

# Mechanisches Verhalten von Rüttelstopfsäulen in weichen Böden

## *Mechanical Behaviour of Vibro Replacement Stone Columns in Soft Soils*

Dipl.-Ing. Erik Nacke, Dipl.-Ing. Jamal Hleibieh, Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle,  
Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden

*Um das Last-Verformungs-Verhalten von Rüttelstopfsäulen besser zu verstehen, wurden im Labor der Technischen Universität Dresden Modellversuche durchgeführt. Es wurde dabei eine Schottersäule mit dem sie umgebenden weichen Boden unter ödometrischen Bedingungen belastet. Ein schichtenweises Ausbauen der Säule nach den Versuchen ermöglichte den Säulendurchmesser in unterschiedlichen Höhen zu bestimmen. Damit konnte auf das Säulenvolumen und die Dichte des Schotters geschlossen werden. Durch die Variation der Belastungsgeschwindigkeit, wie auch der Vorkonsolidierspannung des weichen Bodens, konnten unterschiedliche Verhaltensmuster beobachtet werden. Unter Verwendung des hypoplastischen Stoffgesetzes für den weichen Boden sowie für den Schotter konnte das Materialverhalten numerisch wiedergegeben werden. Des Weiteren wurden andere numerische Modelle (2D und 3D) analysiert, um auf das Verhalten von Säulengruppen zu schließen. Hier wurden vor allem Einflüsse des Säulendurchmessers und des Flächenverhältnisses  $A/A_S$  untersucht.*

*Model tests (one-dimensional compression) were performed in the laboratory of the Technical University of Dresden in order to describe the load-deformation behaviour of stone columns surrounded by soft soil. A gravel column with the surrounding soft soil was loaded under oedometric conditions. The soft soil and the column material (gravel) were subsequently excavated in small layers and the diameter of the column at various depths was measured. In this way, it was possible to determine the volume of the column and the density of the gravel. The behaviour of the columns was monitored for different loading rates at different stress levels. Using the hypoplastic models for soft soils and granular materials, the model behaviour was reproduced in calculations. In further calcula-*

*tions, other numerical models (2D and 3D) were used for the analysis of the behaviour of column groups. In this calculation the influence of the column diameter and the area ratio  $A/A_S$  were analysed.*

### 1 Einleitung *Introduction*

Am Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden wurden numerische und experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von Schottersäulen in weichen Böden durchgeführt. Bei der Herstellung von Schottersäulen in weichen Böden zum Zwecke der Bodenverbesserung handelt es sich um ein etabliertes, häufig angewandtes Verfahren. Die Dimensionierung der Maßnahme erfolgt dabei mit dem Berechnungsverfahren nach Priebe (1976) und Priebe (1978), welches in den 1970er Jahren entwickelt und seitdem kontinuierlich verbessert bzw. erweitert wurde. Das Ziel bestand darin, das Verhalten von Schottersäulen in weichen Böden zunächst mit einem kleinmaßstäblichen Modellversuch zu simulieren und diese Versuche dann mit der FEM nachzurechnen. Dabei erfolgten alle Untersuchungen für die Randbedingungen der Einheitszelle. In weiteren numerischen Untersuchungen wurden, ausgehend von den Ergebnissen mit der Einheitszelle, Säulengruppen numerisch simuliert und das Last-Setzungsverhalten unter Variation des Säulendurchmessers und des Flächenverhältnisses  $A/A_S$  untersucht.

## 2 Rüttelstopfverfahren *Vibro replacement stone columns*

### 2.1 Ziele des Verfahrens *Aims of method*

Ist ein Baugrund nicht tragfähig genug, d. h. weist er nicht ausreichende Widerstände gegenüber den Gründungslasten auf, muss dieser durch konstruktive Maßnahmen verbessert oder überbrückt werden. Eine Möglichkeit, den Boden zu verbessern und damit vor allem die Endsetzung zu verkleinern, ist die Rüttelstopfverdichtung. Die Rüttelstopfverdichtung ist eine Baugrundverbesserung, bei der Schotterssäulen in den Boden eingebracht werden. Da es sich bei den zugegebenen Stoffen um loses, nicht verfestigtes Material handelt, entstehen keine Pfähle, sondern vertikale Zonen mit besseren Baugrundeigenschaften. Durch dieses Verfahren werden folgende Ziele erreicht:

- Erhöhung der Tragfähigkeit
- Verminderung der Setzungen
- Beschleunigung der Konsolidierung durch Drainwirkung der Schotterssäule

### 2.2 Verfahren und Herstellung *Process of installing replacement columns*

Rüttelstopfsäulen werden heutzutage meist mit einem Schleusenrüttler hergestellt. Dieser wird durch Vibration in den zu verbessernden Boden eingeführt, bis die gewünschte Tiefe erreicht ist. Beim Ziehen des Rüttlers tritt das Zugabematerial aus einer kurz zuvor geöffneten Schleuse aus und wird im Pilgerschrittverfahren verdichtet.

Das verwendete Zugabematerial für Rüttelstopfsäulen kann aus rundem oder eckigem Kies bzw. Schotter bestehen (Kirsch 2001). Beim Verdichten des Zugabematerials wird dieses in den umgebenden Boden gedrückt und dieser somit verdrängt und komprimiert. Die Stärke der Komprimierung unterscheidet sich je nach Steifigkeit des anstehenden Bodens. Regeldurchmesser der Säulen liegen zwischen 0,5 m und 0,8 m. Die Säulen werden üblicherweise in einem Rechteck- oder Dreiecksraster angeordnet.

### 2.3 Tragverhalten von Rüttelstopfsäulen *Structural behaviour of stone columns*

Der Begriff des Tragverhaltens soll hier als ein Ausdruck des Last-Setzungs-Verhaltens gelten. Das Tragverhalten von Schotterssäulen wird maßgeblich von der radialen Dehnung durch eine Auflast geprägt. Diese führt zu Reaktionskräften des anstehenden Baugrunds (Kirsch 2003). Das wesentlich steifere Verhalten der Säulen gegenüber dem weichen Boden führt zur Konzentration der Last in den Säulen. Dies führt zu einer wesentlichen Reduktion der Setzungen. Außerdem besitzt das Säulenmaterial eine weitaus höhere Durchlässigkeit als der bindige Baugrund, in dem es meist eingesetzt wird. Dies erhöht die vertikale Drainwirkung sehr stark. Die Konsolidationszeit wird drastisch reduziert und die Endsetzung somit schneller erreicht. Da der eingebrachte Schotter einen höheren kritischen Reibungswinkel als der angrenzende Boden besitzt, ist auch das Scherverhalten günstiger. Schotterssäulen verformen sich so lange, bis eine Überlastung an die benachbarte Säule abgegeben wird (Priebe 1995). Der Haupttragmechanismus von Schotterssäulen liegt im Ausbauchen der Säulen und der damit verbundenen Aktivierung des horizontalen Erdwiderstandes. Nach Kirsch (2003) neigt das verdichtete, eng verzahnte Material zu dilatantem Verhalten, was zu einer Steigerung der Ausbauchung führt. Eine Übersicht der Bruchmechanismen für Einzelsäulen findet sich in Bild 1.

Im Weiteren soll nur auf das setzungsreduzierende Verhalten von Rüttelstopfsäulen eingegangen werden.

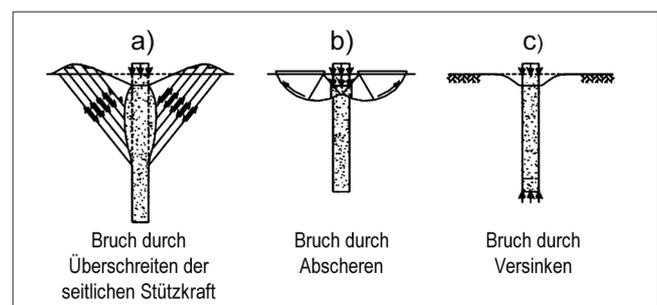


Bild 1: Versagensmechanismen von Einzelsäulen (Kirsch 2003)

Figure 1: Failure mechanisms for individual columns (Kirsch 2003)

### 3 Modellversuche

#### *Model tests*

Um das Verhalten von Schottersäulen in weichen Böden zu untersuchen, wurden kleinmaßstäbliche Modellversuche unter den Randbedingungen der Einheitszelle durchgeführt. Dies bedeutet, dass eine Einzelsäule eines weit ausgedehnten, gleichmäßigen Säulenrasters mittig in einem zylinderförmigen Bodenvolumen und auf festem Untergrund aufstehend repräsentiert wird.

