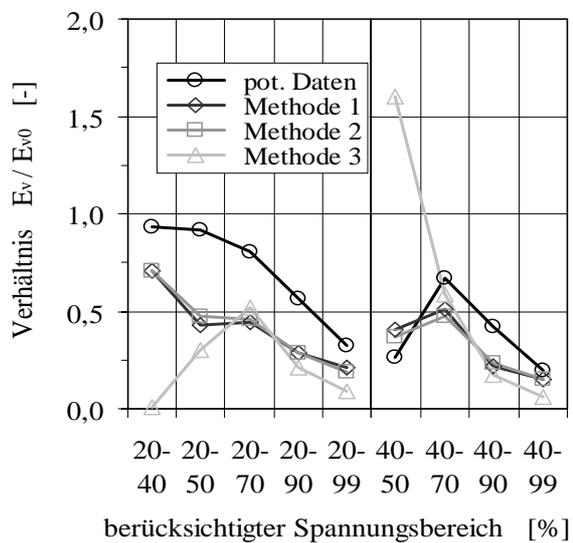
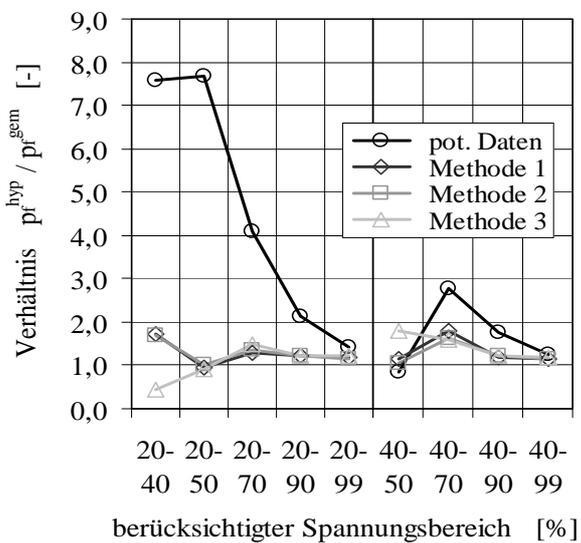
Messung dicht II/1



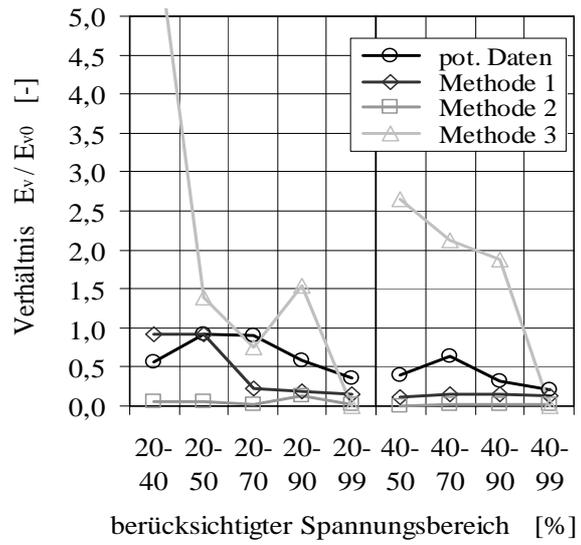
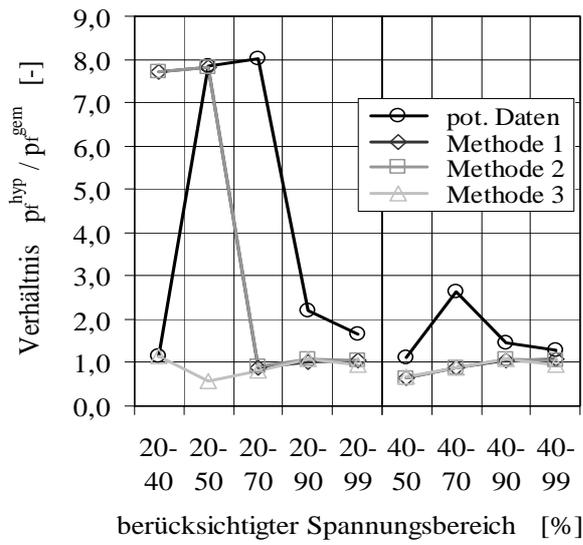
Messung dicht II/2



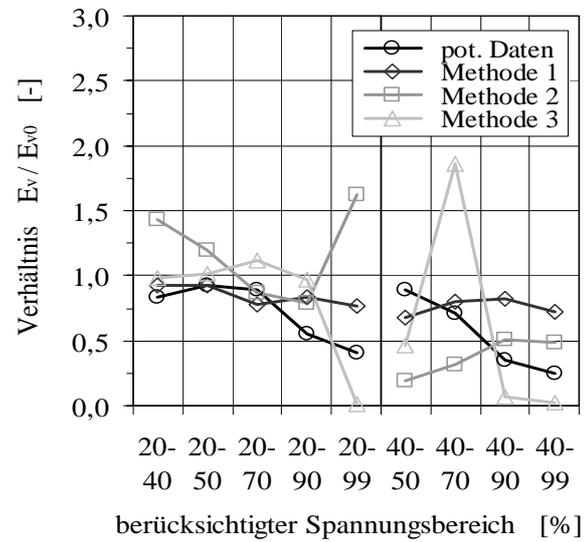
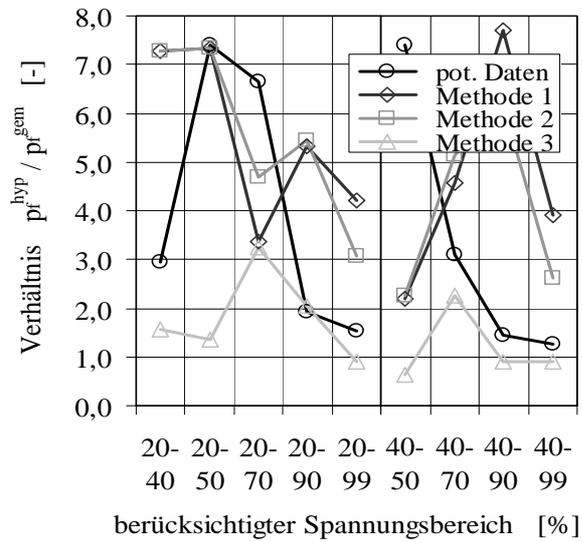
Messung dicht III/2



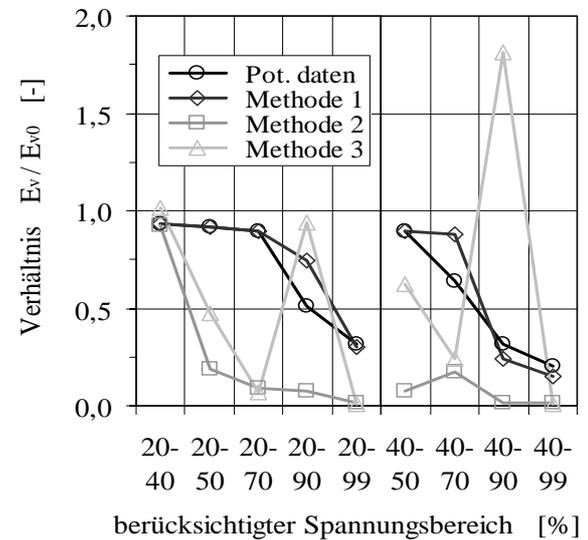
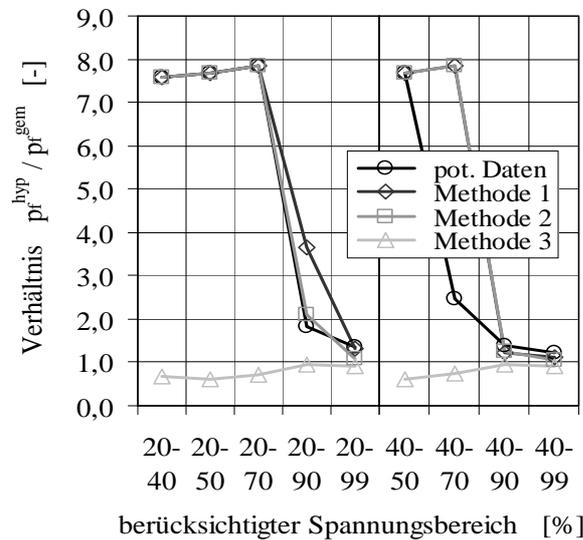
Messung dicht IV/1



