

Knicken von schlanken Pfählen in weichen Böden

Das Ausknicken von Pfählen wird durch die stützende Wirkung des seitlich anstehenden Bodens behindert. In Böden mit ausreichender Steifigkeit und Festigkeit besteht daher bei üblichen Pfahlausbildungen keine Knickgefahr. Die nationale bzw. europäische Normung fordert Knicknachweise für schlanke Pfähle, die in Böden mit einer undrained Scherfestigkeit von $c_u < 15 \text{ kN/m}^2$ bzw. $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$ hergestellt werden. Diese Forderung wird in der Praxis häufig so interpretiert, daß bei größerer Scherfestigkeit ein Knickversagen ausgeschlossen ist. Mit einfachen Rechenverfahren wurde in der Vergangenheit jedoch bereits gezeigt, daß diese Annahme bei Pfählen kleiner Durchmesser in sehr weichen bindigen Böden falsch ist. Am Zentrum Geotechnik der Technischen Universität München wurden daher Knickversuche an bis zu 4 m langen Pfählen mit Bodenstützung durchgeführt. Darauf aufbauend wurde ein Nachweiskonzept abgeleitet, in welchem alle wesentlichen Effekte abgedeckt sind, die in den Versuchen auftraten. Die stofflichen wie geometrischen Nichtlinearitäten können näherungsweise und konsistent erfaßt werden.

Buckling of slender piles in soft soils. *Buckling of piles is resisted by the surrounding soil. Therefore, in sufficiently stiff soils there is no risk of buckling of piles with conventional geometry (L/D ratio). National and international design codes require checks of the safety against buckling for slender piles in soils with an undrained shear strength of $c_u < 15 \text{ kPa}$ or $c_u < 10 \text{ kPa}$, respectively. In practice, the codes are taken to imply that buckling failure does not occur at higher undrained shear strengths. However, using simple calculations this assumption has been proven to be invalid for slender piles in very soft soils. Therefore, buckling tests on piles up to 4 m long were carried out at the Zentrum Geotechnik of the Technical University of Munich. Based on these results a concept for calculating buckling loads was derived, which covers all essential aspects observed in the tests. The proposed model accounts for material non-linearity as well as second order effects.*

1 Einführung

Ein Pfahl ist in der Regel ein Gründungselement, welches Lasten über Druckkräfte in tiefere tragfähige Bodenschichten führt. Folgende Versagensarten können gegebenenfalls auftreten:

- Versagen des Baugrunds durch Überschreitung der maximal mobilisierbaren Mantelreibung und des maximalen Spitzendrucks
- Plastifizieren des Pfahlquerschnitts aufgrund hoher Normalkräfte und/oder Biegemomente
- Stabilitätsversagen bei Überschreitung der Knicklast

Das Versagen des Baugrunds ist durch Nachweise auszuschließen, wie sie in DIN 1054:(2005) geregelt sind. Für die im folgenden vorgestellten Betrachtungen wird davon ausgegangen, daß diese Nachweise erfüllt sind. Es verbleiben die Berechnungen des Plastifizierens und des Stabilitätsversagens. Bei zunehmender Pfahllast werden entweder die maximal möglichen Spannungen überschritten, die von der Festigkeit des Pfahlmaterials abhängen, oder es kommt zu einem Stabilitätsversagen durch seitliches Ausweichen, was von der Stützwirkung des umgebenden Bodens beeinflusst wird.

1.1 Der ungestützte Pfahl

Es folgt ein einfaches Beispiel an einem ungestützten Euler-II-Stab, welches im Verlauf des Beitrags erweitert wird.

Beispiel

Betrachtet wird zunächst eine 1 m hohe, beidseits gelenkig gelagerte Stahlstütze mit einem rechteckförmigen Querschnitt mit einer Breite b von 40 mm und einer Höhe h von 100 mm.

Querschnittswerte:

- | | | | |
|---------------------------|-----------------|---|--------------------------|
| – Fläche: | A | = | 40 cm ² |
| – Flächenträgheitsmoment: | I_p | = | 53 cm ⁴ |
| – Elastizitätsmodul: | E_p | = | 21000 kN/cm ² |
| – Biegesteifigkeit: | $E_p \cdot I_p$ | = | 111 kNm ² |

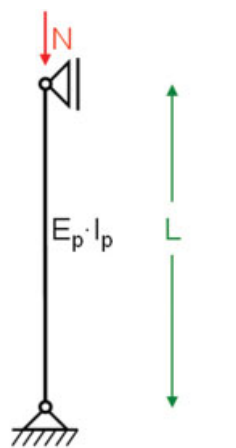


Bild 1. Der beidseits gelenkig gelagerte, ungestützte Pfahl
Fig. 1. Laterally unsupported pile, pinned on top and at the bottom

Die Knicklast kann nach der bekannten *Euler*-Lösung berechnet werden. Es ergeben sich analytisch mehrere Lösungen entsprechend der verschiedenen Eigenformen, die in der Formel durch ganzzahlige Faktoren $n = 1, 2 \dots$ beschrieben werden. In der Regel wird ein *Euler*-II-Stab bei der zu $n = 1$ gehörenden Last versagen.