An den horizontalen Rändern des Bodenvolumens sind keine Horizontalverschiebungen möglich, an der Unterseite keine Vertikalverschiebungen. Eine Skizze einer Einheitszelle ist in Bild 2 gezeigt.

Die Versuche wurden, um die Bedingungen der Einheitszelle zu erfüllen, unter ödometrischen Randbedingungen durchgeführt. Die Säule hatte dabei einen Durchmesser von 10 cm und eine Höhe von etwa 20 cm. Mit dem umliegenden Boden hatte die gesamte Probe einen Durchmesser von 30 cm.

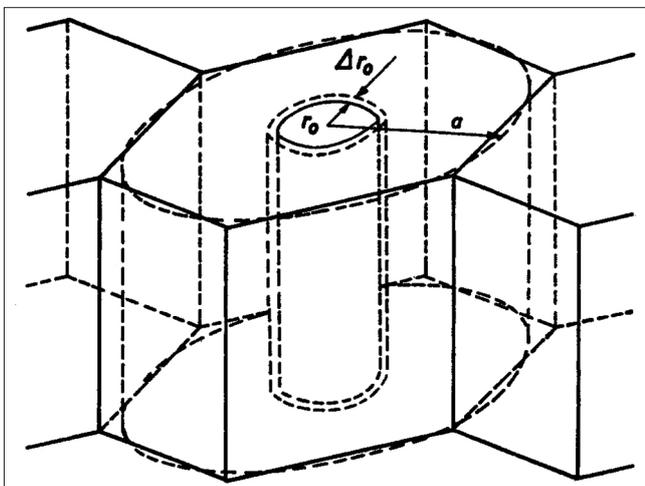


Bild 2: Skizze der Einheitszelle (Priebe 1976)  
Figure 2: Sketch of standard cell (Priebe 1976)

In Bild 3 sind der Versuchsbehälter und eine Skizze der Probenanordnung zu sehen. Das Flächenverhältnis  $A/A_S$  von Grundfläche des zu verbessernden Bodens  $A$  zu Fläche der Säule  $A_S$  beträgt etwa 9.

Es wurden zwei verschiedene Versuchsserien durchgeführt:

- **Serie A – Installationsversuche:** Ziel dieser Versuchsserie war die Beobachtung von Installationseffekten, insbesondere der erreichbaren Trockendichte des Säulenmaterials und der Aufweitung der Säule.
- **Serie B – Belastungsversuche:** Bei dieser Versuchsserie wurde nach Installation der Säule noch eine Oberflächenlast aufgebracht, um deren Auswirkungen auf die Säulengeometrie zu ermitteln.

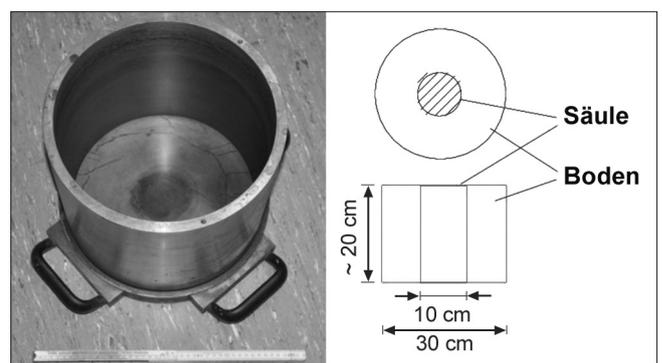


Bild 3: Versuchsbehälter und Skizze der Probenanordnung  
Figure 3: Test container and sketch of specimen arrangement

Die Säulen wurden bei beiden Versuchen in vorkonsolidiertem feinkörnigem Material eingebaut. Es wurden bei Serie A drei, bzw. bei Serie B vier Einzelversuche mit Vorbelastungsspannungen von 10 kPa, 20 kPa und 50 kPa durchgeführt.

#### 3.1 Versuchsmaterial

##### *Test material*

Der verwendete weiche Boden ist ein aufbereiteter schluffiger Ton. Eine Kornverteilungskurve findet sich in Bild 4. Der Wassergehalt an der Fließgrenze liegt bei  $w_L = 34\%$  und der Wassergehalt an der Ausrollgrenze bei  $w_p = 19\%$ . Die Korndichte beträgt  $2,7 \text{ g/cm}^3$ .

Der verwendete Modellkies ist ein leicht kiesiger Grobsand mit einem Größtkorn von 4 mm, dies entspricht im Modellmaßstab einem Kies. Eine Kornverteilung ist in Bild 5 abgebildet. Die Grenzen der Lagerungsdichte liegen bei  $\rho_{\max} = 1,74 \text{ g/cm}^3$  und  $\rho_{\min} = 1,4 \text{ g/cm}^3$ .

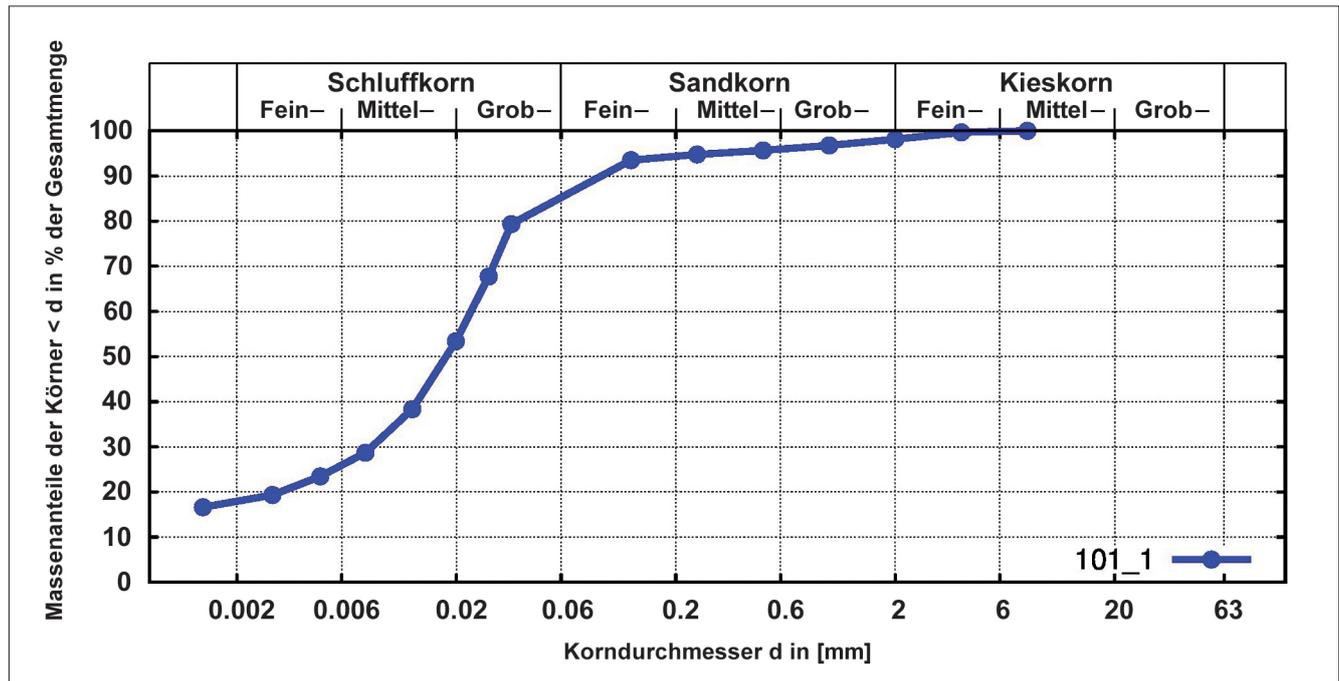


Bild 4: Kornverteilungskurve des weichen Bodens  
 Figure 4: Grain-size distribution curve for the soft soil

