

See discussions, stats, and author profiles for this publication at: <https://www.researchgate.net/publication/328516966>

# Nachweis zum Biegeknickwiderstand im drainierten und undrainierten Fall sowie im Fall Seitendruck

Article · January 2013

CITATION

1

READS

330

2 authors, including:



[Stefan Vogt](#)

Technische Universität München

21 PUBLICATIONS 66 CITATIONS

[SEE PROFILE](#)

Some of the authors of this publication are also working on these related projects:



TUNLIQ! Soil-structure interaction of shallow tunnels in liquefiable soils during strong earthquakes [View project](#)

Stefan Vogt  
Norbert Vogt

## **Nachweis zum Biegeknickwiderstand im drainierten und undrainierten Fall sowie im Fall Seitendruck**

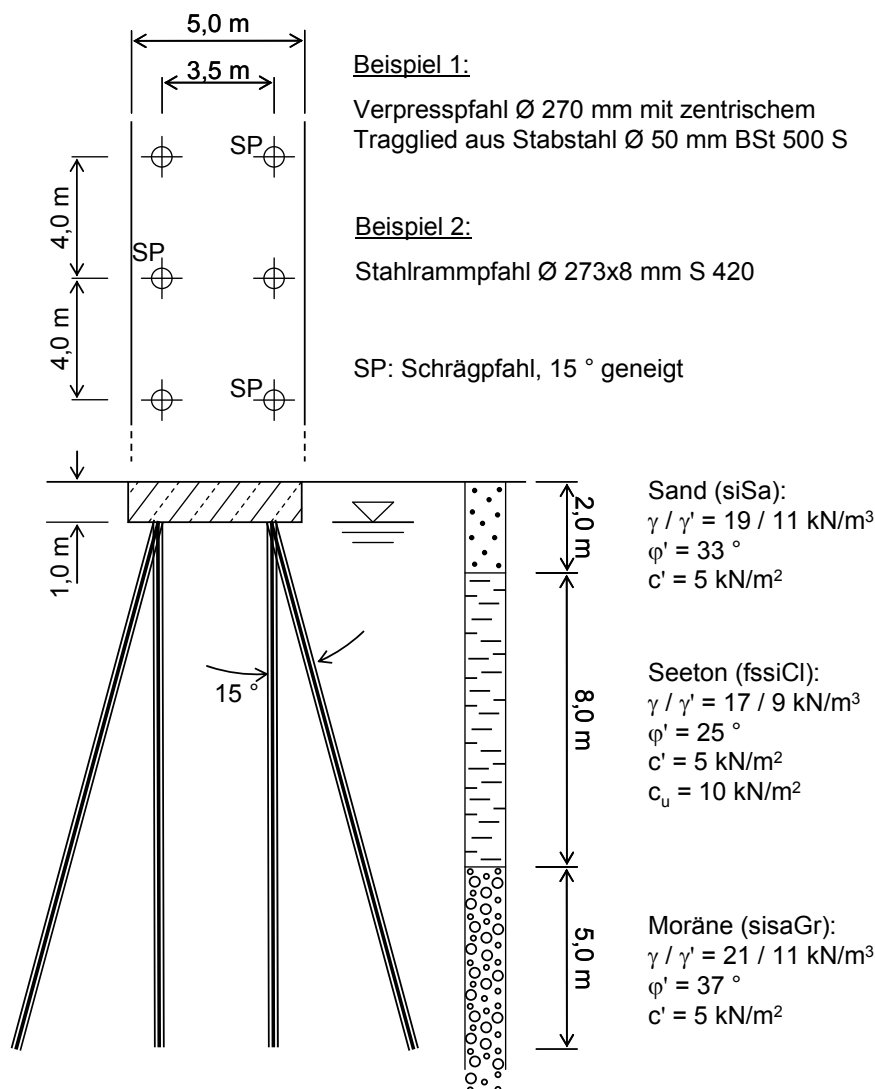
### **1 Allgemeines**

Die Anwendung des in [1] gezeigten Nachweisformates soll anhand von 2 Beispielen konkretisiert werden. Dazu wird im Abschnitt 3 der Biegeknickwiderstand eines Mikropfahles mit zentrischem Tragglied aus Stabstahl  $\varnothing 50$  mm für den undrainierten und drainierten Fall berechnet. Im 2. Beispiel zeigt der Abschnitt 4 die Ermittlung des Biegeknickwiderstandes für einen Stahlrampfpahl  $\varnothing 273 \times 8$  mm unter Seitendruck. Beide Beispiele beziehen sich auf Ausführungen des Gründungsbau- teils als Mikropfahl gemäß DIN EN 14199 und auf die allgemeinen Angaben in Abschnitt 2.

Auf den Beispielen aufbauend werden in Vergleichsrechnungen, die in Abschnitt 5 dargestellt sind, die Einflüsse der Imperfektion und des Bodenwiderstandes (drainierter und undrainierter Fall) erläutert. Dazu ergänzend werden in [2] Biegeknickwiderstände gezeigt, die nach einer schwedischen Anwendungsempfehlung berechnet wurden.

### **2 Allgemeine Angaben**

Die Gründungssituation für beide Beispiele ist in Bild 1 dargestellt. Abwechselnd sollen die Pfähle in einem Winkel von  $15^\circ$  gegenüber der Vertikalen geneigt hergestellt werden, um die kinematische Unverschieblichkeit der Gründung sicher zu stellen. Die Neigung der Mikropfähle hat dabei prinzipiell keinen Einfluss auf den Widerstand gegen Biegeknicken. Gegebenenfalls sind jedoch größere Imperfektionen  $e_0$  aufgrund der schwierigeren Herstellung im Nachweis zu berücksichtigen (vgl. [1]).