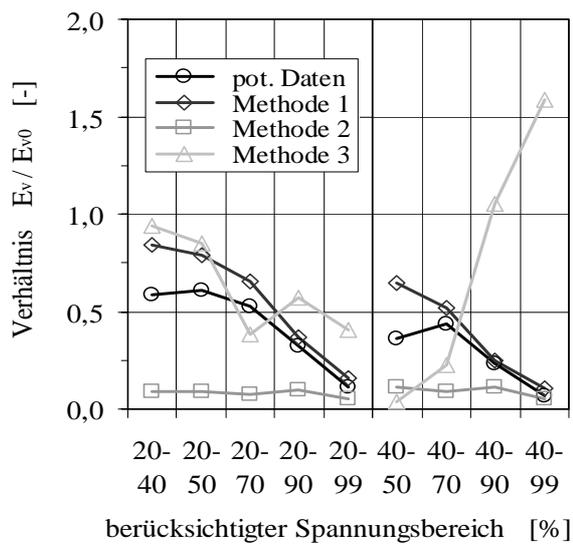
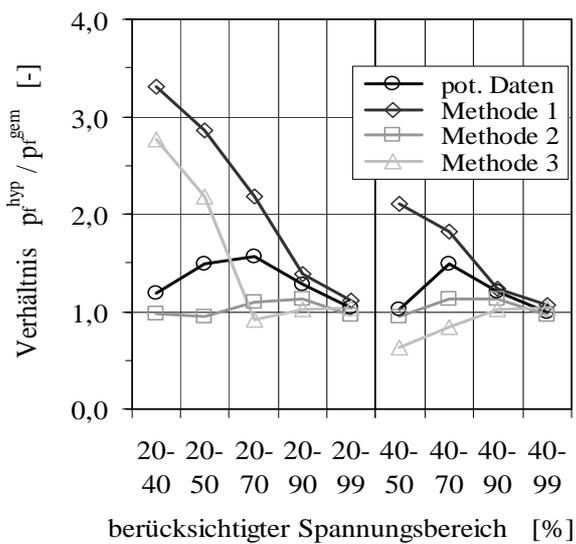
Messung dicht IV/2



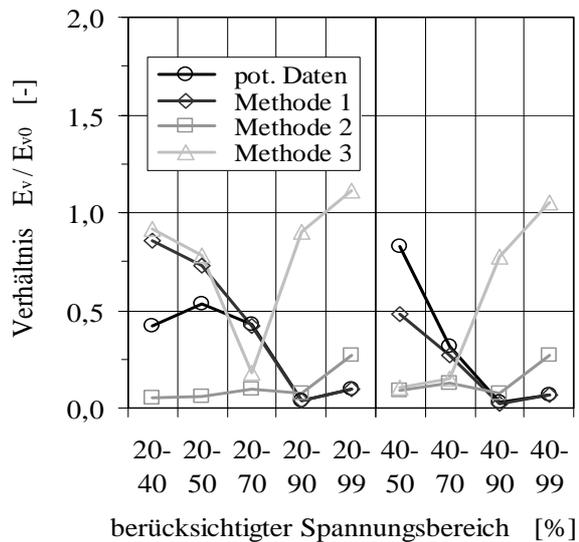
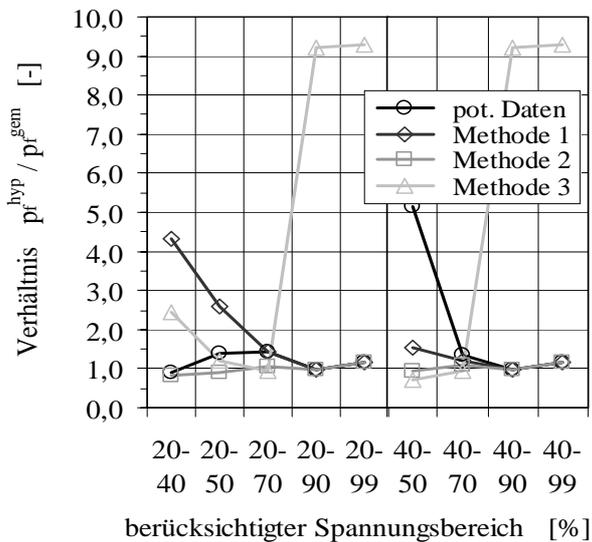
Messung dicht IV/3



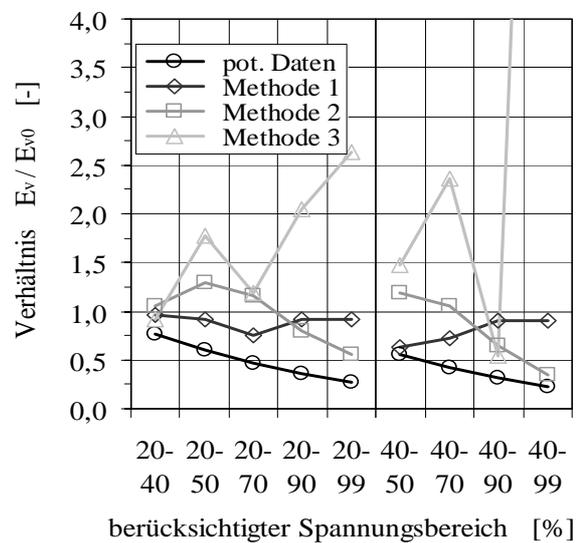
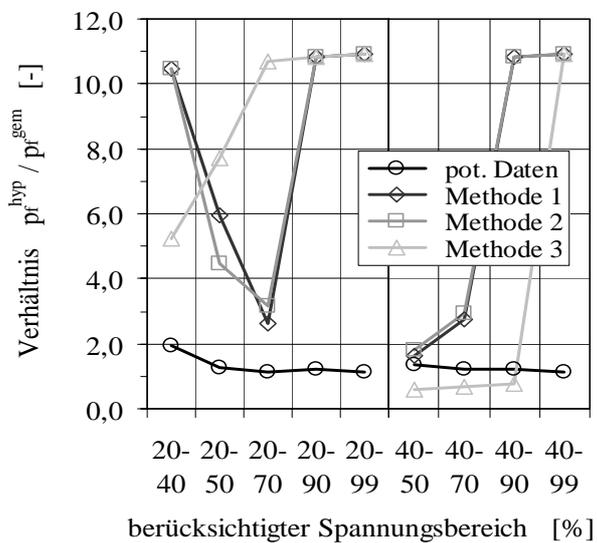
Messung dicht V/1



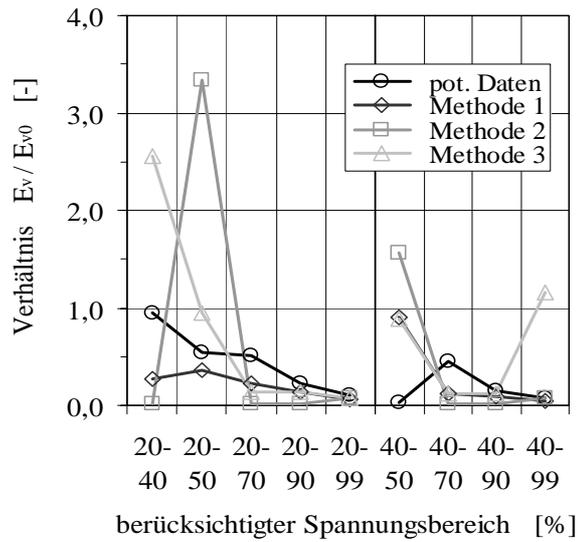
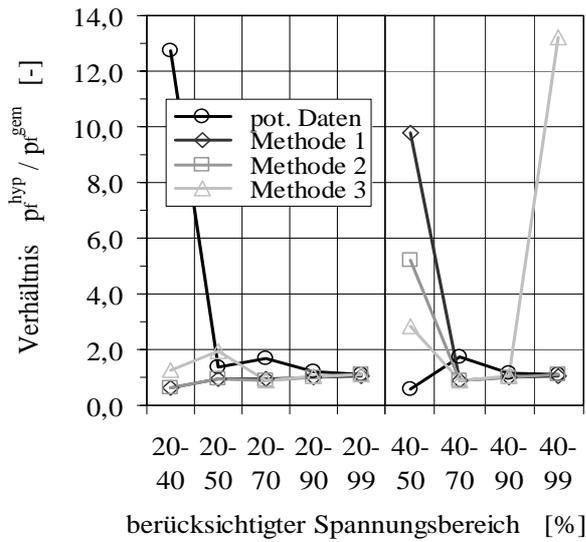
Messung dicht V/2



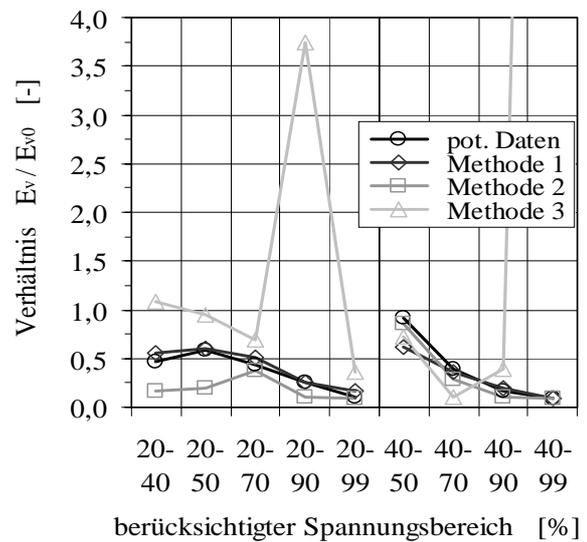
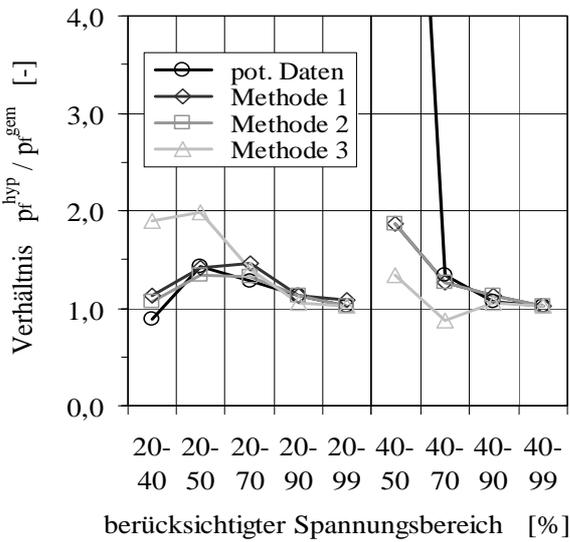
Messung locker I/2