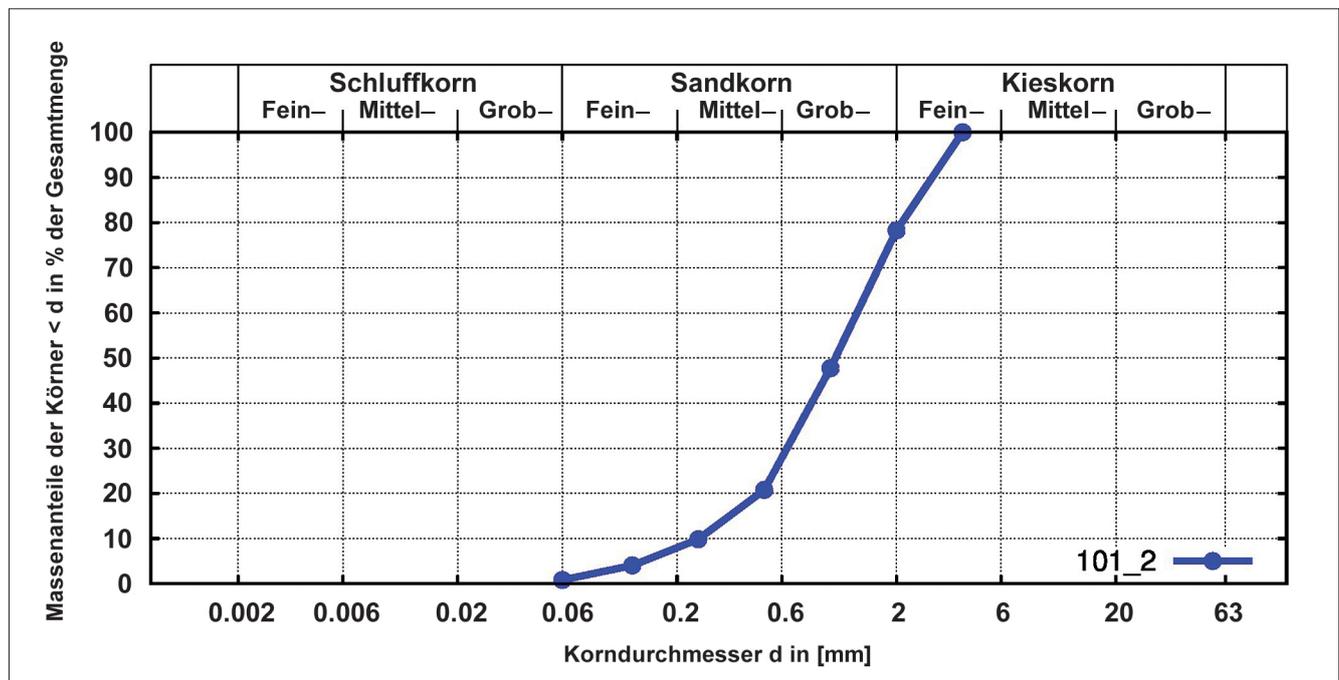


Bild 5: Kornverteilungskurve des Modellkieses  
 Figure 5: Grain-size distribution curve for the gravel



Bild 6: Vorkonsolidation des weichen Bodens (links), Haltevorrichtung für Ausstechzylinder (rechts)  
 Figure 6: Preconsolidation of the soft soil (left), holder for cutting cylinder (right)



Bild 7: Ziehen des Ausstechzylinders (links) und Einfüllen des Sandes (rechts)  
 Figure 7: Withdrawing the cutting cylinder (left) and pouring in sand (right)

### 3.2 Versuchsablauf Test procedure

Um einen möglichst homogenen und somit vergleichbaren Ausgangszustand zu schaffen, wurde der weiche Boden vor dem Einbau auf einen Wassergehalt von  $1,5 w_L$  aufbereitet. Danach erfolgte der Einbau des weichen Bodens bis in eine Höhe von ca. 24 cm in einen Ödometertopf mit 30 cm Durchmesser. Der weiche Boden wurde, wie in Bild 6 links dargestellt, mit Gewichten belastet und somit konsolidiert. Die Konsolidation wurde über Setzungsmessungen kontrolliert und überwacht. Nach Abschluss der Konsolidation erfolgte die Installation der Säule. Dazu wurde, wie in Bild 6 rechts zu sehen, eine Haltevorrichtung für einen Ausstechzylinder angebracht. Durch diese Vorrichtung wurde der Ausstechzylinder stets mittig und senkrecht in den Boden gedrückt.

Der Durchmesser des Zylinders betrug 10 cm. Nachdem der Zylinder bis zum Boden des Ödometertopfes gedrückt wurde, erfolgte das Ausgraben des weichen Bodens aus dem Inneren des Ausstechzylinders. Dabei wurde der Wassergehalt des weichen Bodens in drei Tiefen bestimmt.

Nach dem vollständigen Aushöhlen des Zylinders wurde dieser um etwa 4 cm gezogen und ca. 650 g Sand eingefüllt (siehe Bild 7). Dieser eingefüllte Sand wurde mit einem Handproctor mit einer Fallhöhe von 5 cm und einer Schlaganzahl von 45 Schlägen verdichtet. Die relativ kleine Fallhöhe und hohe Schlagzahl sollten dabei einen Vibrationseffekt simulieren.

Nur bei Versuchsserie B erfolgte anschließend eine verschiebungsgesteuerte Belastung mittels einer starren Lastplatte. Es wurde die aufgebrachte Last mit einer Kraftmessdose und die Verschiebung über drei Wegaufnehmer gemessen.

Als letzter Schritt wurde, zur Bestimmung des Säulenvolumens, der weiche Boden und der Sand in Schichten von etwa 2 cm Mächtigkeit abgegraben. Es wurde in jeder Schicht der Säulendurchmesser  $D_s$  bestimmt. Über die gemessenen Durchmesser war es möglich, auf das Säulenvolumen zu schließen und mit der Einbaumasse eine mittlere Säulendichte zu bestimmen. Eine Übersicht der durchgeführten Versuche findet sich in Tabelle 1.

Serie A		Serie B		
Versuchsnr.	Vorkonsolidierspannung	Versuchsnr.	Vorkonsolidierspannung	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]
A1	10	B1	10	0,2
A2	20	B2	20	1,0; 0,2; 0,02
A3	50	B3	10	0,02
		B4	50	0,02

Tabelle 1: Übersicht der Modellversuche  
 Table 1: Overview of model tests

### 3.3 Ergebnisse der Installationsversuche *Results of the installation tests*

Ein Ergebnis der Versuchsserie A ist die erreichte Dichte des Säulenmaterials. Eine Übersicht der erreichten Dichten bei den einzelnen Versuchen ist in Tabelle 2 aufgeführt. Es zeigt sich, dass in allen Versuchen, trotz der weichen Konsistenz des umgebenden Bodens, eine dichte Lagerung erreicht wurde.

Ein zweites Versuchsergebnis ist der Säulendurchmesser in verschiedenen Höhen. Wie in Bild 8 dargestellt, lässt sich daraus die Säulenform nach der Installation ableiten. Die maximale Aufweitung liegt hier im oberen Teil der Säule. Sie betrug bei Versuch A1 und A2 fast 2 cm (~20%). Es zeigt sich, dass bei einer Vorkonsolidierung von 50 kPa die radiale Aufweitung viel geringer ist als bei den anderen Vorkonsolidierungsspannungen. Dies ist wahrscheinlich auf ein steiferes Bodenverhalten zurückzuführen.

Die Abnahme der Radiusänderung zur Oberkante der Säule hin ist darauf zurückzuführen, dass es nicht mög-

lich war, die Säule im oberflächennahen Bereich richtig zu verdichten.

### 3.4 Ergebnisse der Belastungsversuche *Results of the loading tests*

Um den Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit zu untersuchen, sind die Versuche B1 und B3 mit identischer Vorbelastungsspannung aber mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten belastet wurden (siehe Bild 9). Die höhere Belastungsgeschwindigkeit von 0,2 mm/min im Versuch B1 bewirkt ein deutlich steiferes Last-Setzungsverhalten sowohl bei Erst- als auch bei Ent- und Wiederbelastung gegenüber der niedrigeren Belastungsgeschwindigkeit von 0,02 mm/min im Versuch B3. Die Ursache dafür ist in der geringen Durchlässigkeit des weichen Bodens zu sehen, durch welche sich darin bei schneller Belastung nahezu undrainede Verhältnisse einstellen.