**Bild 1** Gründung eines Streifenfundamentes mit Mikropfählen  
**Figure 1** Strip foundation on micropiles

Die vertikalen Einwirkungen aus dem Fundament werden durch die Tragglieder aus Stabstahl, die zentrisch in den Mikropfählen angeordnet sind, als planmäßig zentrische Lasten aufgenommen. Da die geringe Scherfestigkeit der Seetonschicht in dieser eine Lastabtragung über Mantelreibung weitgehend verhindert, wird angenommen, dass die zum Nachweis der äußeren Pfahltragfähigkeit notwendigen Widerstände ausschließlich im Bereich der tief liegenden tragfähigen Bodenschicht (Moräne) geweckt werden können. Effekte aus einer möglichen negativen Mantelreibung infolge einer Kompression der Weichschicht (Seeton) und auch eine sich daraus ergebende Biegung der Schrägpfähle werden in diesem Beispiel nicht weiter betrachtet, sind jedoch im Allgemeinen mit zu berücksichtigen. Im Bereich der weichen Seetonschicht kann unter den genannten Annahmen und Vereinfachungen somit ein konstanter Verlauf der Pfahldruckkraft angesetzt werden.

Zur Berechnung des Widerstandes gegen Biegeknickbeanspruchung ist die Festlegung von Querschnittsgrößen der Einzelpfähle notwendig. Eine ungünstige Beeinflussung durch eine mögliche Korrosion des Stahlquerschnittes wird hier nicht betrachtet, muss jedoch ggf. berücksichtigt werden. Dabei ist anzumerken, dass für marktübliche Systeme von Verpresspfählen mit Tragglied aus

Stabstahl Kunststoffrohre zum doppelten Korrosionsschutz verfügbar sind. Ferner kann bei geschlossen mit Zementstein ummantelten Stahlprofilen mit einer gegenüber den Angaben der DIN EN 1993-5 Abschnitt 4.4 stark reduzierten Korrosionsrate gerechnet werden.

Für das Nachweisverfahren gemäß Abschnitt 2 ist die Biegesteifigkeit  $EI$  des Einzelpfahles von zentraler Bedeutung. Bei Verpresspfählen mit zentrischem Tragglied aus Stabstahl, welche nicht weiter z.B. durch Stahlrohrprofile verstärkt sind, ist aufgrund der nicht nachweisbaren Verbundtragwirkung und des bei Biegung zu erwartenden Aufreißens des umgebenden Zementsteines  $EI$  allein aus dem Querschnitt des Stabstahles zu berechnen. Diese Annahme entspricht den Vorgaben aus den aktuellen bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt für Mikropfähle als Stabverpresspfahl mit Tragglied aus Stabstahl und unterstreicht die Anwendung der DIN EN 1993 zum Nachweis des Biegeknickens. Tatsächlich bietet der Zementstein eine Erhöhung der Steifigkeit und des Knickwiderstandes, die aber rechnerisch nicht genutzt wird. Der Zementstein erhöht jedoch den Durchmesser und damit die Breite des Bodenbereiches, der den Pfahl stützen kann.

Angaben zu den Materialeigenschaften der in den Beispielen 1 und 2 betrachteten Pfähle, deren Querschnittswerte sowie der jeweilige charakteristische Widerstand der vollplastischen Normalkraft sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

**Tabelle 1 Materialeigenschaften, Querschnittswerte und vollplastische Normalkraft**

**Table 1 Material properties, cross sectional values and plastic normal force**

Parameter	Beispiel 1 Verpresspfahl mit Tragglied aus Stabstahl	Beispiel 2 Ramppfahl mit rohrförmigen Querschnitt
Abmessungen des Traggliedes	$d_a = 50 \text{ mm}$	$d_a = 273 \text{ mm } t = 8 \text{ mm}$
Nenn Durchmesser Pfahlschaft	$D = 270 \text{ mm}$	$D = 273 \text{ mm}$
Elastizitätsmodul	$E = 200\,000 \text{ N/mm}^2$	$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
Streckgrenze	$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$	$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$
Fläche des Stahlquerschnittes	$A = 1963 \text{ mm}^2$	$A = 6660 \text{ mm}^2$
Flächenträgheitsmoment	$I = 30,68 \text{ cm}^4$	$I = 5851,71 \text{ cm}^4$
Biegesteifigkeit	$EI = 61 \text{ kNm}^2$	$EI = 12288 \text{ kNm}^2$
charakteristischer Wert des Widerstands aus vollplastischer Normalkraft	$f_y \cdot A = 981 \text{ kN}$	$f_y \cdot A = 2797 \text{ kN}$

### 3 Beispiel 1: Widerstand gegenüber Stabilitätsversagen im drainierten und undrainierten Fall

Erfolgt die Beanspruchung der Einzelpfähle abrupt oder stoßartig, so kann die vergleichsweise gering durchlässige Seetonschicht nur ihren undrainierten Schwerwiderstand mobilisieren. Dieser wird als über die Tiefe konstant mit  $c_u = 10 \text{ kN/m}^2$  angenommen. Der Grenzwert der Bodenstützung  $p_f$ , die auf den Pfahlschaft mit dem Nenn Durchmesser  $D = 0,27 \text{ m}$  wirkt, kann unter der Annahme, dass die Einzelpfähle vollständig von Boden umschlossen sind und ein oberflächennahes Aufbrechen nicht eintritt, im undrainierten Zustand durch  $p_f = 10,5 \cdot c_u = 105 \text{ kN/m}^2$  abgeschätzt werden. Dabei wird auf eine mittlere Lösung entsprechend den Formeln (3) und (4) in [1] zurückgegriffen.

Entsprechend den aktuellen Zulassungen für Mikropfähle wäre – weiter auf der sicheren Seite liegend – anstelle des Faktors 10,5 der Faktor 6 zu verwenden.

Der kritische Mobilisierungsweg  $w_f$ , ab welchem der Boden um den Pfahl fließt und somit keine weitere Steigerung der Stützung  $p_f$  zulässt, kann gemäß [1] mit  $w_f = 0,2 \cdot D / c_u^{0,4} = 0,0215$  m abgeschätzt oder – wie später gezeigt wird, vorsichtiger – entsprechend den aktuellen Zulassungen für Mikropfähle mit  $w_f = 0,1 \cdot D$  angesetzt werden.

Der Ansatz einer gemäß den speziellen Randbedingungen infolge des Pfahlsystems und der Pfahlherstellung zusätzlichen Vorverformung  $e_0$  ist infolge von

- Baugrundeigenschaften mit Auswirkungen auf das Bohrloch,
  - der Systeme zur Lagesicherung des Stabstahles im Bohrloch oder
  - der Muffung der Einzelstäbe
- prinzipiell erforderlich.