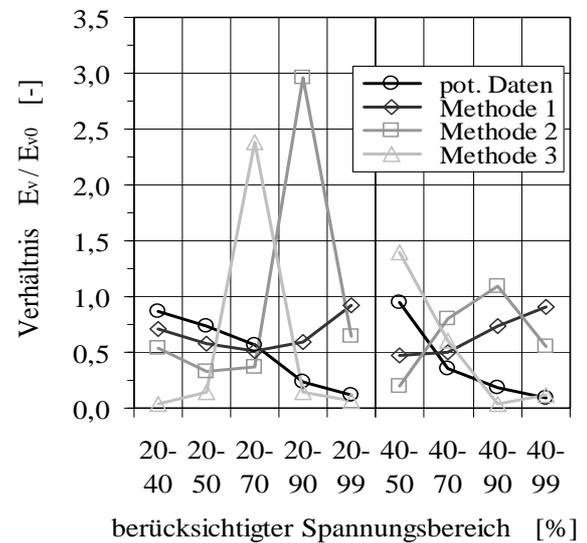
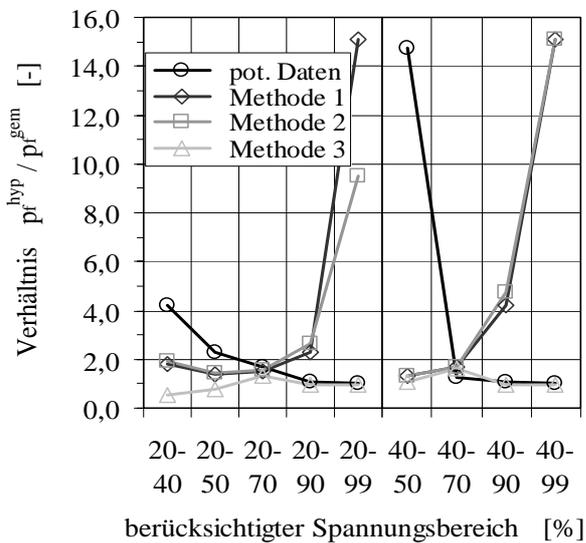
Messung LL I/1



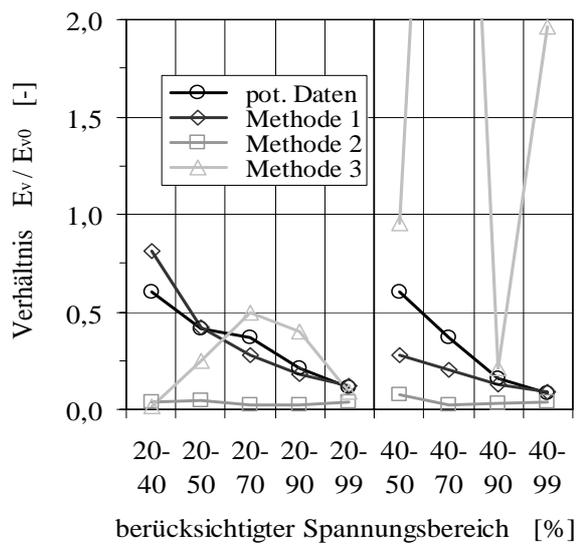
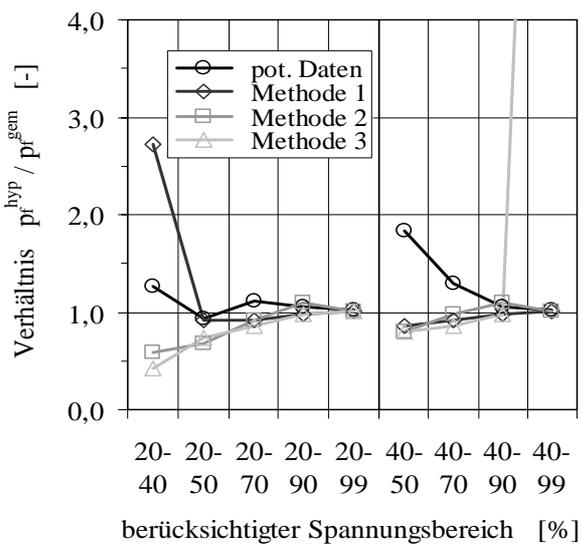
Messung LL I/2



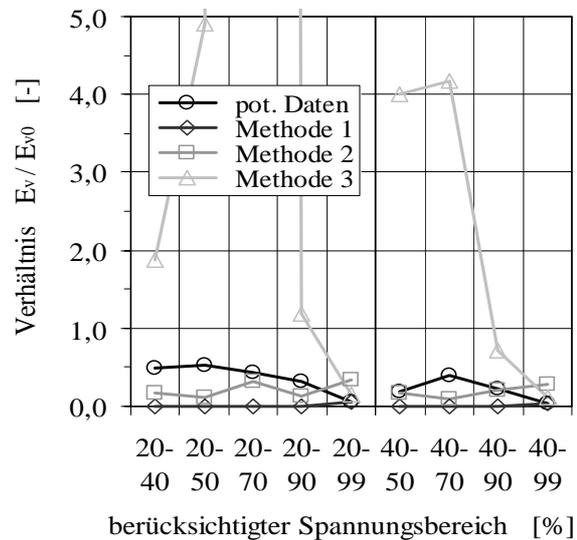
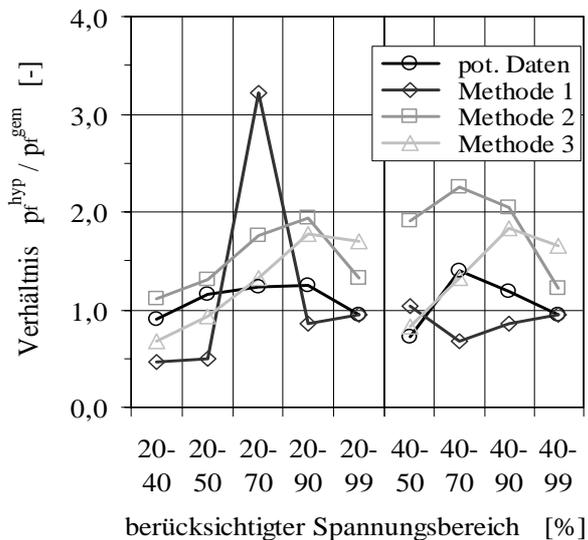
Messung LL I/3



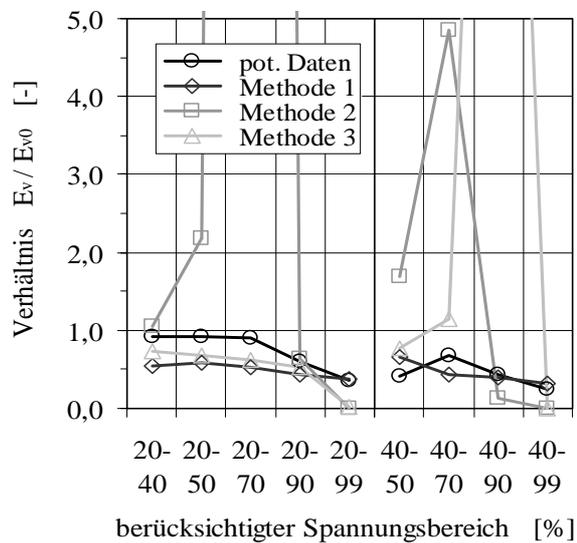
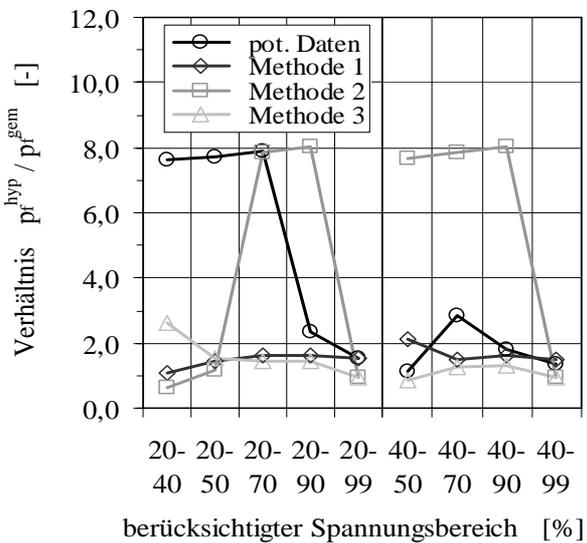
Messung LL II/1



