





- Einwirkungen auf starre Barrieren durch fließähnliche gravitative Massenbewegungen
- Tragfähigkeit von granularen Lastverteilungsschichten über Stabilisierungssäulen
- Zerfalls- und Entfestigungsvorgänge veränderlich fester Ton- und Schlufftonsteine
- Measuring the fabric evolution of sand
- Bestimmung der Abrasivität von Gesteinen mit mineralogischpetrographischen Verfahren





# Zur Tragfähigkeit von granularen Lastverteilungsschichten über Stabilisierungssäulen

Ein Anwendungsgebiet von Stabilisierungssäulen (STS) stellt die Baugrundverbesserung für großflächige, setzungsempfindliche Strukturen, wie (faser-)bewehrte Bodenplatten von Logistikzentren und anderen Hallenkomplexen dar. Zur wirtschaftlichen Optimierung von Dicke und Bewehrung der Bodenplatte wird häufig eine Lastverteilungsschicht (LVS) oberhalb der Säulen eingebaut. Ziel der LVS ist es, die unbewehrten Säulen von dem Bauwerk zu entkoppeln und die Bemessung der aufgelagerten Platte mit dem Ansatz einer gleichmäßig flächigen Bettung auf der LVS zu ermöglichen. Dabei ist die Interaktion zwischen Säulen, LVS und Bodenplatte zu berücksichtigen, die zusätzliche Beanspruchungen in der LVS und in der Bodenplatte hervorrufen können. Im vorliegenden Aufsatz wird das Nachweisschema für granulare LVS über STS bei starrer Lasteinleitung z.B. aus bewehrten Bodenplatten nach den französischen ASIRI-Empfehlungen unter Berücksichtigung des konventionel-Ien Grundbruchnachweises nach DIN 4017 vorgestellt. In einer Parameterstudie werden Einflussgrößen auf die Grenzspannung der LVS bewertet. Hierzu werden ergänzend die Ergebnisse von Finite-Elemente-(FE)-Berechnungen an einer rotationssymmetrischen Einheitszelle mit einer Steifigkeitsreduktion des Bodens zwischen den Säulen herangezogen. Die FE-Berechnungen zeigen, dass die Grenzspannung bei einer gering mächtigen LVS ( $H_{LVS} < H_{max}$ ) zunimmt. Jedoch sind bis zur kritischen Höhe H<sub>krit</sub> zusätzliche Biegemomente in der darüber liegenden Bodenplatte zu berücksichtigen. Das Biegemoment nimmt mit einer Verringerung der LVS-Mächtigkeit zu.

Stichworte Baugrundverbesserung; Stabilisierungssäulen; Lastverteilungsschicht

## 1 Einleitung

Baugrundverbesserungssäulen mit hoher Steifigkeit und einer signifikanten Festigkeit werden auch als Rigid Inclusions bezeichnet. Diese schließen die Lücke zwischen klassischen Baugrundverbesserungen mit einer Veränderung der Bodenzustandsgrößen bis hin zu granularen Säulen und konventionellen Tiefgründungen. In Deutschland behandelt der Arbeitskreis 2.8 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT) Rigid Inclusions unter dem Begriff Stabilisierungssäulen (STS). Hierunter fallen Trockenmörtelsäulen (TMS), Nassmörtelsäulen (NMS), hydraulisch gebundene Stopfsäulen (HSS) und Bodenmischsäulen (BMS) [1]. Neben dem Anwendungsgebiet zur Gründung von Verkehrsdämmen oder anderen Aufschüttungen werden STS häufig in einem gleichmäßigen Raster zur flächigen Bau-

Approach to determine ultimate stress mobilization in the Interface of rigid inclusion head and load transfer platform One field of application for rigid inclusions is the soil improvement for large-area structures such as (fibre-) reinforced slabs of logistics centers and other complexes. To optimise the slab (thickness and reinforcement), a load transfer platform (LTP) is usually installed above the columns. The aim of the LTP is to decouple the rigid inclusions from the structure and to enable a shallow foundation design of the slab. The interaction between columns, LTP and slab must be taken into account, which can cause additional stresses in the LTP and in the slab. In this paper, the approach proposed by french ASIRI recommendation for a granular LTP over rigid inclusions is presented, considering the conventional failure mechanism according to German standard DIN 4017. In a parameter study, influencing variables on the limit state of the LTP be evaluated. In addition, the results of FE calculations on an axisymmetric unit cell with a stiffness reduction of the surrounding soil are used. The FE calculations show that the allowable limit stress increase with a reduction of the LTP thickness, but up to the critical height additional bending moments in the slab must be taken into account. The bending moment increases with a reduction of the LTP thickness.

Keywords soil improvement; rigid inclusions; load transfer platform

grundverbesserung für Bodenplatten von Einfamilienhäusern bis hin zu großen Logistikzentren eingesetzt. Sie unterscheiden sich von klassischen Tiefgründungen u.a. durch den Einbau einer granularen LVS oberhalb der Säulen, sog. kombinierte Säulensysteme. Im Zuge der Überarbeitung des Eurocode 7 wird als maßgebendes Unterscheidungsmerkmal zu Pfählen die nicht vorhandene Verbindung zur aufgelagerten Konstruktion in Form einer Anschlussbewehrung diskutiert, da insbesondere Einzelfundamente häufig direkt auf den STS ohne LVS aufgelagert werden [2]. Eine LVS unter Bodenplatten ist etwa 0,4 bis 0,8 m, in seltenen Fällen bis zu 1 m mächtig, was i.d.R. ohne bodenmechanische Nachweise mit baupraktischen Erfahrungswerten begründet wird. Bei der Bemessung des Gesamtsystems ist zu beachten, dass Interaktionsmechanismen zwischen Säulen, LVS und der Bodenplatte eintreten. Diese gewinnen mit den stetig steigenden Gebrauchslasten und höheren Anforderungen an die Ebenheit von Bodenplatten der heute teilweise vollautomatisierten Lager und Logistikzentren an Bedeutung. Ziel des Aufsatzes ist es, ein in Frankreich bewährtes Nachweisverfahren für granulare unbewehrte LVS bei starrer Lasteinleitung vorzustellen und maßgebende Einflussparameter auf die Grenzspannung am Säulenkopf zu identifizieren. Bereits bestehende analytische Ansätze werden für gering mächtige LVS mittels FE-Berechnungen überprüft und erweitert.