Im Weiteren wird diesbezüglich eine Krümmung des Gesamtpfahles  $\kappa = 1/200$  m ergänzend zu den Abminderungen gemäß EN 1993-1-1 Abschnitt 5.3 und dem darin angegebenen Imperfektionsbeiwert  $\alpha$ , der im Wesentlichen Material- und Querschnittsimperfektionen sowie Eigenspannungen berücksichtigt, angesetzt.

Die ideale Verzweigungslast  $N_{cr}$  kann gemäß Gleichung (8) in [1] berechnet werden. Dabei ist  $L_{cr}$  z.B. numerisch zu variieren, um das maßgebende minimale  $N_{cr}$  zu ermitteln. Die initiale Verformung  $e_0$  ist entsprechend der so bestimmten Knicklänge  $L_{cr}$  derart anzupassen, dass eine Krümmung des unbelasteten Einzelpfahles von  $\kappa = 1/200$  m erreicht wird.

Im vorliegenden Beispiel wird  $N_{cr}$  für  $L_{cr} = 1,46$  m minimal. Entsprechend dieser Knicklänge ergibt sich eine rechnerische Vorverformung  $e_0$  nach Gleichung (9) in [1] zu 0,0013 m. Die ideale Verzweigungslast  $N_{cr}$  berechnet sich dann zu

$$N_{cr} = \frac{w_f \cdot EI \cdot \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 + p_f \cdot D \cdot \left(\frac{L_{cr}}{\pi}\right)^2}{w_f + e_0} = \frac{0,0215 \cdot 61 \cdot \left(\frac{\pi}{1,46}\right)^2 + 105 \cdot 0,27 \cdot \left(\frac{1,46}{\pi}\right)^2}{0,0215 + 0,0013} = 534 \text{ kN}$$

Ohne Biegung aus Theorie 2. Ordnung wird das Plastifizieren des Stabes bei einer Normalkraft von  $1963 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 = 981 \text{ kN}$  erreicht.

Zur Führung des Nachweises gemäß DIN EN 1993-1-1 ist die Berechnung des Abminderungsbeiwertes  $\chi$  entsprechend den europäischen Knickspannungslinien notwendig. Hierzu muss vorab der Imperfektionsbeiwert  $\alpha$  und der Schlankheitsgrad

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{981}{534}} = 1,355$$

ermittelt werden. Der Imperfektionsbeiwert  $\alpha = 0,49$  wird den Tabellen 6.1 und 6.2 der DIN EN 1993-1-1 in Abhängigkeit von der Fertigungsart und der Querschnittsform des Stahlpfahles entnommen. Damit kann der Abminderungsbeiwert  $\chi$  aus dem Hilfswert

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,49 \cdot (1,355 - 0,2) + 1,355^2) = 1,701$$

zu

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,701 + \sqrt{1,701^2 - 1,355^2}} = 0,366$$

berechnet werden.

Mit  $\chi = 0,366$  lässt sich der Bemessungswert des Widerstandes gegen Biegeknicken  $N_{b,Rd}$  im undrainierten Belastungsfall unter Verwendung des Teilsicherheitsbeiwertes  $\gamma_{M1} = 1,1$  nach DIN EN 1993-1-1 ermitteln:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,366 \cdot 981}{1,1} = 326 \text{ kN}$$

Dieser Wert ist deutlich geringer als  $N_{cr} = 534 \text{ kN}$ . Der aus den aktuellen bauaufsichtlichen Zulassungen folgende Bemessungswert der Normalkraft für als Druckpfähle ausgeführte Stabverpresspfähle liegt für Werte der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u \geq 30 \text{ kN/m}^2$  bei

$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot A}{1,15} = 853 \text{ kN}$$

Erfolgt die Beanspruchung der Einzelfähle langsam, so kann die Seetonschicht im Nahbereich des Pfahlschaftes unter der Spannung des sich ausbiegenden Pfahles konsolidieren. In diesem Fall kann der drainierte Bodenwiderstand als seitliche Stützung der Einzelfähle herangezogen werden. Vereinfacht kann gemäß [1] der maximale Bodenwiderstand zu

$$p_d = K_q \cdot \sigma'_z + K_c \cdot c' = 6,7 \cdot 30 + 27,2 \cdot 5 = 337 \text{ kN/m}^2$$

berechnet werden. Hierbei wird auf der sicheren Seite liegend die effektive Vertikalspannung  $\sigma'_z = 1 \cdot 19 + 1 \cdot 11 = 30 \text{ kN/m}^2$  für den obersten Horizont ( $z = 2 \text{ m}$ ) der Seetonschicht berechnet.  $K_q$  und  $K_c$  ermitteln sich unter Verwendung der Informationen des Bildes 3 in Abschnitt 2.2 des Aufsatzes [1] unter Berücksichtigung der bezogenen Tiefe  $z / D_s = 2 / 0,27 = 7,4$ . Der kritische Weg  $w_f$  wird näherungsweise entsprechend den Berechnungen für den undrainierten Belastungsfall mit  $w_f = 0,0215 \text{ m}$  angesetzt.

Ergänzend dazu sollte nach [3] und [4] das Knicken in der Sandschicht mit den angegebenen effektiven Scherparametern untersucht werden, wobei hier die Randbedingung einer Einspannung des Mikropfahles in das Einzelfundament mit berücksichtigt werden kann. Zur Festlegung der Knicklängen sind dann insbesondere die Vorgaben der DIN EN 1993-5 Abschnitt 5.3.3 zu beachten.