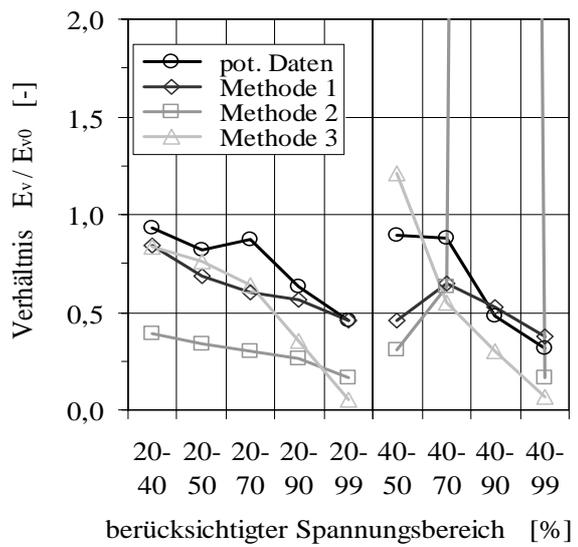
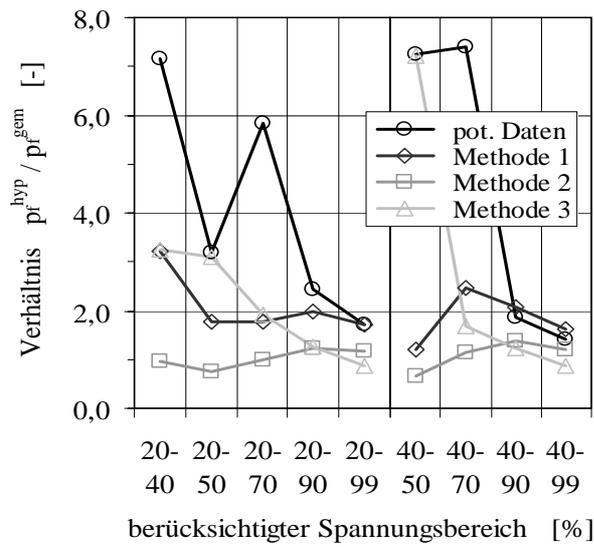
Messung LL II/3



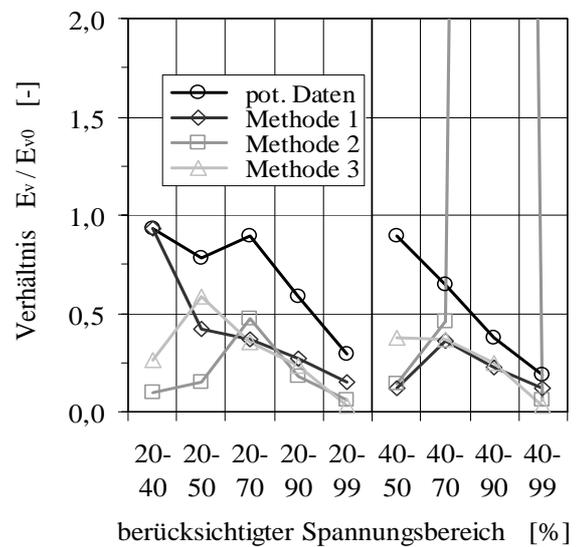
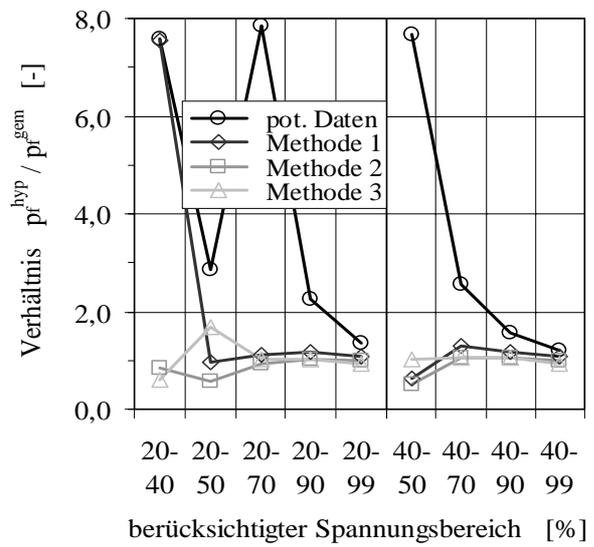
Messung hohl I/1



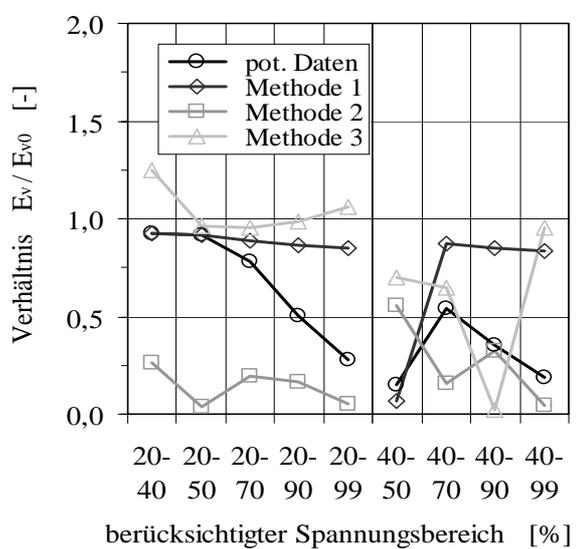
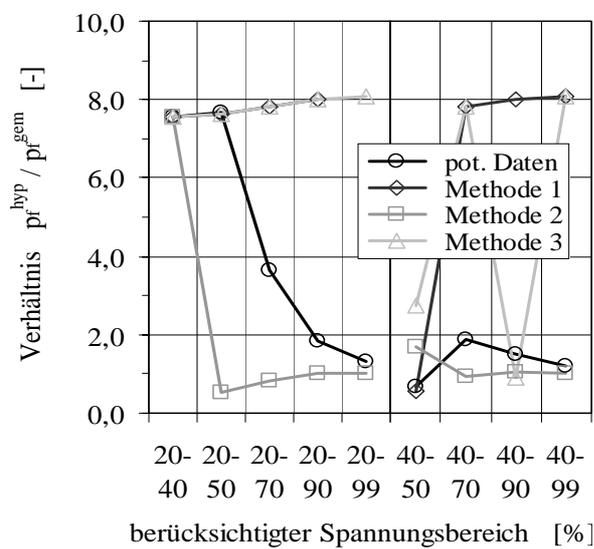
Messung hohl I/3



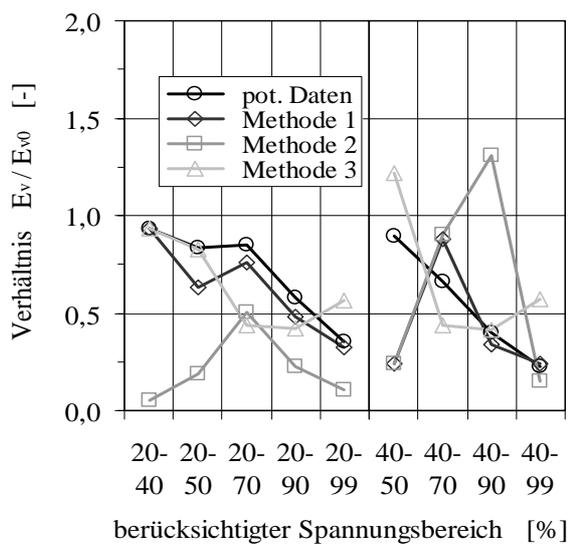
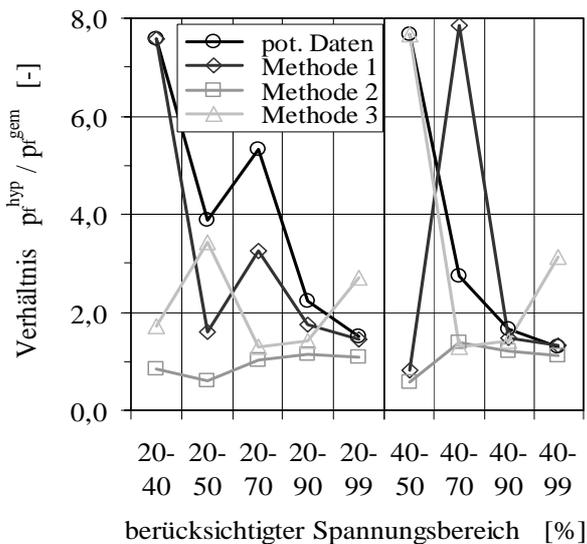
Messung boe s I/1



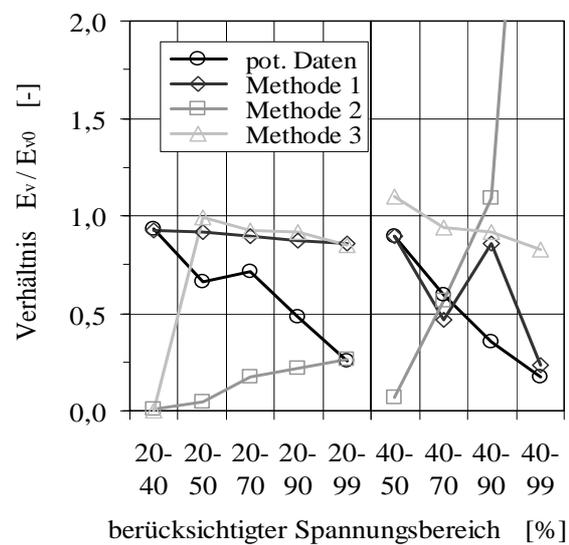
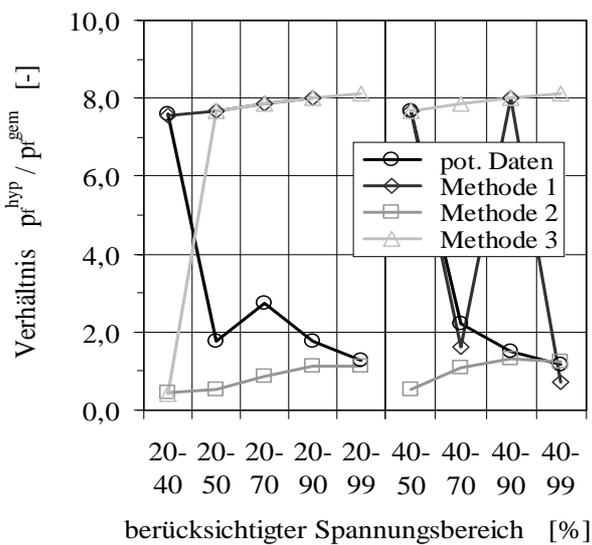
Messung boe s I/2