### 2 Tragverhalten von kombinierten Systemen

#### 2.1 Lasteinleitung in die Säulen

Die Bodenplatte, die LVS, die Säulen und der Boden zwischen den Säulen interagieren und bilden ein Gesamtsystem. Die auf einer Bodenplatte wirkenden Punkt- oder Flächenlasten werden über die LVS in die Säulen und auf den zwischen den Säulen befindlichen Boden übertragen. Eine bewehrte Betonplatte oberhalb der LVS stellt eine starre Lasteinleitung dar, d.h., die Verformungen der Bodenplatte sind gleichmäßig, und es treten nahezu keine Differenzsetzungen an der Oberkante der LVS auf. Aufgrund der behinderten Verformungen ergeben sich Spannungsdifferenzen. Die Spannungen in der Bodenplatte treten in Abhängigkeit der Bettungssteifigkeiten auf. Entsprechend kommt es aufgrund der höheren Steifigkeit der Säulen zu einer Spannungskonzentration über den Säulenköpfen. Restspannungen werden in den Boden zwischen den Säulen eingeleitet. Durch die Kompression des Bodens zwischen den Säulen werden die Säulen im oberen Bereich zusätzlich durch negative Mantelreibung beansprucht, bis die Verformungen des Bodens die Verschiebung der Säule unterschreiten und eine positive Mantelreibung eintritt (neutrale Ebene). Negative Mantelreibung ist bei starrer Lasteinleitung geringer ausgeprägt, als es bei einer schlaffen Lasteinleitung der Fall ist, weil es bei Eintritt von Bodenverformungen zu einer Spannungsumverteilung auf die Säulen kommt und die Spannungen auf dem Boden abnehmen. Die Lasten eines kombinierten Säulensystems werden über positive Mantelreibung unterhalb der neutralen Ebene und Spitzendruck am Säulenfuß in den Baugrund ähnlich einer Tiefgründung bzw. Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) eingeleitet (Bild 1).

## 2.2 Berechnungsmethoden zum Lasttransfermechanismus

Analytische Ansätze zur Bestimmung des Lastanteils von Säulen und Boden werden in den französischen ASIRI-Empfehlungen [3] und bspw. in [4] vorgestellt. Für großflächige Säulenraster, wie sie unter Bodenplatten i. d. R. ausgeführt werden, wird das System am Modell einer Einheitszelle berechnet. Diese stellt einen Ausschnitt des Säulenfelds für eine Säule mit dem rasterabhängig zugordneten, umgebenden Boden dar.



Flächenlast

Bild 1 Prinzip der Lasteinleitung von einer Betonplatte (starre Lasteinleitung) in die STS Stress distribution under rigid footings or rafts and neutral plane for

a rigid inclusion system

Die Einheitszelle wird hierbei in die zwei Berechnungsmodelle Säule und Boden eingeteilt. Der Lastanteil auf den Säulen und auf dem Boden wird verändert, bis die Setzungen der beiden Berechnungsmodelle Säule und Boden übereinstimmen, d.h. die Bedingung einer gleichmäßigen Setzung bei starrer Lasteinleitung erfüllt ist. Dabei hat sich ein iterativer Lösungsweg bewährt [4]. Eine Gewölbewirkung in der LVS wird nicht angesetzt. Die Interaktion zwischen den Säulen und dem Boden wird anhand der mobilisierten Scherspannung am Säulenmantel beschrieben, die aus der Relativverschiebung zwischen Säule und Boden in der jeweiligen Tiefe resultiert. Die Verschiebung der Säule wird nach [3] anhand der Lasttransferkurven nach [5] basierend auf Pressiometerparametern ermittelt. Diese zeigen nach [6] eine sehr gute Übereinstimmung mit dem in Feldversuchen gemessenen Last-Setzungs-Verhalten von im Vergleich zu anderen Nassmörtelsäulen großkalibrigen Vollverdrängungssäulen nach dem CMC-Verfahren.

Die Lasttransfermethode nach [4] basiert auf den gleichen Grundannahmen zur Lastverteilung wie [7]. Das Widerstand-Setzungs-Verhalten der Säulen wird jedoch aus Feldversuchen rein empirisch abgeleiteter Kubikwurzeloder Hyperbelfunktionen beschrieben. Die Grenzwerte für den Spitzendruck und die Mantelreibung sind weiterhin je nach Herstellungsart der Säule festzulegen. In [4] werden hierfür Probebelastungen oder Erfahrungen in ähnlichen Bedingungen bzw. eine Orientierung an den Erfahrungswerten der Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" der DGGT (EA-Pfähle) [8] vorgeschlagen. Letzteres stößt in der Baupraxis derzeit nicht auf vollständige Akzeptanz, da die EA-Pfähle in den Vorbemerkungen eine Anwendung der angegebenen Erfahrungswerte auf pfahlartige Tragglieder ausschließt. In den Empfehlungen von [9] wird ein Verfahren zur Bestimmung der Lastverteilung zwischen Säulen und Boden verwendet, das auf den Grundlagen der Gewölbetheorie von [10] basiert. Die Spannungen zwischen den Säulen und auf den Säulenköpfen werden alleine mit den geometrischen Größen Säulenabstand bzw. Mächtigkeit der granularen Schicht und Durchmesser der Säulen berechnet. Weiterhin wird der Grenzzustand durch den kritischen Reibungswinkel der LVS berücksichtigt. Die Verformungen der Säule bzw. des Bodens zwischen den Säulen und der daraus resultierende Einfluss auf die Lastverteilung bis zum Erreichen des Grenzzustands findet keinen Eingang in die Berechnung.