Die maßgebende ideale Verzweigungslast  $N_{cr}$  muss, wie bereits erläutert wurde, durch iterative Berechnung der Knicklänge  $L_{cr}$  und Anpassung der Vorverformung  $e_0$  entsprechend  $\kappa = 200 \text{ m}$  ermittelt werden. Im Falle des Beispiels ergibt sich bei der Knicklänge von  $L_{cr} = 1,09 \text{ m}$  eine Vorverformung von  $e_0 = 0,0007 \text{ m}$ . Damit berechnet sich  $N_{cr}$  zu:

$$N_{cr} = \frac{w_f \cdot EI \cdot \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 + p_f \cdot D \cdot \left(\frac{L_{cr}}{\pi}\right)^2}{w_f + e_0} = \frac{0,0215 \cdot 61 \cdot \left(\frac{\pi}{1,09}\right)^2 + 337 \cdot 0,27 \cdot \left(\frac{1,09}{\pi}\right)^2}{0,0215 + 0,0007} = 984 \text{ kN}$$

Der derart ermittelte Knickwiderstand ist geringfügig größer als die vollplastische Normalkraft. Der Schlankheitsgrad ergibt sich aus  $N_{cr}$  zu:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{y,k}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{981}{984}} = 0,998$$

Unter Berücksichtigung des Imperfektionsbeiwertes  $\alpha = 0,49$  ermittelt sich der Abminderungsbeiwert zu  $\chi = 0,541$ . Damit kann der Widerstand gegen Biegeknicken im drainierten Belastungsfall zu  $N_{b,Rd} = 482 \text{ kN}$  bestimmt werden. In diesem Beispiel erhöht sich der Widerstand gegen Biegeknicken im drainierten Fall gegenüber dem undrainierten Fall um etwa 48 %.

#### 4 Beispiel 2: Biegeknickwiderstand im Fall Seitendruck

Es wird die im Bild 1 dargestellte Gründung mit geramten Pfählen  $\varnothing 273 \times 8 \text{ mm}$  ausgeführt. Diese stehen im Gegensatz zum Beispiel 1 unter der Einwirkung von Seitendruck aus der weichen Bodenschicht. Somit können in diesem Beispiel keine stützenden Bodenspannungen am Pfahlschaft wirksam werden, die einer seitlichen Verformung infolge eines Stabilitätsversagens entgegenstehen würden. Weiter muss die Größe des Seitendruckes für die Nachweise der inneren und äußeren Standsicherheit im Allgemeinen als Einwirkung mit entsprechenden Bemessungswerten angesetzt werden.

Alle zur Bemessung notwendigen Materialeigenschaften und Querschnittswerte sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Dabei werden Abminderungen entsprechend der Oberflächenkorrosion des Stahlrohres, welche generell mit zu berücksichtigen sind, nicht angesetzt. Die charakteristische vollplastische Normalkraft des rohrförmigen Stahlprofils beträgt in diesem Fall  $f_y \cdot A = 2797 \text{ kN}$ .

Da keine stützenden Seitenspannungen angesetzt werden dürfen, muss hinsichtlich des Stabilitätsnachweises ein über die gesamte Mächtigkeit der weichen Bodenschicht frei knickfähiger Stab betrachtet werden. Für den Nachweis kann der Pfahl vereinfacht und auf der sicheren Seite liegend zwischen dem unteren Rand der Sandschicht und dem oberen Rand der tragfähigen Moräne als gelenkig gelagert angenommen werden (siehe auch Abschnitt 5.3.2 in DIN EN 1993-5), was die Knicklänge  $L_{cr} = 8 \text{ m}$  vorgibt.

Der Stabilitätsnachweis von Bauteilen, die auf Biegung und Druck beansprucht werden, erfolgt in der Regel nach den Angaben des Abschnittes 6.3.3 der DIN EN 1993-1. Dabei sind im Gegensatz zum Biegeknicknachweis im Abschnitt 6.3.1 der DIN EN 1993-1 eine Vielzahl an Rechengrößen zu ermitteln, was die Nachweisführung komplex macht. Die Bestimmungsgleichungen der aufnehmbaren Normalkraft (Bemessungswert) reduzieren sich jedoch auf den Nachweis gegen Biegeknicken, wenn der Widerstand des Pfahles gegen Biegedrillknicken als genügend groß angenommen wird. Diese Annahme ist im Allgemeinen im Hinblick auf die Unsicherheiten bei der Einwirkung infolge des Seitendruckes aus der weichen Bodenschicht für kreisrunde Stahlquerschnitte gerechtfertigt. Entsprechend der Länge des Ersatzsystems von  $L_{cr} = 8 \text{ m}$  ergibt sich somit die ideale Verzweigungslast  $N_{cr}$  in Abhängigkeit von der Biegesteifigkeit  $EI$  zu:

$$N_{cr} = EI \cdot \left( \frac{\pi}{L_{cr}} \right)^2 = 12288 \cdot \left( \frac{\pi}{8} \right)^2 = 1895 \text{ kN}$$

Es folgt die Berechnung des Schlankheitsgrades unter Verwendung der vollplastischen Normalkraft  $A \cdot f_y$ :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2797}{1895}} = 1,215$$

Für den warmgefertigten Stahlrammpfahl ist der Imperfektionsbeiwert entsprechend den Tabellen 6.1 und 6.2 der DIN EN 1993-1-1 mit  $\alpha = 0,21$  zu wählen. Damit kann der Abminderungsbeiwert mit  $\phi = 1,345$  zu

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,345 + \sqrt{1,345^2 - 1,215^2}} = 0,520$$

berechnet werden.

Somit ergibt sich der Bemessungswert des Widerstandes gegen Biegeknicken  $N_{b,Rd}$  mit  $\gamma_{M1} = 1,1$  nach DIN EN 1993-1-1 zu:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,520 \cdot 2797}{1,1} = 1322 \text{ kN}$$

Weiter ist der Nachweis der Beanspruchbarkeit des Querschnitts auf Normalkraft, Querkraft und Biegung gemäß den Angaben des Abschnitts 6.2.9 sowie 6.2.10 der DIN EN 1993-1 zu führen, der hier nicht dargestellt wird.

## 5 Vergleichsrechnungen und Diskussion

Auf Grundlage der in den beiden Beispielen angegebenen Querschnittsdaten der Pfähle werden im Folgenden Ergebnisse von Rechnungen gezeigt, in denen die Parameter der Imperfektion (Parameter  $1/\kappa$  und  $\alpha$ ) und der Bodenstützung (Parameter  $w_f$  und  $p_f$ ) variiert wurden. Dargestellt werden jeweils Diagramme, in denen der Anstieg des Bemessungswertes des Biegeknickwiderstandes  $N_{b,Rd}$  in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  des Bodens gezeigt wird.