Um den Einfluss der Geschwindigkeit besser zu verdeutlichen, wurde der Versuch B2 so gefahren, dass die

Versuchsnr.	Vorkonsolidierspannung [kPa]	Dichte des Säulenmaterials [g/cm <sup>3</sup> ]	Porenzahl des Säulenmaterials [-]	Rel. Dichte des Säulenmaterials [-]
A1	10	1,65	0,59	0,86
A2	20	1,67	0,57	0,93
A3	50	1,69	0,56	0,97

Tabelle 2: Ergebnisse der Installationsversuche  
*Table 2: Results of the installation tests*

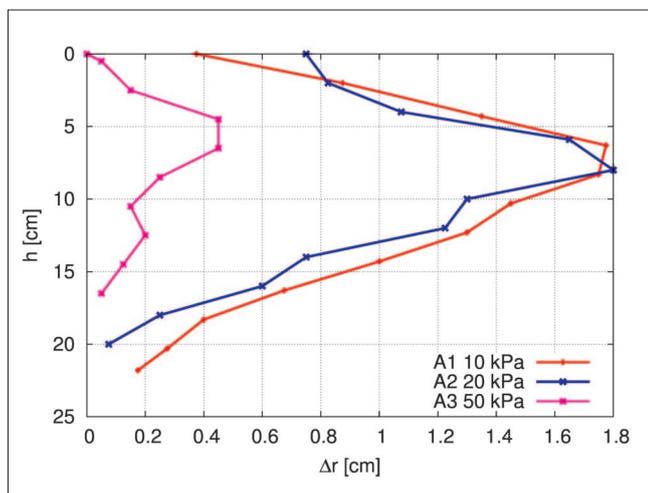


Bild 8: Änderung des Säulenradius  $\Delta r$  über die Höhe  $h$   
*Figure 8: Change in the column radius  $\Delta r$  as a function of the height  $h$*

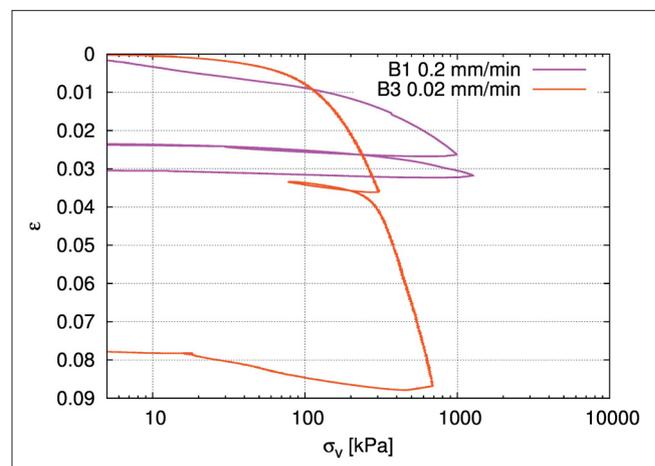


Bild 9: Kompressionskurven für Modellversuche mit unterschiedlicher Belastungsgeschwindigkeit  
*Figure 9: Compression curves for model tests performed at different loading rates*

Belastungsgeschwindigkeit während des Versuches geändert wurde. Die Last-Setzungs-Kurve für Versuch B2 ist in Bild 10 dargestellt. Es ist klar zu erkennen, dass die Verringerung der Geschwindigkeit von 0,2 mm/min auf 0,02 mm/min bei zunehmender Verformung zunächst zu einem Abfall der Vertikalspannung führt. Darin zeigt sich, dass sich vorhandene Porenwasserüberdrücke abbauen und das System dadurch insgesamt weicher reagiert. In umgekehrter Weise führt die Erhöhung der Geschwindigkeit von 0,02 mm/min auf 1 mm/min zu einem deutlich steiferen Verhalten. Die in Bild 10 zu erkennenden drei Spannungsabfälle sind Versuchsunterbrechungen, z.B. über Nacht, geschuldet. Es kommt dabei zu einer Relaxation des Systems.

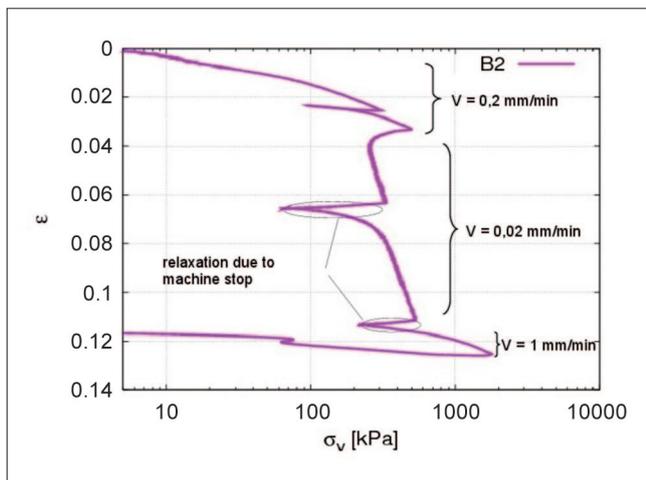


Bild 10: Kompressionskurve von Versuch B2  
 Figure 10: Compression graph for test B2

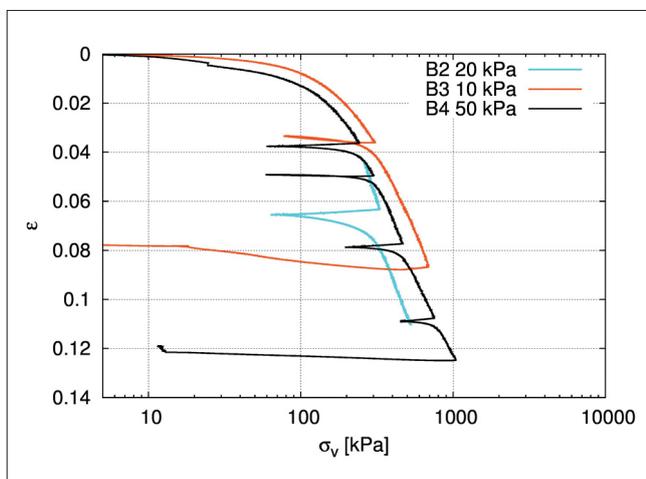


Bild 11: Kompressionskurve von Versuch B2, B3 und B4  
 Figure 11: Compression graph for tests B2, B3 and B4

Das Last-Setzungs-Verhalten für die Versuche B2, B3 und B4 ist in Bild 11 dargestellt. Alle dargestellten Versuche wurden mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,02 mm/min ausgeführt. Bei diesen Versuchen wurde die Vorbelastungsspannung des weichen Bodens zwischen 10 kPa, 20 kPa und 50 kPa variiert. Es ist allerdings kein eindeutiger Trend erkennbar.

In Bild 12 ist die ermittelte Systemsteifigkeit von weichem Boden und Schottersäule zusammen zu sehen. Die Schwankungen sind auf Schwankungen der Messaufnehmer zurückzuführen. Zu Beginn der Belastung sinkt bei den Belastungsversuchen die Steifigkeit zunächst deutlich, um dann im weiteren Verlauf langsam wieder anzuwachsen. Als Ursache für die höhere Anfangssteifigkeit wird die Vorbelastung gesehen. Das Minimum der Steifigkeit wird allerdings erst bei Auflastspannungen deutlich über der Vorbelastung erreicht. Bezüglich der Größe der Vorbelastung lässt sich kein klarer Einfluss auf die Ergebnisse erkennen. Bei großen Auflasten kommt der die Erstbelastungen begleitende Anstieg der Bodensteifigkeit mit dem Spannungsniveau zum Tragen.