Eine weitere Möglichkeit zur Ermittlung der Spannungsverteilung zwischen Säule und Boden stellen numerische Methoden dar. In der Baupraxis werden 3D-Modelle oder häufiger vergleichsweise einfache, rotationssymmetrische Modelle genutzt. In beiden Fällen kommt es häufig zu einer Unterschätzung der Steifigkeit und der äußeren Tragfähigkeit von Vollverdrängungssäulen [11]. Grund hierfür ist, dass der Herstellungsprozess und die damit einhergehende Verbesserung der Bodenparameter am Säulenmantel sowie die Verzahnung des eingebrachten Ortbetons mit dem Boden häufig keine hinreichende Berücksichtigung findet und die Kontaktformulierung konservativ ist. Bei den analytischen Lasttransfermethoden werden die Bruchwerte für Mantelreibung und Fußwiderstand üblicherweise in Abhängigkeit des Herstellungsprozesses bestimmt, der damit zumindest indirekt berücksichtigt wird. In [11] und [12] wird aus diesem Grund für Vollverdrängungssäulen mit großem Durchmesser nach dem CMC-Verfahren eine Kalibrierung des FE-Modells anhand von Pressiometerversuchen und den Lasttransferkurven von [5] vorgeschlagen. Die FE-Modellierung des rasterförmigen Einbringprozesses und der damit einhergehenden Verbesserung der Bodenparameter bedarf weiterer Forschung.

#### 2.3 Grenzzustände in der LVS

Ansätze zur Beschreibung der Interaktion zwischen Säulen und LVS im Grenzzustand der Tragfähigkeit basieren auf der klassischen Grundbruchtheorie. Nach Bild 2 wird in [3] von einem Grundbruchmechanismus, basierend auf den Annahmen von [13] ausgegangen, sofern auf der LVS ein nahezu starres Element wie eine Betonplatte gelagert ist. Praktisch handelt es sich um einen umgekehrten Grundbruch, der durch die Spannungskonzentration an den Säulenköpfen hervorgerufen werden kann. Analog der konventionellen Grundbruchberechnung wird vorausgesetzt, dass der Grundbruch in Form einer ausgeprägten Gleitfläche auftritt. Die rechnerische Bruchfläche stellt im Querschnitt eine logarithmische Spirale dar. In Zone I herrscht der aktive und in Zone III der Rankine'sche Grenzspannungszustand. Zone II stellt den Übergangsbereich dar (Bild 2).

Die Grenzspannung am Säulenkopf ergibt sich unter Verwendung der in [3] verwendeten Parametersymbolik nach



Bild 2 Grenzzustand der LVS bei starrem Lasteintrag (Prandtl-Mechanismus) [3] Prandtl failure in the load transfer platform [3]

Gl. (1). Dabei wird vorausgesetzt, dass sich die Bruchfigur vollständig innerhalb der LVS ausbilden kann. Die Berechnung liegt auf der sicheren Seite, wenn dies nicht der Fall ist [3].

$$q_{\rm p}^{\ +} = s_{\rm q} \cdot N_{\rm q} \cdot q_{\rm s}^{\ +} + s_{\rm c} \cdot N_{\rm c} \cdot c' + s_{\rm \gamma} \cdot N_{\rm \gamma} \cdot r_{\rm p} \cdot \gamma \tag{1}$$

mit

 $\begin{array}{ll} N_{\rm q}, N_{\rm c} \mbox{ und } N_{\gamma} & \mbox{Grundwerte der Tragfähigkeitsbeiwerte,} \\ & \mbox{berechnet nach DIN 4017 [14],} \\ s_{\rm q}, s_{\rm c}, \mbox{ und } s_{\gamma} & \mbox{aus [14] bekannte Formbeiwerte,} \\ r_{\rm p} & \mbox{Radius der kreisförmigen Lasteinleitungs-fläche, hier der Säule.} \end{array}$ 

Die bei Grundbruchberechnungen nach DIN 4017 [14] zu berücksichtigenden Lastneigungs-, Geländeneigungsund Sohlneigungsbeiwerte würden bei einem kombinierten Säulensystem dem Wert 1 entsprechen und müssen daher rechnerisch nicht berücksichtigt werden.

Da granulare LVS zumeist aus grobkörnigem Material bestehen, damit keine verlässliche Kohäsion aufweisen und zudem eine vergleichsweise geringe Mächtigkeit haben, kann die Grenzspannung vereinfacht aus dem ersten Term  $s_q \cdot N_q \cdot q_s^+$  berechnet werden.