Außerdem werden bei den Variationsrechnungen am System Verpresspfahl mit Tragglied aus Stabstahl (Beispiel 1) die aus den aktuellen (Jahr 2012) allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen des Deutschen Institutes für Bautechnik (DIBt) folgenden inneren Tragwiderstände in den Diagrammen gezeigt (Zulassungen für Verbundpfähle mit Traggliedern aus Betonstahl mit gerippter Oberfläche). Diese Tragwiderstände berechnen sich je nach Bodenfestigkeit aus der vollplastischen Normalkraft unter Ansatz rein zentrischer Beanspruchung oder aus dem Biegeknickwiderstand.

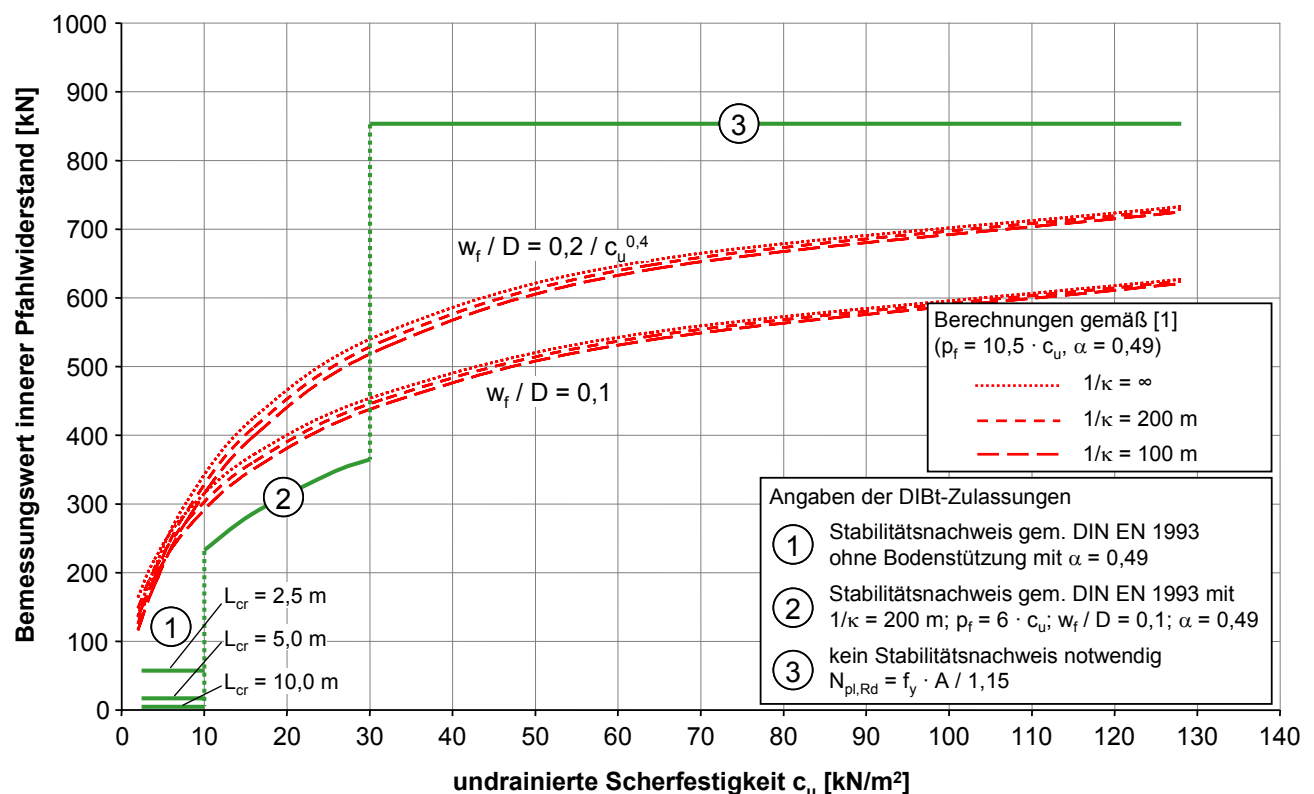
- Für einen Bereich der Bodenfestigkeit  $c_u \geq 30 \text{ kN/m}^2$  bestimmt der Bemessungswiderstand der vollplastischen Normalkraft  $N_{pl,Rd} = f_y \cdot A / \gamma_R$  die innere Tragfähigkeit. Dabei ist für die Lastfälle LF 1 bis 3 ein Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_R = 1,15$  zu verwenden. Für den Pfahl im Beispiel 1 mit  $d_a = 50 \text{ mm}$  ergibt sich damit der Bemessungswert des Widerstands aus vollplastischer Normalkraft zu  $N_{pl,Rd} = 853 \text{ kN}$ .
- Für Werte  $c_u < 30 \text{ kN/m}^2$  fordern die Zulassungstexte einen Biegeknicknachweis (Bereiche „1“ und „2“ in nachfolgenden Abbildungen). Im Bereich „2“ von  $10 \leq c_u < 30 \text{ kN/m}^2$  darf der weiche Boden unter Ansatz einer bilinearen Funktion der Bodenstützung (vgl. Bild 1 in [1]) stützend in Rechnung gestellt werden. Dabei soll angenommen werden, dass der Boden bei



einer Verformung  $w_f / D = 0,1$  den Fließzustand erreicht. Die plastische Grenzstützung des Bodens ist mit  $p_f = 6 \cdot c_u$  und die Imperfektion des Stahltraggliebes mit  $1 / \kappa = 200 \text{ m}$  anzusetzen.

- Im Bereich „1“ mit einer Bodenfestigkeit  $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$  darf gemäß der Zulassungstexte keine Bodenstützung angesetzt werden. Dort ergibt sich der innere Pfahlwiderstand allein aus der Querschnittsgeometrie, der Materialsteifigkeit sowie der Dicke der weichen Bodenschicht, die dann die Knicklänge des Pfahls vorgibt. Für die dargestellten Berechnungsergebnisse wurde die Mächtigkeit der weichen Bodenschicht mit 2,5 m, 5 m und 10 m variiert. Die hier ermittelten inneren Tragwiderstände sind sehr klein und machen das System des Verpresspfahles für derartige Fälle sehr unwirtschaftlich.