Nach Beendigung der Belastung wurden die Säulen, wie in Testserie A, in Schichten abgegraben. Das Profil der gemessenen Säulendurchmesser ist in Bild 13 dargestellt. Die Form der Säulenaufweitung ist mit ihrer Zunahme vom Säulenfuß aufwärts und der Abnahme zum Säulenkopf hin ähnlich der bei den Installationsversuchen erhaltenen Aufweitung. Die Maximalbeträ-

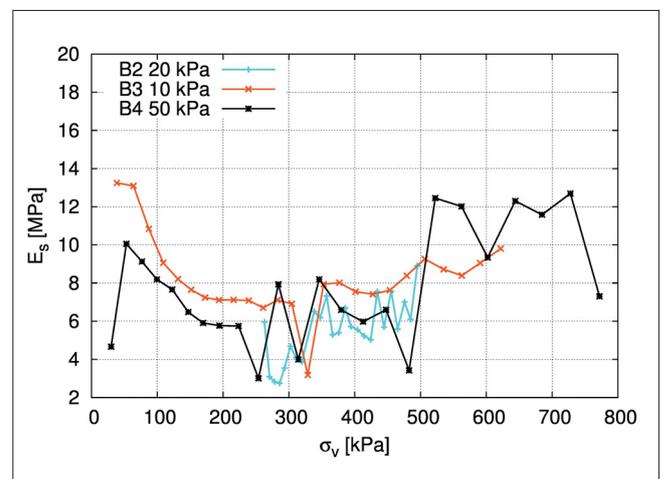


Bild 12: Systemsteifigkeit als Steifemodul über Vertikalspannung für Versuche B2, B3 und B4  
 Figure 12: System stiffness expressed as the stiffness modulus as a function of the vertical stress for tests B2, B3 and B4

ge der Säulenaufweitung liegen bei 0,8 cm bis 1,8 cm und weisen dabei eine ähnliche Größenordnung wie bei den Installationsversuchen auf. Insofern kann aus den durchgeführten Versuchen keine Aussage hinsichtlich des Einflusses der Belastung auf die Verformung der Säule abgeleitet werden. Es lässt sich allerdings erkennen, dass die durch die Herstellung eingeprägte Säulenform auch bei Belastung erhalten bleibt.

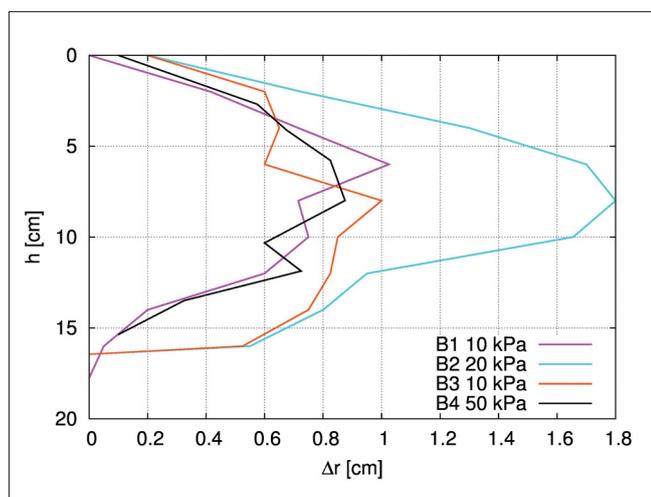


Bild 13: Änderung des Radius  $\Delta r$  über Säulenhöhe  $h$  nach Belastung

Figure 13: Change in the radius  $\Delta r$  as a function of the column height  $h$  after loading

## 4 Nachrechnung der Modellversuche Recalculation of the model tests

Die Modellversuche wurden mit der Finite-Elemente-Methode nachgerechnet. Ziel dieser Nachrechnungen war einerseits die Validierung des numerischen Modells. Andererseits ermöglicht das numerische Modell die Beobachtung zahlreicher Phänomene und Parame-

ter, die im Versuch nicht gemessen wurden bzw. sich prinzipiell im Modellversuch einer Beobachtung entziehen.

### 4.1 Modellierung Simulation

Die numerischen Berechnungen wurden mit dem FE-Programm TOCHNOG (Tochnog 2009) durchgeführt. Zur konstitutiven Beschreibung des weichen Bodens und des Säulenmaterials kamen die hypoplastischen Stoffmodelle nach Masin (2005) bzw. nach von Wolfersdorff (1996) zum Einsatz. Anhand von Laborversuchen konnten für die verwendeten Materialien die in den Tabellen 3 und 4 angegebenen Parameter bestimmt werden.

Die Berechnungen wurden gekoppelt ausgeführt, d. h. es wurde gleichzeitig die Verformung des Korngerüsts und die sich daraus ergebende Strömung und Druckänderung des Porenfluids berücksichtigt, welche sich wiederum auf Grund des Prinzips der wirksamen Spannungen auf das mechanische Verhalten des Korngerüsts auswirkt. Als Durchlässigkeit wurden für das Säulenmaterial  $k_s = 1 \cdot 10^{-2}$  m/s und für den Boden  $k_b = 1 \cdot 10^{-9}$  m/s angesetzt. Die Modellierung erfolgte unter Ausnutzung der Radialsymmetrie. Das Kontinuum ist in der Rotationsachse sowie an der Außenseite horizontal und an der Unterkante vertikal fixiert. Die Belastung wird über eine gleichmäßige vertikale Verschiebung der oberen Randknoten mit einer dem Versuch entsprechenden Geschwindigkeit von 0,02 mm/min aufgebracht. Eine Skizze des Modells mit den entsprechenden Randbedingungen ist in Bild 14 gezeigt.

$\phi_c$	$h_s$	$n$	$e_{d0}$	$e_{c0}$	$e_{i0}$	$\alpha$	$\beta$
36,9°	140MPa	0,34	0,510	0,837	0,963	0,18	0,8

Tabelle 3: Parameter des von Wolfersdorff Stoffmodells  
Table 3: Parameters of the von Wolfersdorff constitutive model

$\phi_c$	$\lambda$	$\kappa$	$N$	$r$
35,7°	0,0436	0,0028	0,669	0,3

Tabelle 4: Parameter des Masin Stoffmodells  
Table 4: Parameters of the Masin constitutive model

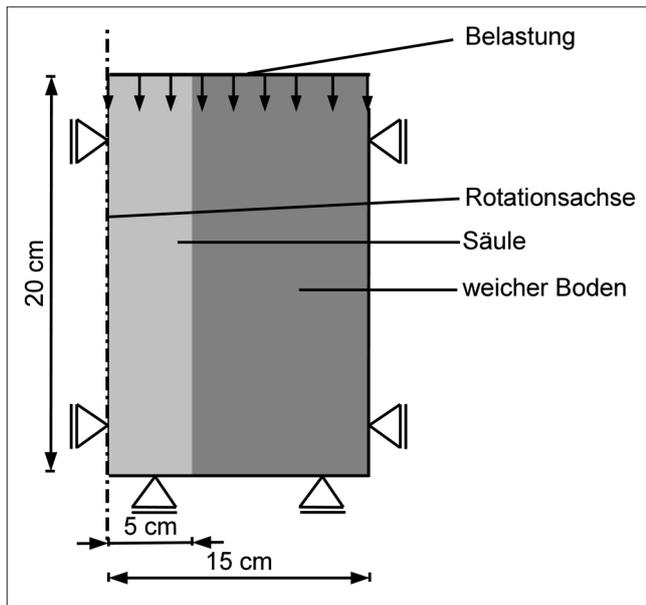


Bild 14: Skizze des Berechnungsmodells  
 Figure 14: Sketch of the calculation model

## 4.2 Ergebnisse der Nachrechnung

### Results of the recalculation

Ein Vergleich der berechneten Last-Setzungs-Kurven mit den gemessenen Kurven für den Versuch mit einer Vorbelastung von 50 kPa ist in Bild 15 gezeigt. Bei den verwendeten Stoffmodellen ist das mechanische Verhalten zustandsabhängig. Dementsprechend weist der Anfangswert der Zustandsvariable Porenzahl  $e$  einen großen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse auf. Die im Versuch bestimmten Porenzahlen basieren auf

Messungen des Wassergehalts des weichen Bodens vor dem Einbau der Säule. Diese Berechnung erfolgte auf Grundlage einiger Annahmen. In Bild 15 rechts ist das Ergebnis der Berechnungen mit einer angepassten Anfangsporenzahl dargestellt. Die Last-Setzungs-Kurven der Versuche können qualitativ recht gut in den Berechnungen nachvollzogen werden.