Die Verteilungen der einwirkenden Spannungen  $q_0$  über die LVS in die Säulen und auf den Boden (Abschnitt 2.2) lassen sich mit analytischen oder numerischen Verfahren berechnen. Grundsätzlich gilt dabei die Erfüllung des Lasterhaltungsmodells nach Gl. (2), das voraussetzt, dass die Summe der Last beim Lasttransfer konstant bleibt und damit Kräftegleichgewicht herrscht.

$$q_0 = \alpha \cdot q_p^{+} + (1 - \alpha) \cdot q_s^{+} \tag{2}$$

mit

 $\alpha$  Flächenanteil des Säulenkopfs an der Gesamtfläche der zugewiesenen Einheitszelle nach Gl. (3).

$$\alpha = \frac{A_{\text{STS}}}{A_{\text{Zelle}}} \tag{3}$$



Bild 3 Schema Prandtl-Diagramm für kombinierte Säulensysteme nach [3] Allowable domain of stresses at the load transfer base using Prandtl-Diagram [3]

In Bild 3 sind die Prandtl-Linie nach Gl. (1) für eine LVS aus kohäsionslosem Material  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$  und die Lasterhaltungslinie nach Gl. (2) dargestellt. Der Schnittpunkt beider linearen Funktionen ergibt die Grenzspannung  $q_{p,d}^+$  bei einer wirksamen Flächenlast  $q_0$ .

Zum Nachweis der Tragfähigkeit der LVS wird in [3] die Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte nach dem Nachweisverfahren 2 des Eurocodes 7-1 in Übereinstimmung mit der Herangehensweise in Deutschland zum Nachweis von Gründungen (GEO-2) für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) vorgeschlagen. Die Berechnung der Grenzspannung  $q_{p,d}^+$  erfolgt unter Ansatz von mittels Teilsicherheitsbeiwerten erhöhten Lastansätzen (Bemessungslasten).

Die maximal zulässige Spannung am Säulenkopf wird durch den Bemessungswert der äußeren  $R_d$  oder inneren Tragfähigkeit aus der Druckfestigkeit des Säulenmaterials  $f_{c,d}$  begrenzt (Bild 3, horizontale Grenze). Weiterhin darf die Spannung auf dem Boden zwischen den Säulen den Bemessungswert des Grundbruchwiderstands  $\sigma_{n,d}$  nicht überschreiten (Bild 3, vertikale Grenze). Bei großflächigen Säulenrastern, wie sie unter Bodenplatten gegeben sind, ist der Grundbruchwiderstand mit Ausnahme der Randbereiche unendlich groß und die dargestellte Begrenzung nicht vorhanden. In Frankreich wird dennoch eine Begrenzung auf der sicheren Seite liegend vorgeschlagen, die aus dem Bemessungsgrenzdruck aus Pressiometerversuchen abgeleitet wird [3].

Das Tragverhalten einer LVS bei unendlich ausgedehnten Säulenfeldern unterscheidet sich vom konventionellen Grundbruch dahingehend, dass eine Zunahme der einwirkenden Flächenlasten zu einer Erhöhung der Grenzspannung führt, weil die Gleitfläche unter dem Einfluss der Einwirkungen steht und die Scherfuge überdrückt wird (Abschnitt 3). Weiterhin würde ein Erreichen der Grenzspannung, d.h. ein theoretisches Überschreiten der Prandtl-Linie in Bild 3, durch die am Säulenkopf mobilisierte Spannung eine Lastumlagerung auf den Boden zwischen den Säulen bedeuten. Entsprechend beträgt die Maximallast auf dem System  $q_{\text{max}}$ . Das Sicherheitsniveau des Gesamtsystems beträgt entsprechend  $\eta = q_0/q_{\text{max}}$ .

Liegt ein schlaffer Lasteintrag vor, wie es z.B. beim Straßenbau in Asphaltbauweise ohne starren Unterbau der Fall ist, wird der Grenzzustand des Systems zusätzlich durch den sog. Scherkegel-Mechanismus bestimmt, der ein Durchstanzen des Säulenkopfs zur Folge haben kann. Dieser Versagenszustand, international Punching genannt, kann im Fall einer aufliegenden Bodenplatte, also einer starren Lasteinleitung, ausgeschlossen werden [3]. Der Durchstanzmechanismus kommt erst dann zum Tragen, wenn die Mächtigkeit der LVS die sog. kritische Höhe  $H_{\rm krit}$  unterschreitet.

Zur Bestimmung der kritischen Höhe existieren in der Literatur verschiedene, teilweise weit auseinandergehende empirische Ansätze. Verbreitet ist die in [3] und [15] vorgeschlagene Gl. (4).

$$H_{\rm krit} = 0,7(s-a) \tag{4}$$

mit

- s Achsabstand der Säulen,
- *a* äquivalente Quadratseitenlänge des Säulendurchmessers  $D_c$ ,  $a = 0.886D_c$ .

In [16] wird mit experimentellen Untersuchungen unter Berücksichtigung von zyklisch auftretenden Verkehrslasten gezeigt, dass Differenzsetzungen bis zu einer Dicke der LVS von 1,5(s - a) ohne Verkehrslasten und 1,8(s - a) bei zyklischen Verkehrslasten auftreten können.

Die geometrischen Vorgaben von [9] für bewehrte Erdkörper auf punktförmigen Traggliedern lassen auf eine kritische Höhe von  $0.8(s - D_c)$  bei vorwiegend ruhender



Bild 4 Grenzzustand der LVS bei schlaffem Lasteintrag (Punching) [3] Failure diagram in the load transfer platform using a shear cone type model (Punching) [3]

Beanspruchung und  $2,0(s - D_c)$  bei veränderlichen Beanspruchungen schließen.

In der Baupraxis werden häufig LVS ausgeführt, die gering mächtiger sind als die kritische Höhe. Der Mechanismus ist deshalb maßgebend und zu berücksichtigen: Bei starrer Lasteinleitung in Form von aufzunehmenden Biegemomenten in der Konstruktion, bei schlaffer Lasteinleitung in Form von Differenzsetzungen an der Oberfläche der LVS.