Die Regelungen in den Zulassungen führen zu vergleichsweise großen und unbegründet erscheinenden Sprüngen der ansetzbaren Pfahltragfähigkeit bei  $c_u = 10$  und  $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$ , siehe Bild 2.



**Bild 2** Innere Pfahltragfähigkeit nach aktuellen DIBt-Zulassungen und gemäß Abgaben in [1] mit Einfluss des Mobilisierungsweges  $w_f$  auf den Bemessungswert des Biegeknickwiderstandes  $N_{b,Rd}$  (Verpresspfahl mit Tragglied  $d_a = 50 \text{ mm}$ , Tabelle 1, nach Beispiel 1, undrainierter Fall)

**Figure 2** Internal pile bearing resistance from current accreditations given by the DIBt and values of  $N_{b,Rd}$  according to [1] showing the influence of the critical deflection  $w_f$  (pile  $d_a = 50 \text{ mm}$  according to table 1, example 1, undrained case)

Die Darstellung in Bild 2 zeigt auch den Einfluss des Mobilisierungsweges – ob er konstant mit  $w_f / D = 0,1$  angesetzt oder in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  entsprechend Formel (2) in [1] verwendet wird. Es wird deutlich, dass bei Ansatz des Mobilisierungsweges für den Fließzustand des Bodens um den Pfahl herum für Werte der undrainierten Scherfestigkeit

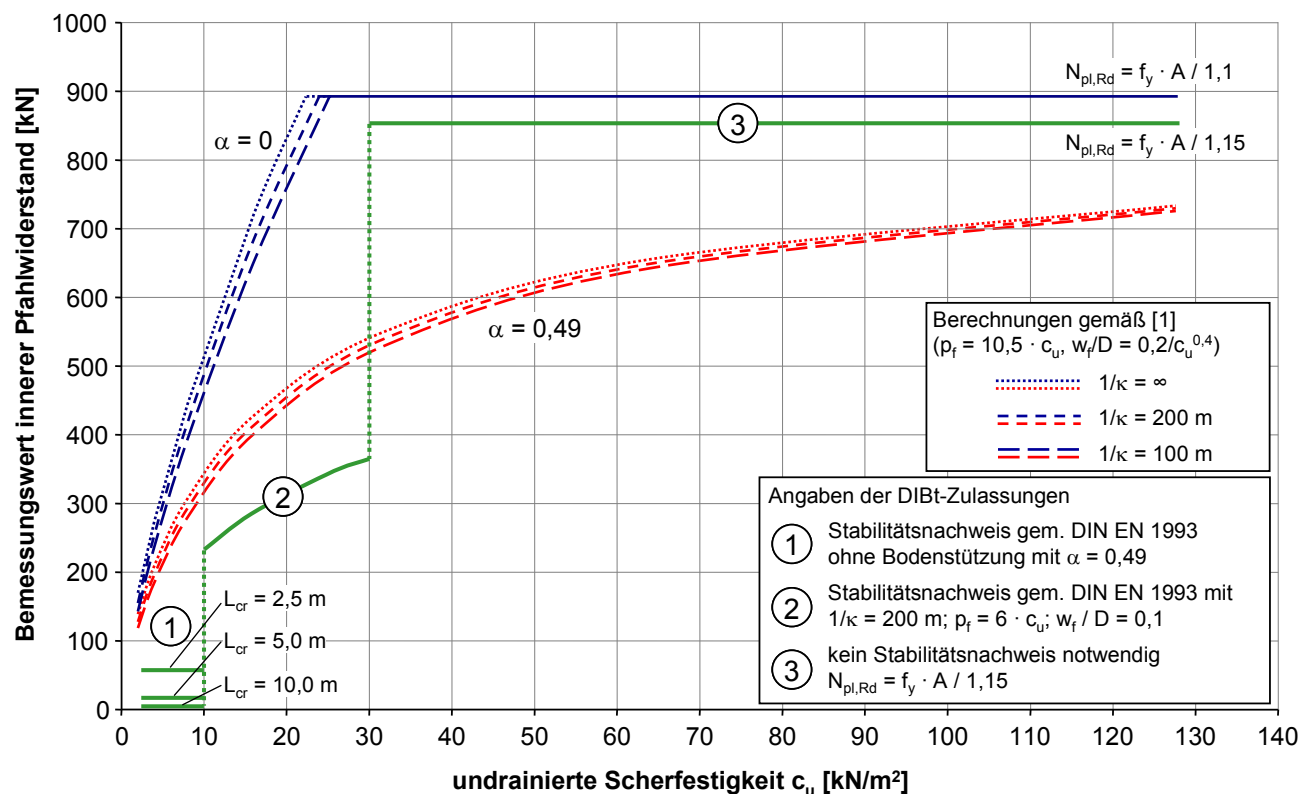
$c_u > 6 \text{ kN/m}^2$  größere Widerstände  $N_{b,Rd}$  ermittelt werden. Der Unterschied der Widerstände für Werte  $c_u < 6 \text{ kN/m}^2$  ist marginal.

Es zeigt sich ferner, dass auch für höhere Scherfestigkeiten im Bereich  $c_u > 30 \text{ kN/m}^2$  Werte  $N_{b,Rd}$  berechnet werden, die deutlich kleiner sind als Bemessungswerte, die aus der vollplastischen Normalkraft abgeleitet werden, etwa nach Formel (10) mit  $N_{Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 981 \text{ kN}$  (hier  $\gamma_{M0} = 1,0$  im Falle eines reinen Querschnittsnachweises) oder entsprechend Zulassung für  $\gamma_R = 1,15$  mit  $853 \text{ kN}$ . Neben dem für Stabilitätsnachweise anzuwendenden Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{M1} = 1,1$  wird diese Reduzierung primär durch den Imperfektionsbeiwert  $\alpha = 0,49$  entsprechend dem Material und der Querschnittsform bedingt, was in Bild 3 vertiefend dargestellt wird. Der Wert  $1 / \kappa$ , der pfahlspezifische Imperfektionen abdecken soll, wurde in den Beispielrechnungen zwischen „unendlich“ und  $100 \text{ m}$  variiert.  $1 / \kappa$  beeinflusst zwar die ideale Verzweigungslast  $N_{cr}$ , wirkt sich in diesem Beispiel jedoch auf die Berechnung des Biegeknickwiderstandes kaum aus.