## 4.3 Analyse des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens

### Analysis of stress-strain-behaviour

In Bild 16 ist die Kompressionskurve für die Nachrechnung des Modellversuches mit einer Vorbelastung von 50 kPa schwarz dargestellt. Die angegebene Vertikalspannung ist die über den Querschnitt der Einheitszelle gemittelte Spannung. Außerdem sind noch die Kompressionskurven von simulierten Ödometerversuchen an reinem Boden- und Säulenmaterial dargestellt. Es zeigt sich nun, dass für eine gegebene bezogene Setzung (exemplarisch 4%) sich ähnliche Vertikalspannungen im Säulenmaterial und im weichen Boden ergeben (siehe Bild 16 links), wie im System (Einheitszelle) aus beiden Materialien (siehe Bild 16 rechts).

Dies bedeutet, dass die spannungsabhängige Steifigkeit der Einheitszelle näherungsweise dem flächengewichteten Mittelwert der ödometrischen Steifigkeiten von Säulenmaterial und Boden entspricht. Anders ausgedrückt kann das Last-Setzungs-Verhalten der Einheitszelle näherungsweise als Parallelschaltung der

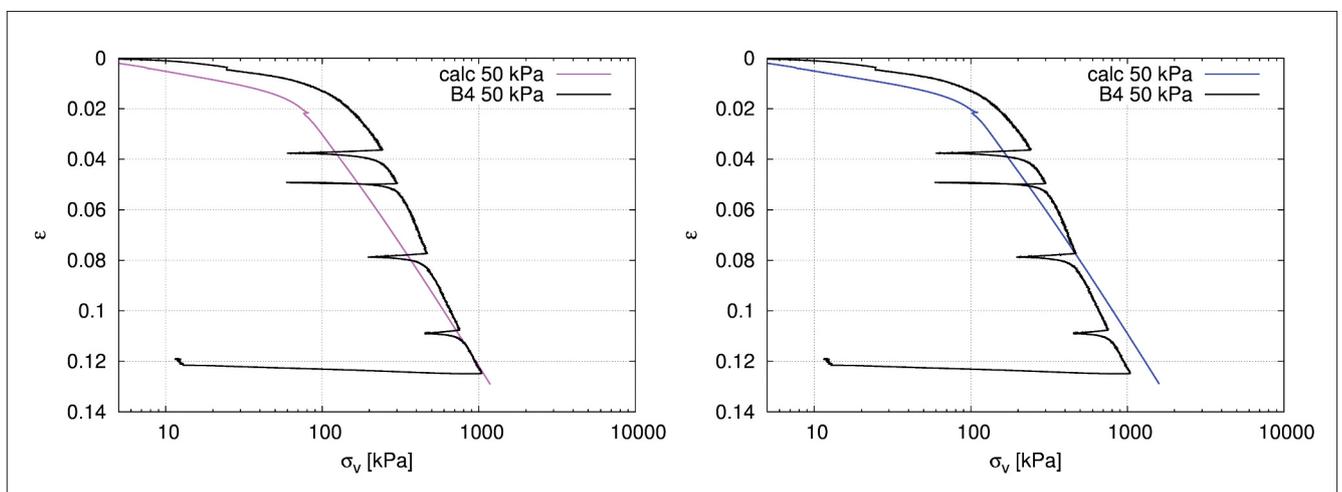


Bild 15: Vergleich der Kompressionskurven von Simulation und Modellversuch  
 Figure 15: Comparison of the compression graphs for the simulation and the model tests

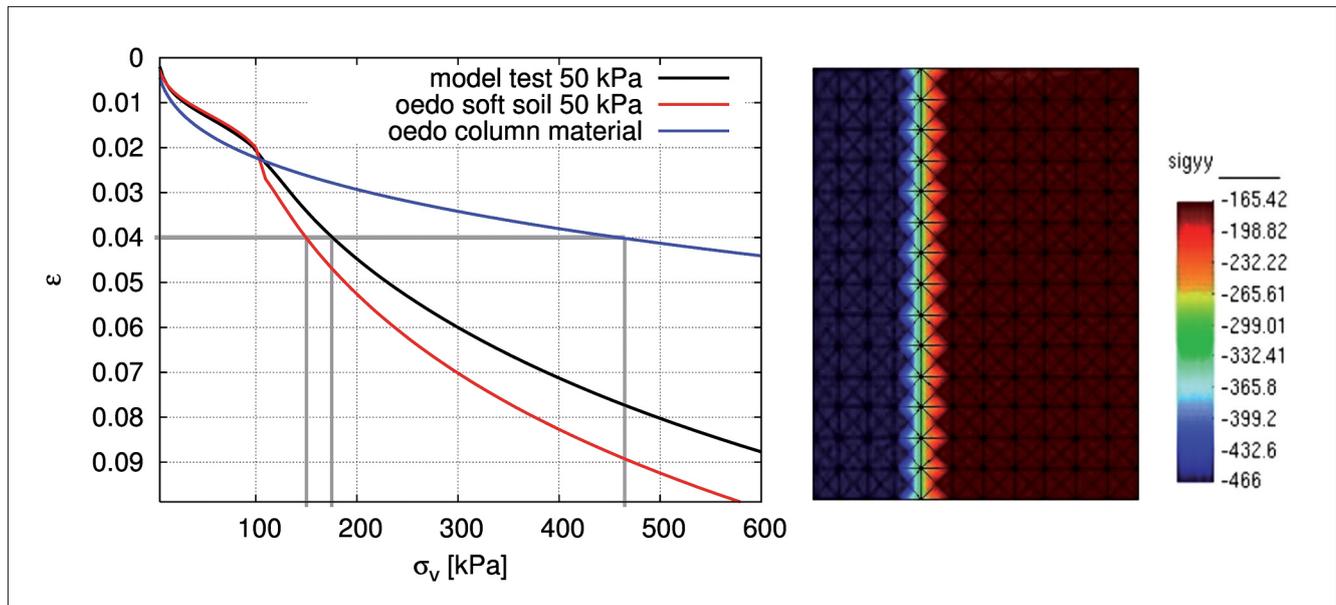


Bild 16: Vergleich der Vertikalspannungen im Boden- und Säulenmaterial  
 Figure 16: Comparison of the vertical stress in the soil and the column material

(nichtlinearen) Federn Säule und Boden betrachtet werden. Es muss aber betont werden, dass dies nur für den Fall der Einheitszelle mit einer gleichmäßigen Setzung an der Oberseite („starres Fundament“) gilt.

Anhand der Simulation der Einheitszelle konnte auch gezeigt werden, dass das Last-Setzungs-Verhalten der Einheitszelle durch eine axialsymmetrische Betrachtung wiedergegeben werden konnte.

## 5 Numerische Berechnungen mit 2D- und 3D-Modellen

### *Numerical analysis with 2D and 3D models*

Auch für die folgenden Berechnungen wurde die Methode der finiten Elemente (FEM) unter Verwendung des Programms Tochnog (Tochnog 2009) verwendet. Anders als bei den bisher gezeigten Berechnungen wurde keine einzelne Säule modelliert, sondern ein System aus 9 Säulen (siehe Bild 17 links).

Es kamen drei verschiedene Modelle zum Einsatz:

- **3D-Modell:** Dieses Modell beschreibt eine Zelle, in der 9 Säulen mit dem umgebenden Boden abgebildet werden (siehe Bild 17 links).

- **2D-Modell „plane strain“:** In diesem Modell werden die Säulen durch Scheiben ersetzt. Die Flächen der Scheiben entsprechen den Flächen von Säulen und Boden wie bei dem 3D-Modell (siehe Bild 17 rechts).
- **2D-Modell „axialsymmetrisch“:** In diesem Modell werden die Säulen durch Ringe ersetzt. Die Grundflächen der Ringe entsprechen den Flächen von Säulen und Boden beim 3D-Modell (siehe Bild 17 mittig).

Bei allen Modellen wurde versucht, die charakteristischen Größen Säulenabstand  $a = 2$  m und Flächenverhältnis  $A/A_S = 5,0$  (Verhältnis von Grundfläche zu Säulenfläche) konstant zu halten. Um dies zu verwirklichen, musste der Säulendurchmesser in den unterschiedlichen Modellen variiert werden.