#### 3 Parameterstudie am kombinierten Säulensvstem: Berechnungsmodell und Methodik der Steifigkeitsreduktion

Für die Parameterstudie mit Zielstellung einer praxisorientierten Sensitivitätsanalyse wird das Berechnungsmodell nach Bild 5 zugrunde gelegt. Dieses soll die typischen Randbedingungen einer Anwendung von STS unterhalb einer hoch belasteten Bodenplatte abbilden. Der Säulendurchmesser von  $D_c = 0,40$  cm entspricht einem gängigen Bohrdurchmesser von großkalibrigen Nassmörtelsäulen wie z. B. System CMC. Der Rasterabstand von s = 2,25 m





S

$$r_{\rm Zelle} = \sqrt{\frac{s^2}{\pi}}$$
(5)

Der Betonsäule wird ein linear elastisches Stoffverhalten mit  $E = 20000 \text{ MN/m}^2$  und v = 0.2 zugeordnet, während alle Bodenschichten mit dem Stoffmodell Mohr-Coulomb unter dränierten Bedingungen modelliert werden. Die bodenmechanischen Stoffparameter der Bodenschichten sind in Tab. 1 enthalten. Das linear elastische, ideal plastische Mohr-Coulomb-Modell gilt als sehr einfaches Stoffmodell. Es wird für die vorliegende Studie verwendet, weil es in der Baupraxis auch für Standsicherheitsanalysen kombinierter Säulensysteme häufig eingesetzt wird [11, 17] und das Stoffverhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit den klassischen Ansätzen der Bodenmechanik entspricht, die dem Prandtl-Nachweis zugrunde liegen. Die Ergebnisse des FE-Modells können dadurch mit den analytischen Lösungen für  $H_{\text{LVS}} > H_{\text{max}}$  verglichen werden, um anschließend ergänzende Untersuchungen für dünne LVS mit  $H_{\text{LVS}} < H_{\text{max}}$  und zum Einfluss auf die Bodenplatte vornehmen zu können. Hierfür existieren keine analytischen Methoden.

Bild 6 Modellierung der rotationssymmetrischen 2D-Einheitszelle nach [3]

rotationssymmetrische

Einheitszelle

Principle of axial-symmetrical basic unit cell according to [3]

stellt ein übliches Maß für höher belastete Bodenplatten bei Verwendung von großkalibrigen Säulen dar.

6 geotechnik 44 (2021), Heft 2 (Sonderdruck)

Tab. 1	Stoffkennwerte FE-Berechnung und analytische Berechnung (Basismodell)
	Soil parameters for analytical approach and FE-calculation

	E	$E_{\rm S} (= E_{\rm oed})$	v	c'	φ'	Ψ	γ/γ <b>'</b>
	[ <b>MN</b> /m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[kN/m <sup>3</sup> ]
LVS	60	80	0,3	0	35	5	_
Kompressible Schicht	variiert	variiert	0,3	25	5	0	19/11
Tragfähige Schicht	60	80	0,3	0	35	5	18/10

Die Bodenplatte wird als 2D-Balkenelement modelliert und dieser eine Steifigkeit entsprechend einer Plattendicke von 30 cm zugeordnet: EA = 6000 MN/m; EI = 45 MNm<sup>2</sup>/m. Zur Definition der Kontaktfläche zwischen Säule und Boden sind Interface-Elemente angeordnet. Die Kontaktreibung wird mit  $\delta = \varphi'$ , d. h.  $R_{inter} = 1$  in axialer Richtung am Säulenmantel, sowie  $\delta \approx 2/3\varphi'$ , d. h.  $R_{inter} = 0,6$  am Säulenkopf, angesetzt. Die LVS wird als gewichtslos angenommen, um nur den geometrischen Einfluss untersuchen zu können, und da der Einfluss der Wichte vernachlässigbar klein ist. Die Analyseprozedur stellt eine statische Verformungsanalyse für dränierte Bedingungen dar.

Die innere und äußere Tragfähigkeit der Säule werden im Rahmen des vorliegenden Aufsatzes hinsichtlich der Bestimmung der Grenzspannung am Säulenkopf nicht berücksichtigt, um die Ergebnisse der Analyse auf die innere Tragfähigkeit der LVS zu fokussieren.

Für das Berechnungsmodell  $D_c = 40$  cm, s = 2,25 m und  $\varphi' = 35^\circ$  ergeben sich die Grenzspannungen nach Gl. (1) und die Lasterhaltungslinien nach Gl. (2) in Abhängigkeit der Flächenlast  $q_0$  (Bild 7). Die aus der FE-Berechnung erhaltenen Grenzspannungen werden durch iterative Reduktion der Steifigkeit der kompressiblen Schicht ermittelt. Hierdurch erhöht sich erwartungsgemäß der Lastanteil der Säule  $q_p^+$ , da sich der Boden bei starrer Lasteinleitung der Spannung entzieht. Der Steifemodul  $E_S = E_{oed}$  der kompressiblen Schicht wird iterativ verringert, bis der Grenzzustand der Tragfähigkeit in der LVS erreicht ist.

Die Ergebnisse der FE-Berechnungen zeigen, dass die Grenzspannung am Säulenkopf nahezu linear von der auf der LVS wirkenden Flächenlast abhängt und damit dem analytischen Zusammenhang entspricht. Die Zunahme der Grenzspannung mit steigender Flächenlast ist damit zu erklären, dass eine potenzielle Gleitfläche mit einer Erhöhung der vertikalen Last stärker überdrückt wird und sich der Widerstand gegen ein Versagen in der Scherfuge damit erhöht.