Um die Auswirkungen des Ansatzes des Imperfektionsbeiwertes  $\alpha = 0,49$  für den Verpresspfahl mit Tragglied aus Stabstahl zu verdeutlichen, wurden Vergleichsrechnungen, die keine Abminderung infolge Imperfektion entsprechend DIN EN 1993 vorsehen ( $\alpha = 0$ ), durchgeführt. Die Ergebnisse für den Biegeknickwiderstand  $N_{b,Rd}$  gemäß dem in Abschnitt 2 dargestellten Nachweisformat sind in Abhängigkeit von  $1 / \kappa$  und der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  für  $\alpha = 0$  und  $\alpha = 0,49$  in Bild 3 dargestellt.

Die hier eingetragenen Kurven zeigen den großen Einfluss des Imperfektionsbeiwertes  $\alpha$  auf den Bemessungswert des Biegeknickwiderstandes  $N_{b,Rd}$ . Für  $\alpha = 0$  steigt  $N_{b,Rd}$  für Werte geringer Scherfestigkeit  $c_u$  deutlich steiler an als die Ergebnisse der Referenzrechnungen mit  $\alpha = 0,49$ . Der Anstieg des Widerstandes  $N_{b,Rd}$  wird durch den Bemessungswert der vollplastischen Normalkraft  $N_{pl,Rd}$  begrenzt. Dieser Wert wird für das gewählte Beispiel in einem Bereich zwischen  $c_u = 22 \text{ kN/m}^2$  und  $25 \text{ kN/m}^2$  erreicht. Auch für die Berechnungen mit  $\alpha = 0$  hat der Imperfektionsparameter  $1 / \kappa$  nur einen untergeordneten Einfluss auf den Biegeknickwiderstand.

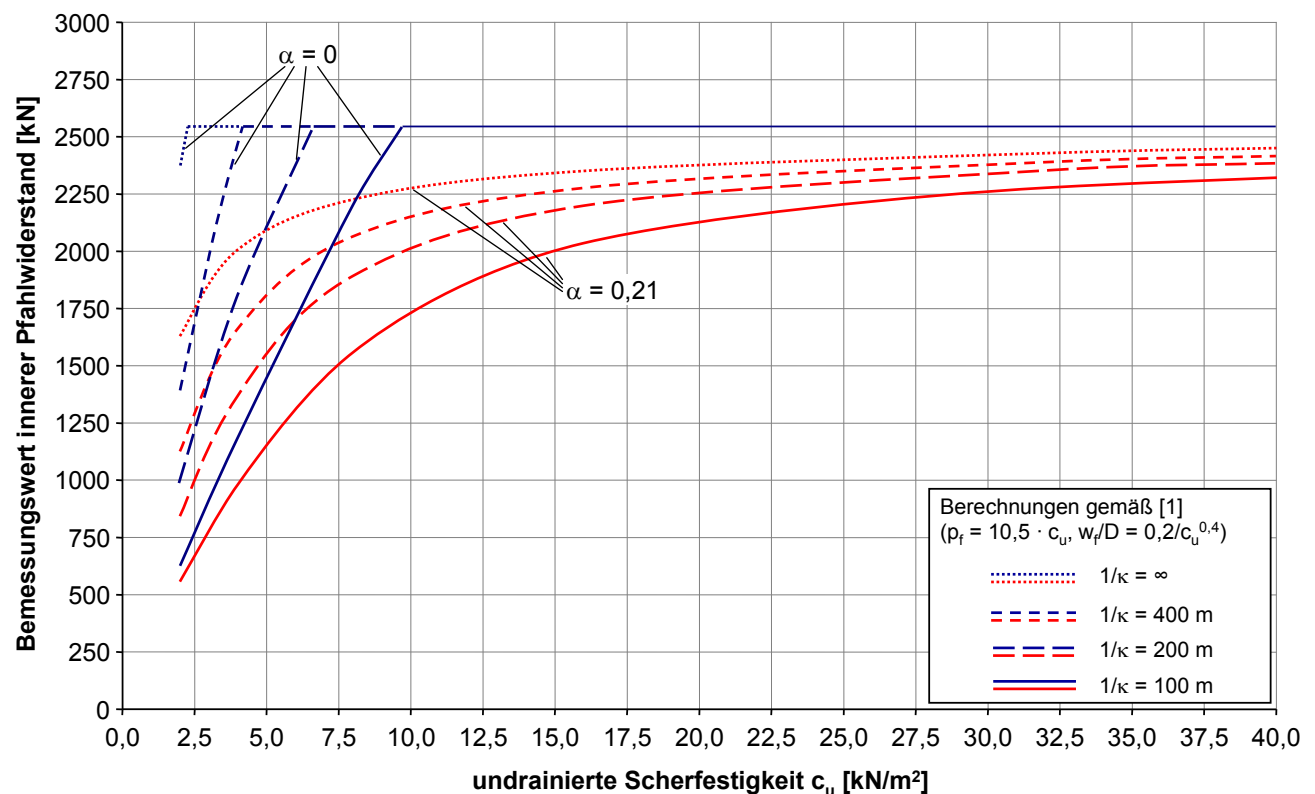
Für Werte der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u \geq 30 \text{ kN/m}^2$  wird gemäß den aktuellen Zulassungstexten des DIBt die vollplastische Normalkraft dividiert durch einen Sicherheitsbeiwert von  $\gamma_R = 1,15$  zum Bemessungswert des inneren Pfahlwiderstandes. Damit liegt dieser Wert etwas unter dem Bemessungswiderstand, der nach den Vorgaben der DIN EN 1993, die nur eine Abminderung mit  $\gamma_{M1} = 1,1$  vorsieht, berechnet wird.