In allen Modellen findet unter Belastung eine eindimensionale Kompression statt, da die vertikalen Ränder horizontal gehalten sind und der untere Horizontalrand vertikal. Die Belastung wird als „starre Platte“ aufgebracht und erfolgt lastgesteuert, d. h. die Belastung wird während der Berechnung kontinuierlich gesteigert, bis eine Last von 250 kPa erreicht wird. Da es bei diesen Berechnungen darum ging, zeitunabhängige Effekte zu untersuchen, wurden die Berechnungen drainiert, d. h. ohne Berücksichtigung von Porenwasserdrücken durchgeführt.

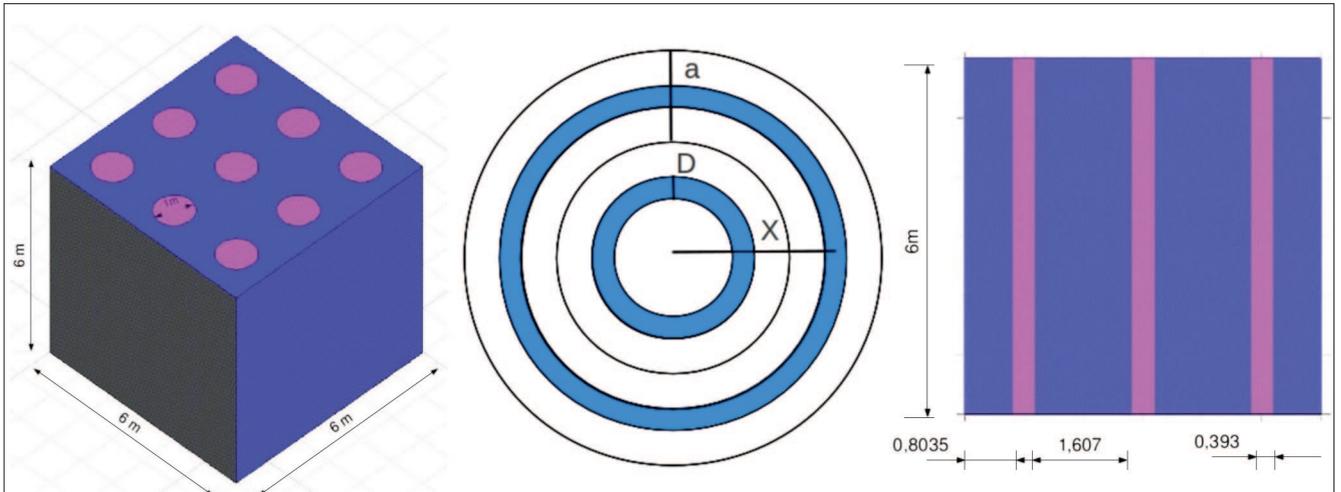


Bild 17: Skizzen der Berechnungsmodelle  
 Figure 17: Sketches of the calculation models

$\varphi_c$	$h_s$	$n$	$e_{d0}$	$e_{c0}$	$e_{i0}$	$\alpha$	$\beta$
42°	6 · 10 <sup>3</sup> kPa	0,6	0,758	1,063	1,223	0,22	1,9

Tabelle 5: Parameter des von Wolffersdorff Stoffmodells  
 Table 5: Parameters of the von Wolffersdorff constitutive model

$\varphi_c$	$\lambda$	$\kappa$	$N$	$r$
26,1°	0,086	0,018	0,9894	0,33

Tabelle 6: Parameter des Masin Stoffmodells  
 Table 6: Parameters of the Masin constitutive model

Das Materialverhalten wurde mit hypoplastischen Stoffmodellen nach von Wolffersdorff (Schotterssäulen) und nach Masin (Boden) modelliert. Die dafür notwendigen Parameter wurden anhand von Laborversuchen bestimmt. Die so ermittelten Parameter sind in den Tabellen 5 und 6 aufgeführt.

In dem numerischen Modell wird mit Gravitation gerechnet. Für beide Materialien wird eine Wichte  $\gamma$  von 18,5 kN/m<sup>2</sup> angenommen. Die Anfangsspannungen ergeben sich aus dem geostatischen Anfangsspannungszustand, wobei aus numerischen Gründen mit einer zusätzlichen Oberflächenlast  $p_0 = 1$  kPa gerechnet wurde:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z + p_0$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$$

Die Variable  $z$  stellt dabei die Tiefe unter Geländeoberkante dar. Die beiden verwendeten Stoffmodelle nutzen zusätzlich zur Spannung die zustandsvariable Porenzahl. Für das Säulenmaterial wird eine konstante Porenzahl je nach gewünschter Lagerungsdichte der Säule

vorgegeben. Dies ist realistisch, da die Säule durch den Herstellungsprozess über die Tiefe annähernd konstant gelagert ist. Für den weichen Boden ergibt sich aus dem initialen Spannungszustand und der Anfangsporenzahl die Vorbelastung und damit das Überkonsolidierungsverhältnis OCR. Im Rahmen der Untersuchungen wurde von OCR = konst. ausgegangen und dieses im FE-Programm initialisiert, wodurch sich eine mit der Tiefe abnehmende Anfangsporenzahl ergibt.

## 5.1 Ergebnisse Results

### 5.1.1 Vergleich der Modelle Comparison of models

In Bild 18 sind die Änderung der Setzungen über die Auflast für alle Modelle aufgetragen. Die beiden 2D-Modelle weisen einen fast identischen Verlauf auf. Bei der 3D Berechnung entstanden etwas größere Endsetzungen. Allgemein lässt sich aber feststellen, dass der Verlauf der Setzungen sehr ähnlich ist. Schlussfolgernd lässt sich feststellen, dass bei den hier berechneten Modellen 3D Berechnungen durch 2D Berechnungen ersetzt werden können.

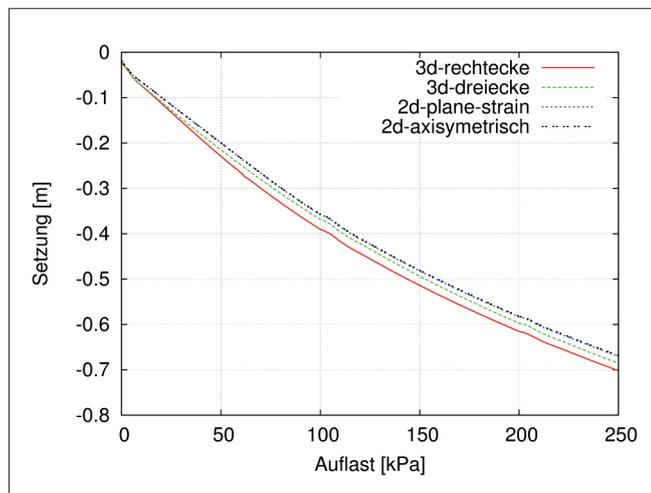


Bild 18: Last-Setzungs-Kurven der unterschiedlichen Modelle

Figure 18: Load-settlement graphs for the models

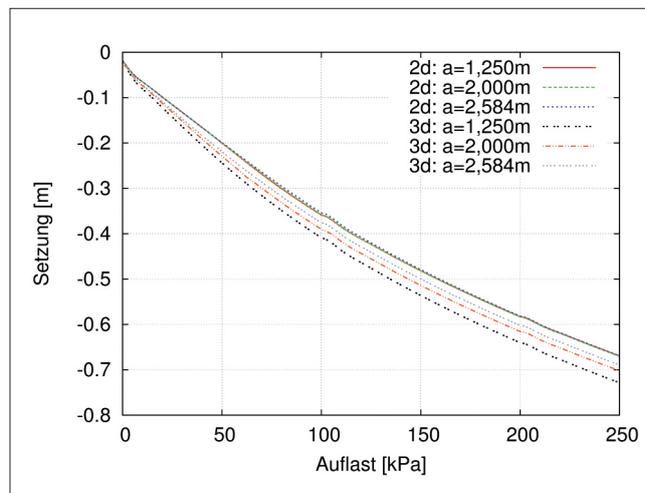


Bild 19: Last-Setzungs-Kurven für unterschiedliche Säulenabstände bei  $A/A_s = 5,0$  in 2D- und 3D-Modellen

Figure 19: Load-settlement graphs for various column spacings where  $A/A_s = 5,0$  in 2D and 3D models

### 5.1.2 Einfluss des Säulenabstandes *Influence of column spacing*

Um die Rolle des Säulenabstandes zu untersuchen, gibt es zwei Möglichkeiten. Zum einen kann der Durchmesser der Säulen konstant gehalten werden, was bei unterschiedlichen Abständen zu unterschiedlichen Flächenverhältnissen führt. Zum anderen können die Flächenverhältnisse konstant gehalten werden, dies führt allerdings zu unterschiedlichen Durchmessern der Säule. In den Tabellen 7 und 8 sind die sich ergebenden Größen bei unterschiedlichen Rastermaßen  $a$  aufgeführt.