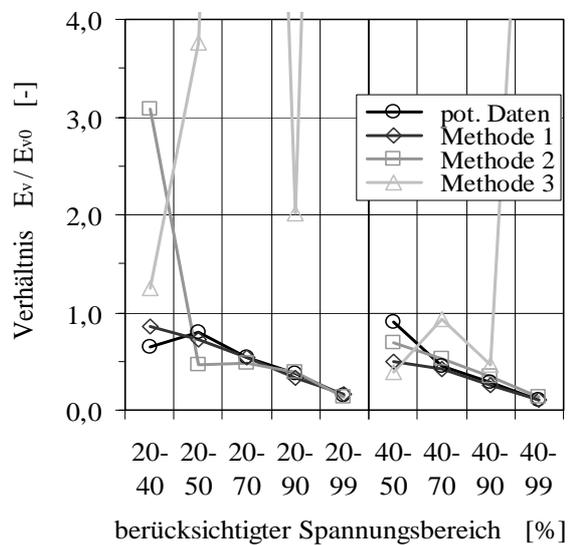
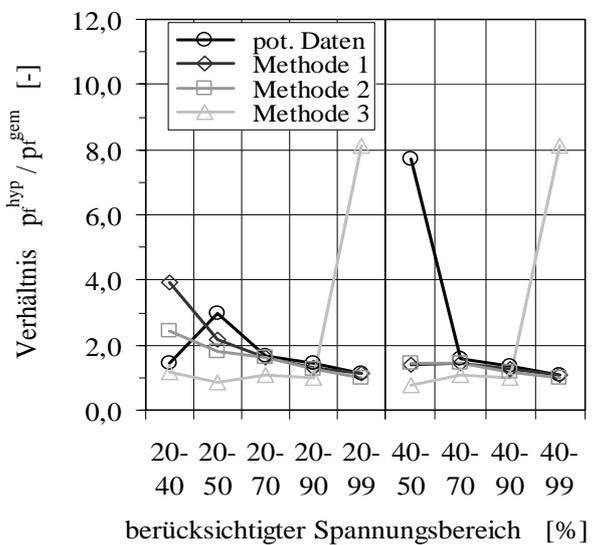
Messung boe s II/1



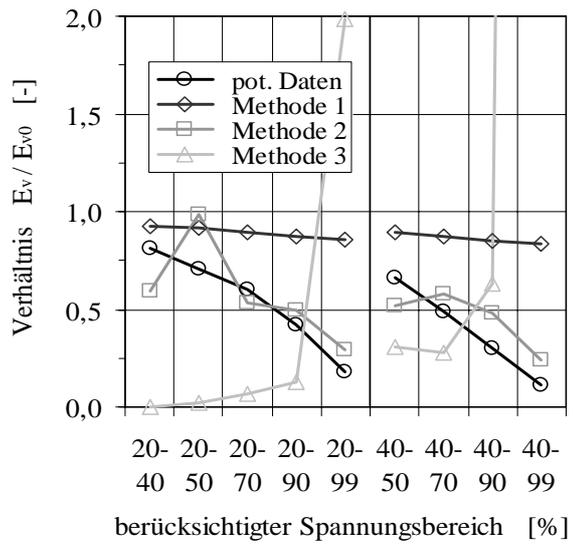
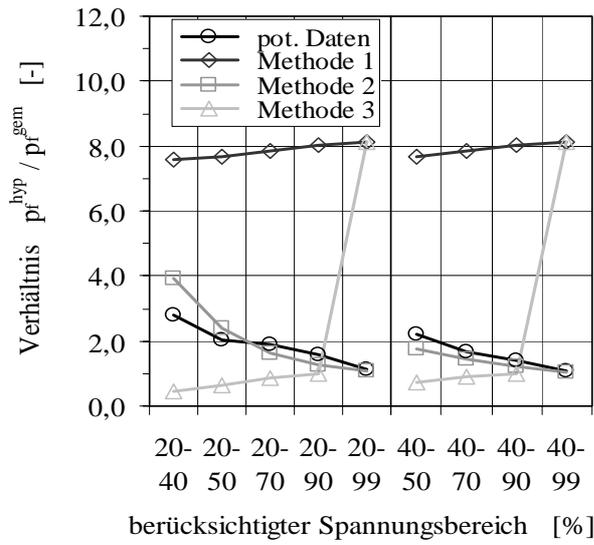
Messung boe s II/2



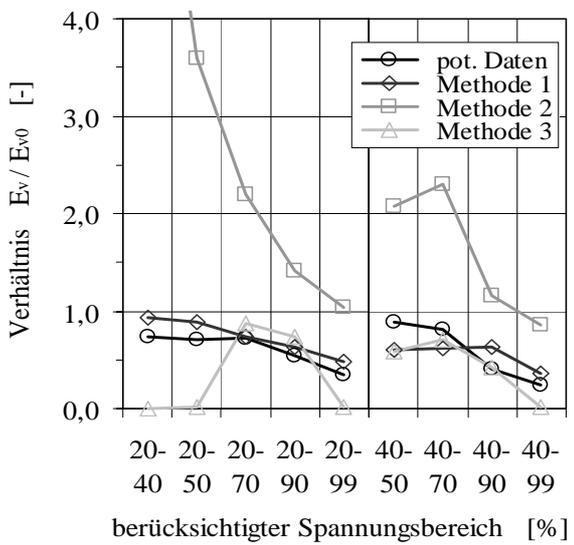
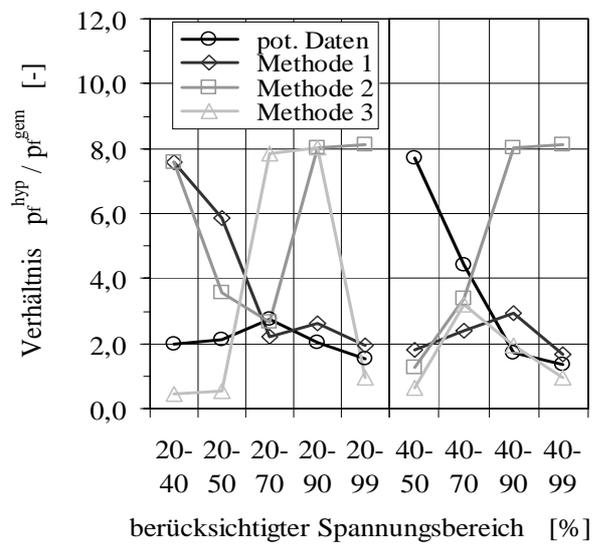
Messung boe s III/1



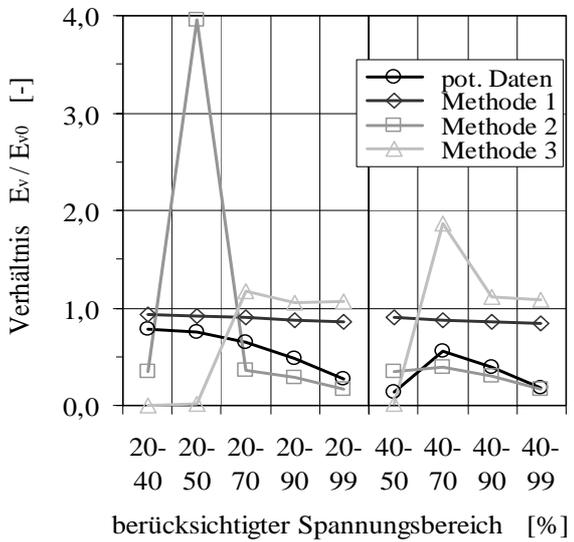
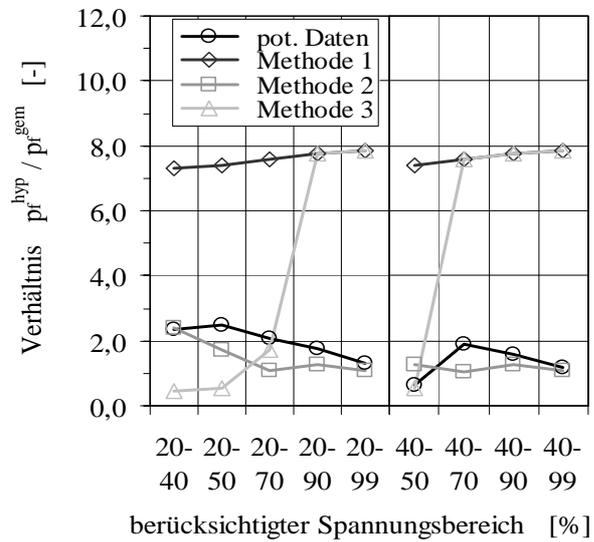
Messung boe s III/2