**Bild 3** Einfluss des Imperfektionsbeiwertes  $\alpha$  auf den Bemessungswert des Biegeknickwiderstandes  $N_{b,Rd}$  (Verpresspfahl mit Tragglied  $d_a = 50$  mm, Tabelle 1, nach Beispiel 1, undrainierter Fall)

**Figure 3** Influence of the imperfection factor  $\alpha$  on the design value of the flexural buckling resistance  $N_{b,Rd}$  (pile  $d_a = 50$  mm according to table 1, example 1, undrained case)

Dass jedoch im Allgemeinen die Größe  $1/\kappa$  bei der Bemessung nicht vernachlässigt werden darf, zeigen die Ergebnisse von Vergleichsrechnungen auf der Basis der Pfahlparameter aus dem Beispiel 2 (Stahlrammpfahl  $\varnothing 273 \times 8$  mm). Hier hat sowohl der Imperfektionsbeiwert, der gemäß Tabelle 6.2 in DIN EN 1993-1-1 mit  $\alpha = 0,21$  zu wählen ist, als auch der Parameter  $1/\kappa$  einen großen Einfluss auf  $N_{b,Rd}$ . Die größten Werte  $N_{b,Rd}$  werden für  $1/\kappa = \infty$  und  $\alpha = 0$  ermittelt. Deutlich geringer werden sie für  $1/\kappa = 100$  m und  $\alpha = 0,21$  berechnet. Die Kurven mit  $\alpha = 0$  erreichen bereits für kleine Werte der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  die horizontale Gerade der vollplastischen Normalkraft  $A \cdot f_y / 1,1 = 2542$  kN, zu denen auch die Kurven für  $\alpha = 0,21$  konvergieren.



**Bild 4 Einfluss des Imperfektionsbeiwertes  $\alpha$  auf den Bemessungswert des Biegeknickwiderstandes  $N_{b,Rd}$  (Pfahl nach Beispiel 2, undrainierter Fall)**

**Figure 4 Influence of the imperfection factor  $\alpha$  on the design value of the flexural buckling resistance  $N_{b,Rd}$  (pile according to example 2, undrained case)**

Im Vergleich zu den Widerständen des Verpresspfahls mit zentrischem Tragglied aus Stabstahl zeigt der Beispieldpfahl, bestehend aus einem rohrförmigen Querschnitt, einen wesentlich stärkeren Anstieg des Bemessungswertes des Biegeknickwiderstandes  $N_{b,Rd}$  im Bereich geringer undrainierter Scherfestigkeit. Bereits bei  $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$  sind etwa 88 % der plastischen Normalkraft erreicht. Verglichen dazu liegt  $N_{b,Rd}$  für den Verpresspfahl bei  $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$  bei nur 60 % der plastischen Normalkraft. Dies liegt insbesondere an der höheren Biegesteifigkeit und Momententragfähigkeit des Rohrprofils. Ferner kann zur Bemessung die Knickspannungslinie a herangezogen werden ( $\alpha = 0,21$ ), was im Vergleich zum Pfahl aus dem Beispiel 1 (Knickspannungslinie c:  $\alpha = 0,49$ ) eine geringere Verformung infolge Imperfektion und daher eine kleinere Momentenbeanspruchung bedeutet.

Im Weiteren wurde untersucht, welchen Einfluss der Ansatz einer Bodenstützung im drainierten Fall auf den Biegeknickwiderstand hat. Bild 5 zeigt hierzu Ergebnisse, die den Querschnitt des Pfahles im Beispiel 1 (Einstabverpresspfahl  $\varnothing 270 \text{ mm}$ , Stabstahl  $\varnothing 50 \text{ mm}$ ) als Berechnungsgrundlage haben. Dargestellt sind neben dem undrainierten Fall Rechnungen, in denen für die weiche Bodenschicht effektive Reibungswinkel von  $\varphi' = 20^\circ$ ,  $25^\circ$  bzw.  $30^\circ$  angenommen wurden. Um die Rechenergebnisse mit denen des undrainierten Falls vergleichen zu können, wurde der Widerstand  $p_f$  im drainierten Fall aus der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  berechnet. Dazu wird zunächst die effektive Vertikalspannung  $\sigma'_v$  in Abhängigkeit von der undrainierten Scherfestigkeit zu  $\sigma'_v = c_u / \lambda_{cu}$  ermittelt.  $\lambda_{cu}$  ist hier ein dimensionsloser Beiwert, welcher für normalkonsolidierte strukturelle Böden in der Regel zwischen 0,2 und 0,4 liegt (vgl. [5] und [6]). Um in [1] Formel (7) mit Bild

Die Ergebnisse aus Bild 5 zeigen, dass verglichen zum undrainierten Fall der Widerstand gegen Biegeknicken im drainierten Fall höher liegt. Jedoch erreicht der Widerstand  $N_{b,Rd}$  auch für sehr tief liegende Schichten ( $c_u = 100 \text{ kN/m}^2$  entspricht gemäß Annahmen  $z \approx 28,5 \text{ m}$ ) nicht den Bemessungswert der vollplastischen Normalkraft, was im Ansatz des Imperfektionsbeiwertes  $\alpha = 0,49$  begründet liegt.

## Literatur

- [1] Vogt, N.; Vogt, S.: Biegeknickwiderstand von Mikropfählen gemäß den Eurocodes. Bautechnik, Jahrgang 90 (2013), Heft 9
- [2] Vogt, S.; Vogt, N.: Schwedischer Nachweis zum Biegeknickwiderstand von Pfählen. [www.gb.bv.tum.de](http://www.gb.bv.tum.de), Veröffentlichungen 2013
- [3] Meek, J., W.: Das Knicken von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser in weichem, bindigem Boden. Bautechnik, Jahrgang 73 (1996), Heft 3, Seite 162 – 168
- [4] Meek, J., W.: Sind Kleinverpresspfähle knickgefährdet? Pfahl-Symposium 1999, TU Braunschweig, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Tagungsband Seite 221 – 234
- [5] Wood, D., M.: Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics. Cambridge University Press 1991
- [6] Mitchell, J., K.; Soga, K.: Fundamentals of Soil Behaviour. Wiley, New York 2005

## Autoren

Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt und Dipl.-Ing. Stefan Vogt  
Zentrum Geotechnik der TU München  
Baumbachstraße 7  
81245 München