Exemplarische Ergebnisse der iterativen Rechenschritte mit Variation der Steifigkeit bei einer Flächenlast von  $q_0 = 40 \text{ kN/m}^2$  sind in Bild 8 dargestellt. Das Lasterhaltungskonzept nach Gl. (2) kann unter Ansatz der mittleren mobilisierten Spannung am Säulenkopf  $q_p^+$  und der mittleren Spannung auf dem Boden  $q_s^+$  mit dem FE-Modell bestätigt werden. Der Einfluss von Spannungsspit-



**Bild 7** Prandtl-Linie und berechnete Grenzspannungen aus der FE-Analyse Comparison of  $q_{p,d}^+$  calculated from finite element analyses and according to the Prandtl's theory

zen, insbesondere am Säulenrand, auf das Tragverhalten der LVS wird im Rahmen dieser Studie nicht untersucht.

Das aus der FE-Berechnung ermittelte Paar der mittleren Spannungen  $q_p^+/q_s^+$  ist abhängig von der Steifigkeit des umgebenden Bodens und verläuft auf der Modelllinie zur Lasterhaltung. Bei Verringerung des Steifemoduls im FE-Modell nähert sich  $q_p^+/q_s^+$  der analytischen Prandtl-Linie an. Bei einer äußerst geringen Steifigkeit des Bodens von  $E_S = 1,5$  MN/m<sup>2</sup> ist der Lastanteil auf der Säule im FE-Modell maximal, sodass  $q_p^+ = q_{p,d^+}$  gilt. Die mit analytischen Methoden erzeugte Prandtl-Linie wird dabei nicht erreicht und geringfügig unterschritten.

In Bild 9 ist am Beispiel von  $q_0 = 40 \text{ kN/m}^2$  und  $E_S = 6,25 \text{ MN/m}^2$  die erwartete Spannungskonzentration am Säulenkopf und die Gewölbewirkung in der LVS mit einer resultierenden Entlastung des Bodens zwischen den Säulen (kompressible Schicht) gut erkennbar.

In Bild 10 ist die Geometrie der nach der Grundbruchtheorie eintretenden Bruchfigur mit den Grenzspannungszonen nach Rankine dargestellt. Die Höhe der berechneten Bruchfigur beträgt  $H_{\text{max}} \approx 0.8$  m. Die inkrementellen, deviatorischen Dehnungen  $\Delta \varepsilon_{\text{q}}$  im FE-Modell nach der Steifigkeitsreduktion kurz vor Erreichen der Grenzspannung weisen gut übereinstimmende Konturen mit der analytischen Lösung auf.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass die FE-Analyse am rotationssymmetrischen Modell und die dabei ange-



**Bild 8** Berechnete Werte von von  $q_{p,d}^+$  mittels Steifigkeitsreduktion der kompressiblen Schicht im FE-Modell

Determination of  $q_{p,d}^+$  depending on the deformability of surrounding soil (FE calculation)





Calculated Principle stress direction for a surface load  $q_0 = 40 \text{ kN/m}^2$  und  $E_{\rm S} = 6,25 \text{ MN/m}^2$ 

wendete Methodik einer Steifigkeitsreduktion der kompressiblen Schicht zur Bestimmung der Grenzspannung am Säulenkopf validiert ist und gut übereinstimmende Ergebnisse mit den Berechnungsmethoden nach [3] zur Lastverteilung Säule/Boden sowie zum Grenzzustand der LVS liefert. Entsprechend können solche Modelle anstelle von analytischen Verfahren genutzt und auf Randbedingungen erweitert werden, die nicht von den analytischen Methoden nach [3] erfasst werden (Abschnitt 3.2).



Bild 10 Analytisch berechnete Geometrie des Bruchkörpers im Vergleich zum Konturplot der Deviatordehnungen im FE-Modell Geometry of failure using analytical Rankine-method and finite element analysis

#### 3.1 Variation der bodenmechanischen Kenngrößen

Wesentlicher Einflussparameter auf die Grenzspannung am Säulenkopf ist der Reibungswinkel  $\phi'$  der LVS. Durch Variation des Reibungswinkels in einem baupraktisch relevanten Bereich von  $\phi' = 30^{\circ}$  bis 45° wird eine Verminderung der Grenzspannung von ca. 30% bis zu einer Erhöhung um den Faktor 1,7 bei  $\phi' = 45^{\circ}$  gegenüber dem Ausgangswert von  $\phi' = 35^{\circ}$  erreicht. In Bild 11 ist die Funktion der Grenzspannung in Abhängigkeit von  $\phi'$ normiert am Berechnungsergebnis von  $\phi' = 35^{\circ}$  dargestellt. Die Veränderung von  $q_{p,d}^+$  verläuft innerhalb der betrachteten Spanne des Reibungswinkels nahezu linear, da die Tragfähigkeitsbeiwerte aus Gl. (1) nur leicht exponentiell zu- und die sich aus der Lasterhaltung ergebenen Spannungen auf dem Boden zwischen den Säulen linear abnehmen.

Eine Variation der Wichte innerhalb der üblichen Grenzen grobkörniger Böden nimmt keinen nennenswerten Einfluss auf die Grenzspannung. Da es sich bei LVS häufig um kohäsionslosen grobkörnigen Boden handelt, wird an dieser Stelle auf die Variation von *c'* nicht eingegangen. Eine durch Kohäsion hervorgerufene Erhöhung der Grenzspannung wäre bspw. für eine bindemittelstabilisierte LVS relevant.