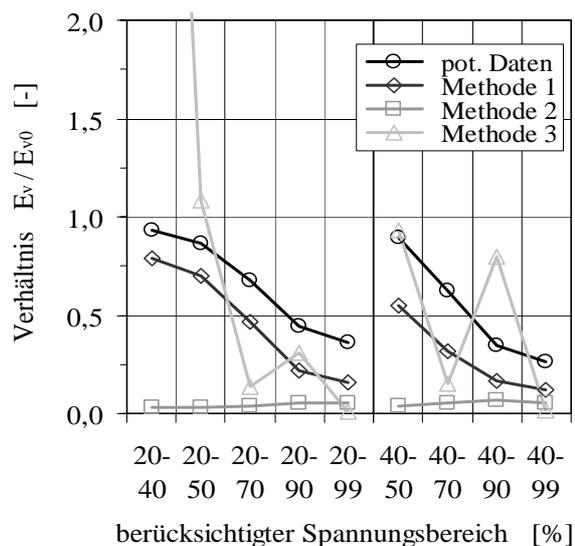
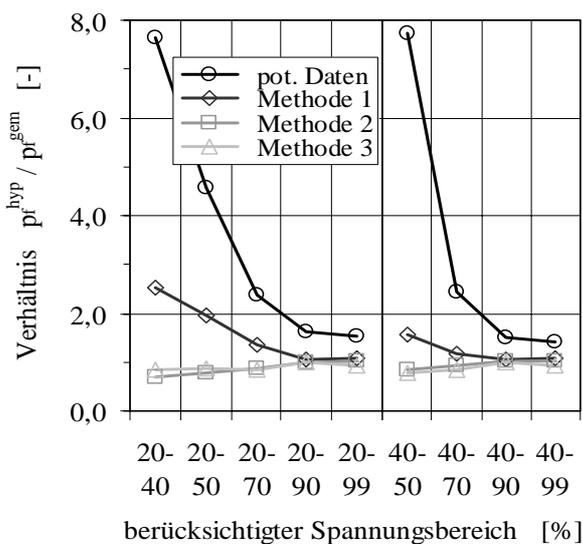
Messung boe s IV/1



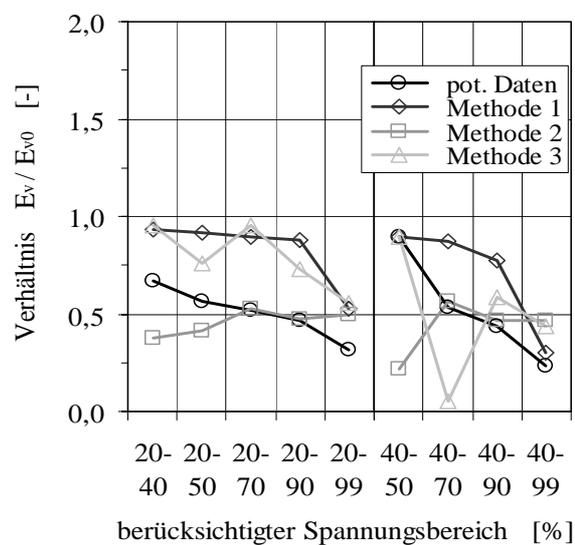
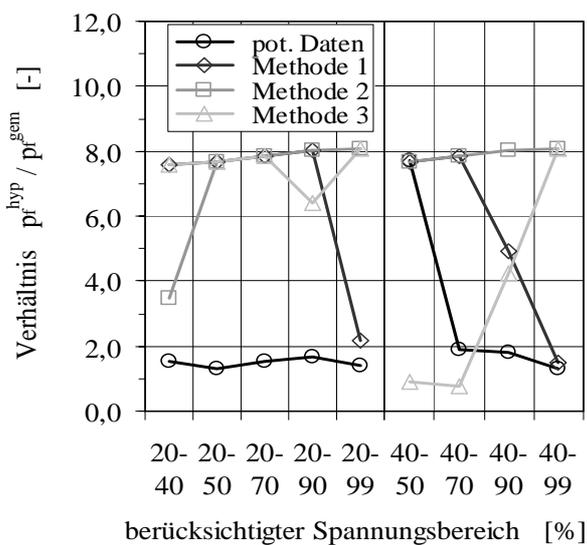
Messung boe s IV/2



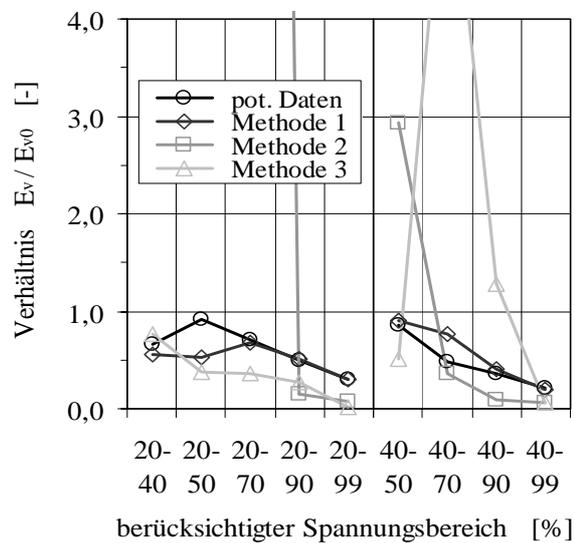
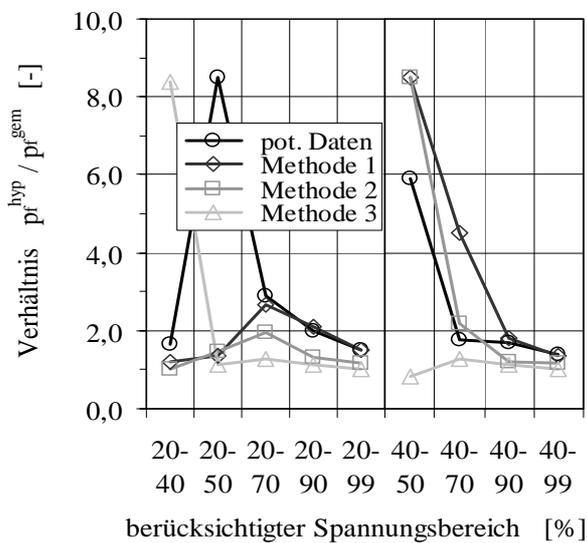
Messung boe s V/1



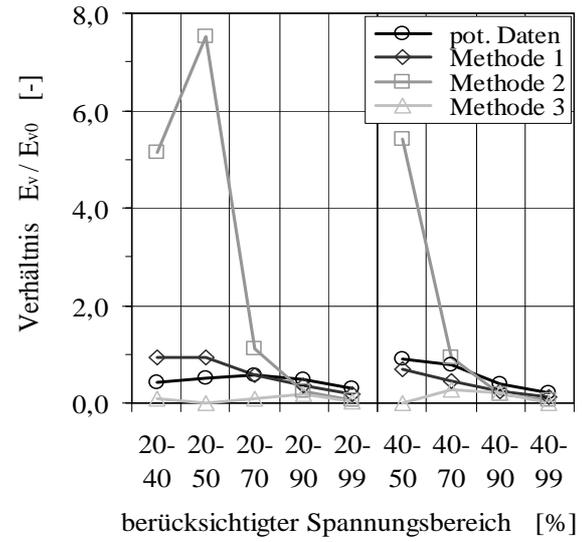
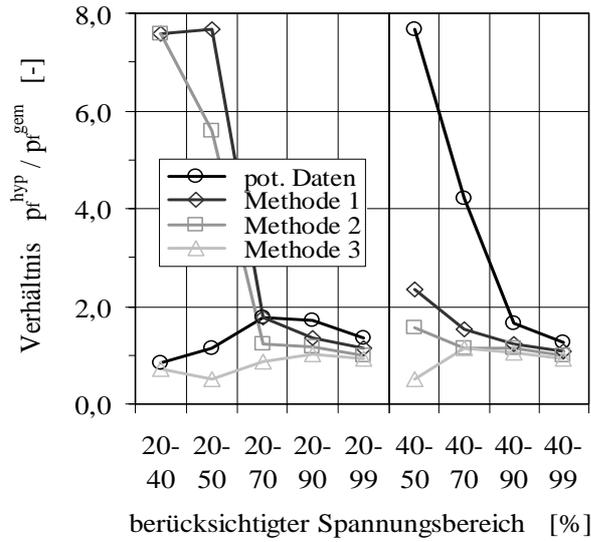
Messung boe s V/2



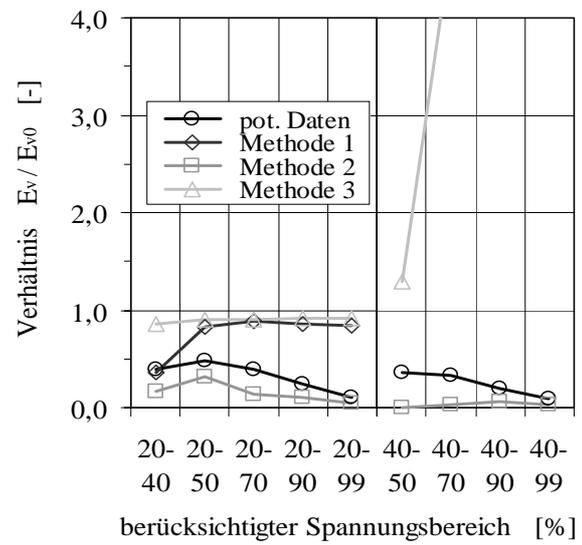
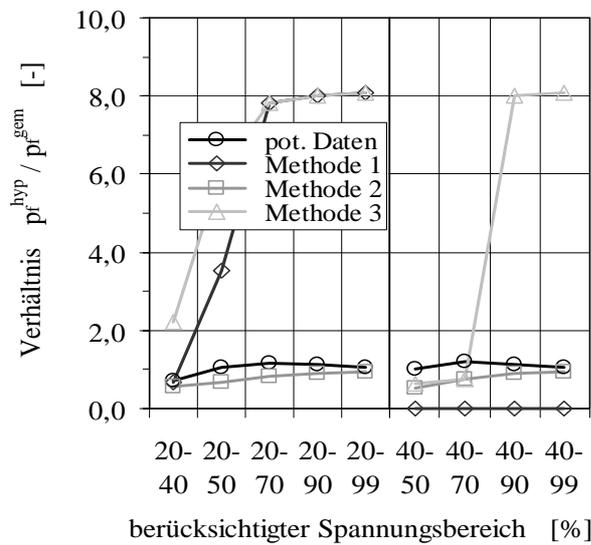
Messung boe s VI/1