$a$ [m]	$D$ [m]	$A/A_s$
1,25	1	2,0
2	1	5,0
2,58	1	8,5

Tabelle 7: Unterschiede in den Flächenverhältnissen bei konst. Säulendurchmesser

Table 7: Differences between the area ratios for a constant column diameter

$a$ [m]	$D$ [m]	$A/A_s$
1,25	0,63	5,0
2	1	5,0
2,58	1,30	5,0

Tabelle 8: Unterschiede in den Säulendurchmessern bei konst. Flächenverhältnissen

Table 8: Differences between the diameters of the columns for constant area ratios

Es zeigte sich, dass bei den Simulationen, in welchen der Säulendurchmesser konstant gehalten wird, die Setzungen mit steigendem Flächenverhältnis  $A/A_s$  zunehmen. Dies deckt sich auch mit den bisherigen Aussagen in der Literatur. In Bild 19 sind die Last-Setzungs-Kurven für die Simulationen gezeigt, bei welchen das Flächenverhältnis  $A/A_s$  konstant gehalten wurde. Beim 2D „plane strain“ Modell ergeben sich identische Setzungsverläufe. Beim 3D-Modell werden die Setzungen bei größeren Säulendurchmessern etwas kleiner. Im Großen und Ganzen sind die entstehenden Setzungen allerdings sehr ähnlich. Für die untersuchten Modelle ist es somit egal, ob kleine Säulen in einem engen Raster oder große Säulen in einem weiten Raster eingesetzt werden. Bei einem konstanten Flächenverhältnis ergeben sich ähnliche Setzungen.

### 5.1.3 Einfluss der Säulensteifigkeit und des Säulendurchmessers *Influence of the column stiffness and diameter*

In der Praxis wird die Zugabemenge des Schotters, gerade in weichen Materialien, meist begrenzt. Das heißt der Rüttler wird, auch wenn die maximale Dichte noch nicht erreicht wurde, weiter hoch gezogen und ein weiterer Abschnitt der Säule aufgebaut. Somit entstehen in weichen Böden zwar Säulen mit großem Durchmesser, aber nicht unbedingt mit dicht gelagertem Schotter. Um diesen Effekt zu untersuchen, wurden verschie-

dene Simulationen mit unterschiedlichen Durchmessern von Schottersäulen und Dichten des Schotters durchgeführt. Bei den Berechnungen wurde die Masse des Schotters konstant gehalten. Somit ergab sich bei einem größeren Durchmesser eine kleinere Dichte. Die Dichte wurde in den Berechnungen durch die Porenzahl berücksichtigt. In Tabelle 9 sind die Eingangswerte für drei verschiedene Simulationen angegeben. Durch die unterschiedlichen Porenzahlen ergibt sich auch ein Unterschied in der Steifigkeit des Säulenmaterials. Aus kleineren Porenzahlen folgt eine größere Steifigkeit.

$A/A_s$	D [m]	a [m]	e
5,0	1,00	2	0,78
4,7	1,04	2	0,93
4,4	1,08	2	1,06

Tabelle 9: Eingangswerte für Simulationen mit unterschiedlichen Schotterdichten und Säulendurchmessern  
 Table 9: *Input values for simulations with different gravel densities and column diameters*

In Bild 20 sind die Last-Setzungs-Kurven für Simulationen mit dem 3D-Modell dargestellt. Der Einfluss des Flächenverhältnisses ist in den Berechnungsergebnissen vernachlässigbar, wobei die Variation von  $A/A_s$  nur in einem kleinen Bereich stattgefunden hat. Werden allerdings die Simulationen bei gleichen Flächenverhältnissen und verschiedenen Porenzahlen verglichen, werden die Setzungen bei steigender Porenzahl (geringerer Dichte) deutlich größer. Es ist somit klar zu sehen, dass eine kleine Änderung der Porenzahl zu einer deutlichen Änderung der Säulensteifigkeit führt.

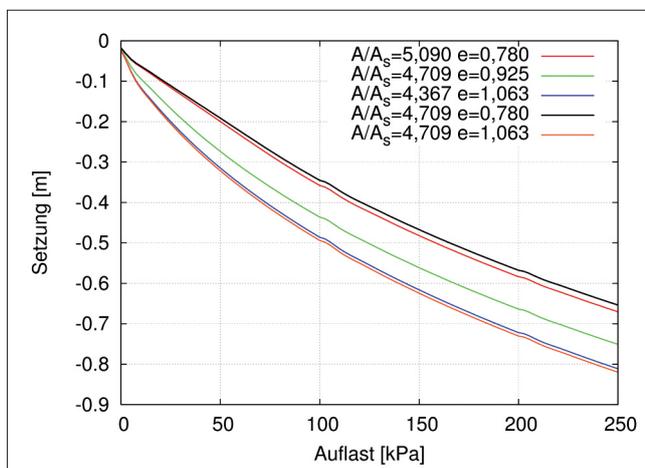


Bild 20: Last-Setzungs-Kurven für Simulationen mit unterschiedlichen Werten von e und  $A/A_s$   
 Figure 20: *Load-settlement graphs for simulations with different values of e and  $A/A_s$*

## 6 Zusammenfassung Summary

Bei den durchgeführten Modellversuchen zur Säuleninstallation zeigte sich, dass es bereits während der Installation zu einer Ausbauchung um den oberen Dreiteilspunkt herum kommt. Dieses Verformungsbild ändert sich auch unter gleichmäßigen Flächenlasten nicht signifikant.

Die Last-Setzungs-Kurven der Versuche konnten qualitativ recht gut in den als gekoppelte Berechnungen durchgeführten Finiten-Element-Nachrechnungen nachvollzogen werden. Um eine bessere Übereinstimmung zu erzielen, wurden Anpassungen der Anfangsporenzahl des umgebenden Bodens durchgeführt.

Bei weiteren Berechnungen mit der FEM zeigte sich, dass die ermittelten Setzungen einer Säulengruppe in den 2D-Modellen identisch mit denen des 3D-Modells sind. Bei konstantem Flächenverhältnis  $A/A_s$  ergeben die Berechnungen mit dem 2D „plane strain“ Modell mit verschiedenen Säulenabständen und Säulendurchmessern kaum unterschiedliche Setzungen. Beim 3D-Modell zeigt sich: Je größer der Durchmesser, desto weniger Setzungen treten auf. Es konnte auch gezeigt werden, dass der Einfluss der Dichte des Säulenmaterials auf die Setzung sehr groß sein kann.

## 7 Literaturverzeichnis References

Kirsch, F. (2003): Experimentelle und numerische Untersuchung zum Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen. Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Diss.

Kirsch, K., Sondermann W. (2001): Baugrundverbesserung. Grundbautaschenbuch, Teil 2, 6. Auflage, S. 1-53.

Masin, D. (2005): A hypoplastic constitutive model for clays. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 29(4), 311–336.

Priebe, H. (1976): Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. Die Bautechnik, 53(5), 160–162.

Priebe, H. (1978): Zur Abschätzung des Scherwiderstandes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. *Die Bautechnik*, 55(8), 281–284.

Priebe, H. (1995): Die Bemessung von Rüttelstopfverdichtungen. *Die Bautechnik*, 72(3), 183–191.

Tochnog Professional Version 5.2 (2009). URL: <http://www.feat.nl>.

Von Wolffersdorff, P.-A. (1996): A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 1(4), 251–271.