#### 3.2 Verringerung der LVS-Mächtigkeit

Die Ermittlung der Grenzspannung am Säulenkopf nach [3] erfolgt unter der Voraussetzung, dass sich die Bruchfigur innerhalb der LVS vollständig ausbilden kann und  $H_{\text{LVS}} > H_{\text{max}}$  gilt. Für  $H_{\text{LVS}} < H_{\text{max}}$  wird eine Erhöhung der Grenzspannung vorgeschlagen, jedoch keine analytische Berechnungsmethodik vorgestellt.

In Bild 12 ist die Entwicklung der Grenzspannung am Säulenkopf dargestellt, die sich aus dem FE-Modell bei



**Bild 11** Analytisch berechnete Grenzspannungen  $q_{\rm p,d}^+$  in Abhängigkeit des Reibungswinkels, normiert für  $\varphi' = 35^{\circ}$ 

Calculated allowable limit stress ( $q_{\rm p,d}{}^+$ ) depending on the friction angle of the load transfer platform, standardized for  $\varphi'=35^\circ$ 





Allowable limit stress  $q_{p,d}^+$  using FE-Model for reduced LTP thickness  $H_{LVS} < H_{max}$ 

 $H_{\rm LVS} < H_{\rm max}$  für eine Flächenlast von  $q_0 = 40 \, {\rm kN/m^2}$  ergibt. Hierbei wird die zuvor validierte Steifigkeitsreduktion der kompressiblen Schicht angewendet. Es stellt sich eine nennenswerte Erhöhung der Grenzspannung gegenüber einer vollständigen Ausbildung der Bruchfigur ein, die nahezu linear mit der Mächtigkeit der LVS zusammenhängt.

Für baupraktische Fragestellungen kann abgeleitet werden, dass die Grenzspannung für  $H_{\rm LVS} < H_{\rm max}$  durch lineare Interpolation zwischen der Grenzspannung, bei der sich die Bruchfigur vollständig innerhalb der LVS ausbilden kann  $H_{\rm LVS} > H_{\rm max}$ , und der Grenzspannung bei  $H_{\rm LVS} = 0$  m zu ermitteln ist. Im Fall von  $H_{\rm LVS} = 0$  m existiert keine LVS (direkte Stützung), und die Grenzspannung entspricht der äußeren bzw. inneren Tragfähigkeit der Säule, sodass eine einfache Abschätzung für alle Zwischenwerte von 0 m  $< H_{\rm LVS} < H_{\rm max}$  möglich ist (Bild 13).

Zu berücksichtigen ist, dass eine Verringerung der Mächtigkeit der LVS auch eine Erhöhung der Biegemomente in der Bodenplatte nach sich zieht. In Bild 14 sind die FE-Ergebnisse bei Ansatz einer Flächenlast von



for 0 m <  $H_{\rm LVS}$  <  $H_{\rm max}$ 

 Bild 13
 Ansatz zur Bestimmung der Grenzspannung am Säulenkopf für

 0 m < H<sub>LVS</sub> < H<sub>max</sub>
 Approach to determine the allowable limit stress at the column head



Bild 14 Mittels FE-Analyse berechnete Biegemomente in der Bodenplatte bei Variation der LVS-Mächtigkeit Calculated Bending Moment in the slap depending on the LTP thickness (FE calculation)

 $q_0 = 40 \text{ kN/m}^2$  und einer Steifigkeit von  $E_S = 10 \text{ MN/m}^2$  für die kompressible Schicht dargestellt.

Oberhalb der kritischen Höhe nach Gl. (4), hier  $H_{\text{krit}} \approx 1,3 \text{ m} \approx 1,6H_{\text{max}}$ , sind die Biegemomente in der Platte vernachlässigbar gering und betragen nahezu null. Bei  $H_{\text{krit}}$  sind Biegemomente von einem geringen Maß  $M_{\text{max}} < 5 \text{ kNm/m}$  vorhanden. Eine Halbierung der LVS-Mächtigkeit auf  $0,5H_{\text{max}}$  führt zu einer Verdopplung des maximalen Biegemoments in der Platte. Das maximale Biegemoment tritt erwartungsgemäß über dem Säulenkopf auf. Die für die Bodenplattenbemessung zu berücksichtigenden Zugspannungen in der Bodenplatte sind in Abhängigkeit der Lastanordnung mit der Additional Bending-Moment-Methode nach [3] zu ermitteln.

#### 4 Zusammenfassung und Ausblick

Die FE-Analyse am rotationssymmetrischen Modell und die dabei angewendete Methodik einer Steifigkeitsreduktion des kompressiblen Bodens zwischen den Säulen zur Bestimmung der Grenzspannung am Säulenkopf zeigt folgende Ergebnisse in Übereinstimmung mit den Berechnungsmethoden nach [3]:

- Die Grenzspannung am Säulenkopf q<sub>p,d</sub><sup>+</sup> hängt von den Scherparametern der LVS (Kohäsion und Reibungswinkel), der Systemgeometrie (Durchmesser der Säule und Achsabstand) sowie von der aufgebrachten Flächenlast ab.
- Die Grenzspannung am Säulenkopf q<sub>p,d</sub><sup>+</sup> hängt nicht von den Eigenschaften des Bodens zwischen den Säulen ab. Hingegen nimmt die mobilisierte Spannung am Säulenkopf bei starrer Lasteinleitung mit der Kompressibilität des Bodens zu.