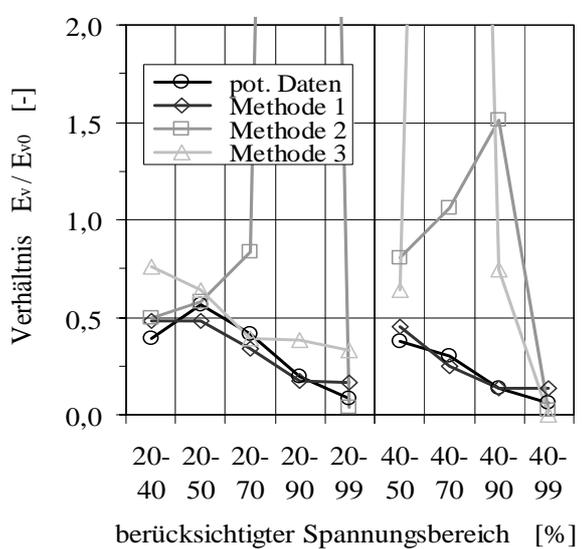
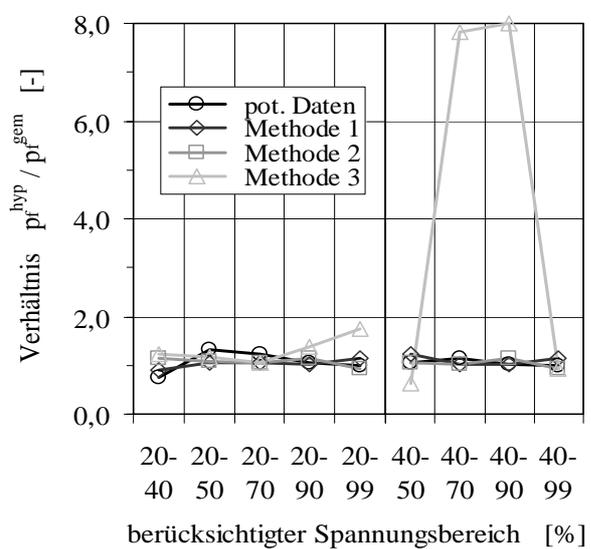
Messung boe s VI/2



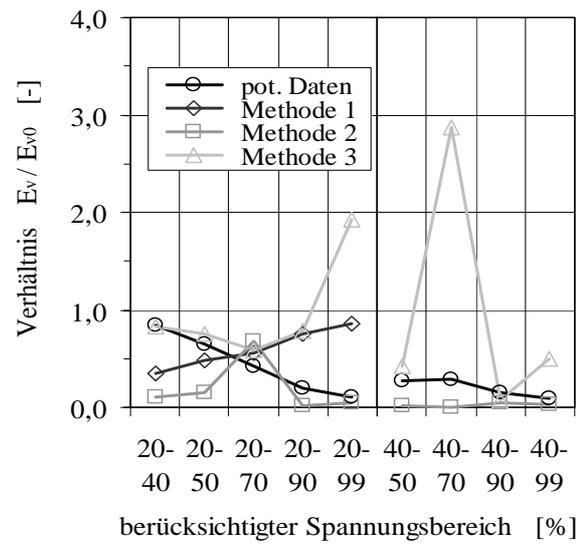
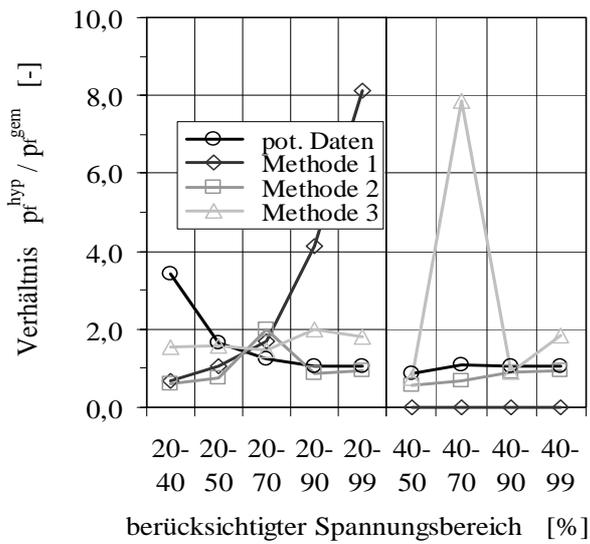
Messung boe LL I/1



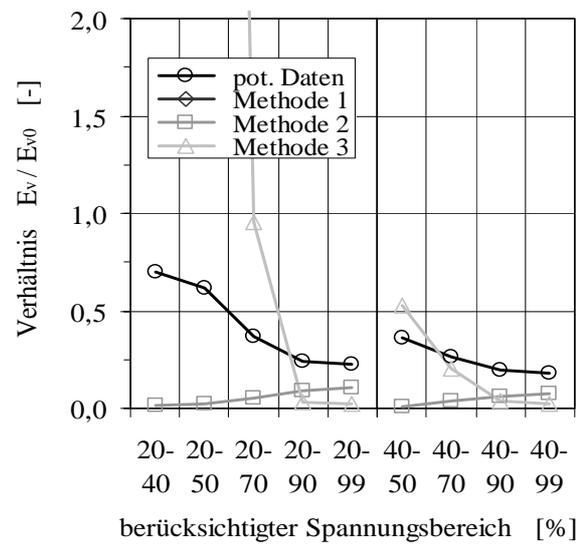
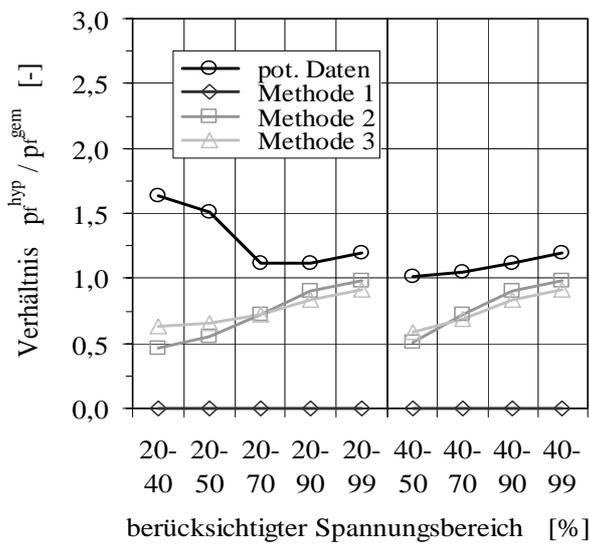
Messung boe LL I/2



Messung boe LL II/1



Messung boe LL II/2



Mitteilungen des Instituts für Geotechnik

Nr. 1	Thamm, B. R.	(1974)	Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten 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	Smolczyk, Pertschi, Hilmer, K.	U./ O./	(1976) Messungen an Schleusen in der UDSSR. Schleusennorm der UDSSR (SN 30365)	vergriffen
Nr. 6	Hilmer, K.	(1976)	Erddruck auf Schleusenkammerwände	€ 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	vergriffen
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 Plattendruckversuche 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.	(1986)	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 Smolczyk, U./
Breilinger, F./
Schad, H./
Wittlinger, M. (1989) Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offener
Bauweise
€ 12,78
- Nr. 32 Gußmann, P./
Schanz, T./
Smolczyk, 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 Smolczyk, 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 Staudambau	€ 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
Nr. 51	Ruse, N.M.	(2004)	Räumliche Betrachtung der Standsicherheit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb	€ 17,90
Nr. 52	Beutinger, P.H.	(2005)	Ein geotechnischer Beitrag zur Standsicherheit mobiler Baumaschinen	€ 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, 1995.
- [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 Fußspannung 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 Model: 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 June 12-15, 2001, Cambridge MA, Vol. I, 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 Tunnels 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, Monastery "Sts. Cyricus and Julitta"/Bulgaria, 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] Neher, H.P., Vogler, U., Peschl, G.M., Schweiger, H.F., Oswald, K.-D.: Deformation of soft tailings - Probabilistic analysis. 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Prag, 2003.

- [77] Möller, S.C., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.: A fast 3D tunnel analysis. In: Bathe, K.J. (Ed.): Computational Fluid and Solid Mechanics 2003: Proc. Second MIT Conference on Computational Fluid and Solid Mechanics June 17-20, 2003, Cambridge MA, Vol. 1, pp. 486-489, Elsevier, Amsterdam, 2003.
- [78] Benz, T.: Bounding surface plasticity for cyclic loaded sand and its implementation. In: Bathe, K.J. (Ed.): Computational Fluid and Solid Mechanics 2003: Proc. Second MIT Conference on Computational Fluid and Solid Mechanics June 17-20, 2003, Cambridge MA, Vol. 1, pp. 95-98, Elsevier, Amsterdam, 2003.
- [79] 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.
- [80] Vermeer, P. A., Benz, T., Schwab, R.: On the practical use of advanced constitutive laws for finite element foundation simulations. In: J.-P. Magnan, N. Droniuc (Ed.): FONDSUP 2003: Symposium international sur les fondations superficielles, Vol. 1, pp.49-56, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, 2003.
- [81] Wheeler, S.J., Cudny, M., Neher, H.P., Wiltafsky, C.: Some developments in constitutive modelling of soft clays. Proceedings International Workshop on Geotechnics of Soft Soils: Theory and Practice, Noordwijkerhout/Netherlands, pp. 3-22, 17-19 September 2003.
- [82] Cudny, M.: Simple multi-laminate model for soft soils incorporating structural anisotropy and destructuration. Proceedings International Workshop on Geotechnics of Soft Soils: Theory and Practice, Noordwijkerhout/Netherlands, pp. 181-188, 17-19 September 2003.
- [83] Neher, H.P., Sterr, Ch., Messerklinger, S., Kokinen, M.: Numerical modelling of anisotropy of Otaniemi Clay. Proceedings International Workshop on Geotechnics of Soft Soils: Theory and Practice, Noordwijkerhout/Netherlands, pp. 217-230, 17-19 September 2003.
- [84] Cudny, M., Neher, H.P.: Numerical analysis of a test embankment on soft ground using an anisotropic model with destructuration. Proceedings International Workshop on Geotechnics of Soft Soils: Theory and Practice, Noordwijkerhout/Netherlands, pp. 265-270, 17-19 September 2003.
- [85] Wiltafsky, C., Scharinger, F., Schweiger, H.F., Krenn, H., Zentar, R., Karstunen, M., Cudny, M., Neher, H.P., Vermeer, P.A.: Results from a geotechnical benchmark exercises of an embankment on soft clay. Proceedings International Workshop on Geotechnics of Soft Soils: Theory and Practice, Noordwijkerhout/Netherlands, pp. 381-388, 17-19 September 2003.
- [86] Albert, C., Zdravković, L., Jardine, R.J.: Behaviour of Bothkennar clay under rotation of principal stresses. Proceedings International Workshop on Geotechnics of Soft Soils: Theory and Practice, Noordwijkerhout/Netherlands, pp. 441-446, 17-19 September 2003.
- [87] Neher, H.P., Vogler, U., Vermeer, P.A., Viggiani, C.: 3D Creep Analysis of the Leaning Tower of Pisa. Proceedings International Workshop on Geotechnics of Soft Soils: Theory and Practice, Noordwijkerhout/Netherlands, pp. 607-612, 17-19 September 2003.
- [88] Vermeer, P.A.: Session Report: Tunnels (G2). 12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (12 ARC), Singapore, 4 – 8 August 2003, Vol. 2, pp. 1221-1224.
- [89] Vermeer, P.A., Möller, S.C., Ruse, N.: On the Application of Numerical Analysis in Tunnelling. 12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (12 ARC), Singapore, 4 – 8 August 2003, Vol. 2, pp. 1539-1544.

- [90] Vogler, U., Coetzee, Corne J., Vermeer, P.A.: Simulation of Field Model Tests by two different Numerical Approaches. DGGK, AK 1.6 "Numerik in der Geotechnik": Workshop: Nachweise für Böschungen und Baugruben mit numerischen Methoden, S. 37-46, Weimar, 2003.
- [91] Zweschper, B.: Überströmbare Erddämme durch Bodenstabilisierung. BW-PLUS Forschungstransfer Informationsveranstaltung „Überströmbare Dämme, Dammscharten und Flussdeiche“: Beitragsband zur Fachtagung am 11. November 2003 an der Fachhochschule für Technik in Stuttgart, S. 24-32, Stuttgart, 2003.
- [92] Westrich, B., Siebel, R., Vermeer, P.A., Zweschper, B.: Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken und Erprobung von Erkundungsmethoden zur Beurteilung der Sicherheit von Absperrdämmen. Schlussbericht zum BWPLUS Forschungsprojekt Stuttgart, 2003
- [93] Möller, S., Lehmann, T., Rogowski, E.: Dreidimensionale Finite Elemente Berechnung der Setzungsmulde am Beispiel des Steinhaldenfeldtunnels in Stuttgart. Tagungsband 4. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, S. 275-282, TAE, Ostfildern, 2004.
- [94] Wehnert, M., Vermeer, P.A.: Numerische Simulation von Probelastungen an Großbohrpfählen. Tagungsband 4. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, S. 555-573, TAE, Ostfildern, 2004.
- [95] Cudny, M., Vermeer, P.A.: On the modelling of anisotropy and destructuration of soft clays within the multi-laminate framework. Computers and Geotechnics, Vol. 31, 2004, No. 1, pp. 1-22.
- [96] Vermeer, P.A., Möller, S.C., Ruse, N.: Formeln für den Minimaldruck beim Schildvortrieb unter Berücksichtigung der dreidimensionalen Gewölbewirkung. Geotechnik, Jg. 27.2004, Nr. 2, S. 182-187.
- [97] Neher, H.P., Vogler, U.: The Leaning Tower of Pisa – numerical investigation of the settlement behaviour = Der Schiefe Turm von Pisa – numerische Untersuchung des Setzungsverhaltens. In: (Ed.) Brinkgreve, R.B.J. (u.a.): Geotechnical Innovations = Neue Entwicklungen in der Geotechnik : Studies in Honour of Professor Pieter A. Vermeer on Occasion of his 60th Birthday and Proceedings of the Symposium held at Stuttgart on 25. June 2004 = Festschrift für Professor Pieter A. Vermeer zum 60. Geburtstag und Tagungsband zum Symposium, abgehalten am 25. Juni 2004 in Stuttgart, S. 489-499, Verlag Glückauf GmbH, Essen, 2004.
- [98] Vermeer, P.A., Möller, S.C., Katz, J.: Vorentspannung beim bergmännischen Tunnelbau – Vergleich ebener und räumlicher Berechnungen. Tagungsband Vorträge der 28. Baugrundtagung 2004 in Leipzig, S. 105-112, Verlag Glückauf GmbH, Essen, 2004.
- [99] Vermeer, P.A., Vogler, U., Septanika, E.G., Stelzer, O.: A strong discontinuity method without locking. Proceedings of 2nd International Symposium on Continuous and Discontinuous Modelling of Cohesive-Frictional Materials - CDM 2004, Stuttgart, 27-28 September 2004, pp. 381-396, A.A. Balkema Publishers, Leiden, 2004.
- [100] Vermeer, P.A., Vogler, U., Li, B.: On the performance of a non-local softening model. Proceedings of 2nd International Symposium on Continuous and Discontinuous Modelling of Cohesive-Frictional Materials - CDM 2004, Stuttgart, 27-28 September 2004, pp. 369-380, A.A. Balkema Publishers, Leiden, 2004.
- [101] Möller, S.C., Vermeer, P.A., Marcher, T.: NATM-tunnelling in softening stiff clays and weak rocks. Proceedings 9th Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG IX), Ottawa, Canada, pp. 404-413, A.A. Balkema Publishers, Leiden, 2004.

- [102] Wehnert, M., Vermeer, P.A.: Numerical analyses of load tests on bored piles. Proceedings 9th Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG IX), Ottawa, Canada, pp. 505-511, A.A. Balkema Publishers, Leiden, 2004.
- [103] Beutinger, P.H., Sawade, G.: Standsicherheit – Vorhersagemöglichkeit der Bodentragfähigkeit aus geotechnischer Sicht. Fachtagung Baumaschinentechnik 2004: Forschung, Entwicklung, Innovation, 27.-28. Oktober 2004, Magdeburg, S. 159-166, Forschungsvereinigung Bau- und Baustoffmaschinen e.V., Heft 26, Frankfurt/M., 2004.
- [104] Neher, H.P., Vogler, U., Vermeer, P.A.: Der Schiefe Turm von Pisa – Untersuchung des Setzungsverhaltens. Tiefbau, Jg. 116.2004, Nr. 10, S. 655-658.
- [105] Bouzid, D.A., Tiliouine, B., Vermeer, P.A.: Exact formulation of interface stiffness matrix for axisymmetric bodies under non-axisymmetric loading. Computer and Geotechnics, Vol. 31.2004, Nr. 2, pp. 75-87.
- [106] Kayser, J., Schwab, R., Benz, T.: Baubegleitende FE-Modellierung der Schleuse Uelzen II. In: Messen in der Geotechnik. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 77, 2004, S. 335-348.
- [107] Wehnert, M., Neher, H.P., Vermeer, P.A., Zangl, L.W., Dzengel, M.: Analyse des Verformungsverhaltens einer Hausmülldeponie. Bautechnik, Jg. 82.2005, Nr. 4, S. 218-226.
- [108] Vermeer, P.A., Wehnert, M.: Beispiele von FE-Anwendungen – Man lernt nie aus. Workshop FEM in der Geotechnik – Qualität, Prüfung, Fallbeispiele, Hamburg 2005, S. 101-119.
- [109] Chu, J., Klotz, C., Vermeer, P.A.: The anisotropic behaviour of a structured soil in Singapore. Proc. Int. Conference on Problematic Soils, 25-27 May 2005, Famagusta, N.Cyprus.
- [110] Bouzid, D.A., Vermeer, P.A., Tiliouine, B.: Finite element vertical slices model: Validation and application to an embedded square footing under combined loading. Computer and Geotechnics, Vol. 32.2005, Nr. 2, pp. 72-91.