Ist die Mächtigkeit der LVS geringer als die Höhe der potenziellen Bruchfigur im Grenzzustand, sodass  $H_{\text{LVS}} < H_{\text{max}}$  gilt, existieren derzeit keine analytischen Ansätze in [3] zur Berechnung von  $q_{\text{p,d}}^+$ . Die FE-Berechnungen zeigen, dass sich die Grenzspannung am Säulenkopf linear

#### Literatur

- [1] Neidhart, T. (2016) *Stabilisierungssäulen Abgrenzung, Wirkungsweise und Bemessung* in: Vorträge zur 34. Baugrundtagung in Bielefeld, S. 127–134.
- [2] Pandrea, P.; Bohn, C. (2020) Systematik der Baugrundverbesserung in der zukünftigen EN 1997-3. Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Technische Universität, H. 110, S. 79–91.
- [3] Irex (2012) *Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvements.* ASIRI National Project.
- [4] Bohn C.; Vogt N. (2018) Lasttransfermethode zur Berechnung von Gründungen und Baugrundverbesserung mit starren Säulen in: Bautechnik, H. 9, S. 597–606.
- [5] Frank, R.; Zhao, S.-R. (1982) Estimation par les paramètres pressiometriques de l'enforcement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins in: Bulletin de liaison des LPC, Nr. 119, S. 17–24.
- [6] Tinat, C.; Knoche, S.; Chaumeny, J.-L. (2019) Die Ménard-Pressiometrie zur Ermittlung von Tragfähigkeit und Setzungsverhalten axial belasteter Tragelemente validiert an Probebelastungen in: Tagungsbeiträge zum Pfahl-Symposium 2019, Braunschweig, S. 569–595.
- [7] Glandy, M.; Frossard, A. (2002) Justification d'une fondation superficielle sur un sol renforcé in: Annales des l'IBTP, Nr. 1, S. 45–53.
- [8] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. DGGT [Hrsg.]
   (2012) Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" EA-Pfähle. Berlin: Ernst & Sohn, 2. Aufl., S. 114–117.
- [9] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. DGGT [Hrsg.] (2010) Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunsstoffen – EBGEO. Berlin: Ernst & Sohn, 2., vollst. überarb. u. erw. Aufl.

erhöht. Es treten jedoch auch größere Biegemomente in der darüber liegenden Bodenplatte auf, die bei der Bemessung zu berücksichtigen sind. In der Baupraxis werden häufig LVS ausgeführt, die gering mächtiger sind als die kritische Höhe. Bei starrer Lasteinleitung sind dann aufzunehmende Biegemomente in der Konstruktion und bei schlaffer Lasteinleitung Differenzsetzungen an der Oberfläche der LVS zu beachten.

Die LVS über STS ist ein essenzielles Element des kombinierten Säulensystems. Der Einbau eines qualitätsgesicherten Materials unter Kenntnis der Scherparameter ist die Voraussetzung dafür, die Interaktion von den Säulen, Boden zwischen den Säulen und Bodenplatte bei der Bemessung bewerten zu können.

In der Baupraxis entscheiden häufig wirtschaftliche Aspekte über das Raster und den Durchmesser der Säulen sowie die Qualität und Einbaustärke der LVS. Hierbei sind jedoch die aus den Interaktionsmechanismen entstehende Mehrkosten für die Bewehrung der Bodenplatte gegenüber den erhofften Einsparungen abzuwägen.

- [10] Zaeske, D. (2001) Zur Wirkungsweise von unbewehrten und mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, H. 10.
- [11] Racinais, J. et al. (2017) Beneficial Use of Pressuremeter Tests for Accurate Modelling by Finite Elements of a Rigid Inclusion Ground Improvement Solution. Proceedings of ICSMGE, Seoul, pp. 2635–2638.
- [12] Tinat, C.; Diedenhoven, L.; Chaumeny J.-L. (2019) Anwendung einer Lasttransfermethode auf Basis der Ménard-Pressiometrie zur Bemessung von Vollverdrängungssäulen System CMC validiert an Probebelastungen. Mitteilungen des Instituts und Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, H. 105, S. 4–17.
- [13] Prandtl, L. (1920) Über die Härte plastischer Körper Nachrichten der Gesellschaft der Wissenschaften. Berichte der mathem.-physikal. Klasse, Berlin, S. 74–85.
- [14] DIN 4017:2006-03 (2006) Baugrund Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen. Berlin: Beuth Verlag.
- [15] BS 8006-1:2010 (2010) Code of practice for strengthened/ reinforced soils and other fills. London: BSI Standard Publication.
- [16] Filz, G.; Sloan, J. (2013) Load distribution on geosynthetic reinforcement in column-supported embankments in: Geo-Congress 2013: Stability and Performance of Slopes and Embankments III, pp. 1822–1830.
- [17] Jedele, L. P.; Buschmeier, B. (2013) Ground Improvement for Redevelopment of Former Landfill in: International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. Chicago.

#### Autoren

Christopher Tinat, M. Sc. (Korrespondenzautor) christopher.tinat@tuhh.de Technische Universität Hamburg Institut für Geotechnik und Baubetrieb Harburger Schlossstraße 20 21079 Hamburg

Dipl.-Ing. Johannes Kirstein jkirstein@menard.gmbh Mitglied Arbeitskreis 2.8 Stabilisierungssäulen der DGGT MENARD GmbH Hittfelder Kirchweg 2 21220 Seevetal

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe grabe@tuhh.de Technische Universität Hamburg Institut für Geotechnik und Baubetrieb Harburger Schlossstraße 20 21079 Hamburg

#### Zitieren Sie diesen Beitrag

Tinat, C.; Kirstein, J.; Grabe, J. (2021) Zur Tragfähigkeit von granularen Lastverteilungsschichten über Stabilisierungssäulen. geotechnik 44, H. 2, S. 92–101. https://doi.org/10.1002/gete.202000025

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet. Eingereicht: 10. August 2020; akzeptiert: 28. Oktober 2020.