$$N_{ki} = n^2 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p}{L^2} = 1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 111}{1^2} = 1095 \text{ kN}$$

Bei Verwendung eines St 37-2 plastifiziert der Querschnitt bei einer Normalkraft $N_{p\ell}$ von:

$$N_{p\ell} = A \cdot f_{y,k} = 40 \cdot 24,0 = 960 \text{ kN}$$

Die berechnete Last von 960 kN ist kleiner als die Knicklast von 1095 kN. Das Knickversagen ist bei Verwendung eines St 37-2 demnach nicht maßgebend. Wird stattdessen für die Stütze ein St 52-3 verwendet, dann plastifiziert der Querschnitt bei einer Last von:

$$N_{p\ell} = A \cdot f_{y,k} = 40 \cdot 36,0 = 1440 \text{ kN}$$

Bei gleicher Stützengeometrie und gleichen Querschnittsabmessungen kann somit mit steigender Materialfestigkeit das Knickversagen maßgebend werden.

Tatsächlich wird ein von Boden umgebener Pfahl immer gestützt werden, so daß ein Knicknachweis für freistehende Pfähle zu überdimensionierten und damit unwirtschaftlichen Konstruktionen führen würde. Es ist daher die Frage zu klären, mit welchen versuchstechnisch zu bestimmenden Bodenparametern die Bettung des Pfahls quantifiziert werden kann und wie diese in einem mechanischen Modell formuliert werden kann.

1.2 Der elastisch gestützte Pfahl

Für eine Betrachtung des Knickvorgangs von Pfählen in Böden ist es erforderlich zu wissen, welche seitlichen Stützkkräfte in Abhängigkeit von horizontalen Verschiebungen geweckt werden können (Mobilisierungsgesetz). Bei den folgenden Betrachtungen wird vorausgesetzt, daß der Pfahl im Boden nicht planmäßig horizontal belastet wird. Die linear-elastische Bettung ist der einfachste Ansatz zur Modellierung einer Stützwirkung. Die analytische Lösung geht auf *Engesser* zurück:

$$N_{ki} = n^2 \cdot \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \cdot E_p \cdot I_p + \frac{1}{n^2} \cdot \left(\frac{L}{\pi}\right)^2 \cdot k_\ell$$

Der erste Summand ist die bekannte Verzweigungslast eines unbetteten Stabs nach *Euler* (siehe Abschn.1.1). Die Knicklast N_{ki} für den gebetteten Stab erhöht sich um den zweiten Summanden, in den die Linienbettung k_ℓ [kN/m²] eingeht. Der Bezeichner n ist ein ganzzahliges Maß für die Welligkeit der Knickfigur. Die maßgebende Knicklast ist das Minimum der für die Welligkeiten $n = 1, 2, 3 \dots n_i$ berechneten Knicklasten. Die maßgebende Welligkeit kann dem Diagramm nach *Pflüger* [1] entnommen werden (Bild 2).

Die Knicklast bestimmt sich hier unter Verwendung des Hilfsparameters φ aus Bild 2 zu:

$$N_{ki} = \varphi \cdot \frac{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p}{L^2}$$

Dabei ergibt sich eine Knicklänge von:

$$L_{Hw} = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{k_\ell}}$$

Die Knicklänge L_{Hw} ist ausschließlich vom Verhältnis der Pfahlsteifigkeit $E_p \cdot I_p$ zum Linien-Bettungsmodul k_ℓ abhängig. Je höher die Bettung des Pfahls ist, desto welliger wird sich bei konstantem $E_p \cdot I_p$ des Pfahls eine Knickfigur einstellen.

Bei einem unendlich langen Pfahl kann sich die Knicklänge frei von Auflagerbedingungen beliebig ausbilden. Die zugehörige Knicklast berechnet sich zu:

$$N_{ki} = 2 \cdot \sqrt{E_p \cdot I_p \cdot k_\ell}$$

Diese Formel kann anschaulich als untere Einhüllende der Lastgirlanden in Bild 2 interpretiert werden.

Von zentraler Bedeutung für den Knicknachweis von Pfählen ist die Frage, wie die Bettung k_ℓ durch die Bodeneigenschaften bestimmt wird. In den meisten der neueren Veröffentlichungen (z. B. *Wenz* [2], *Meek* [3]) wird der Parameter Bettungsmodul (Linienfeder) k_ℓ [kN/m²] mit der undrännierten Scherfestigkeit c_u korreliert. Aus der Literatur lassen sich folgende Werte entnehmen:

$$70 \cdot c_u \leq k_\ell \leq 100 \cdot c_u \quad \text{Wenz (1972), Winter (1982)}$$

Jedoch sind auch stark abweichende Größen der Korrelation zu finden:

$$k_\ell = 8 \cdot c_u \quad \text{oder} \quad k_\ell = 44 \cdot c_u \quad \text{Rinkert (1960), Smolczyk (1966)}$$

Die wünschenswerte weitergehende Korrelation des Wassergehalts und damit der Konsistenz zur undrännierten

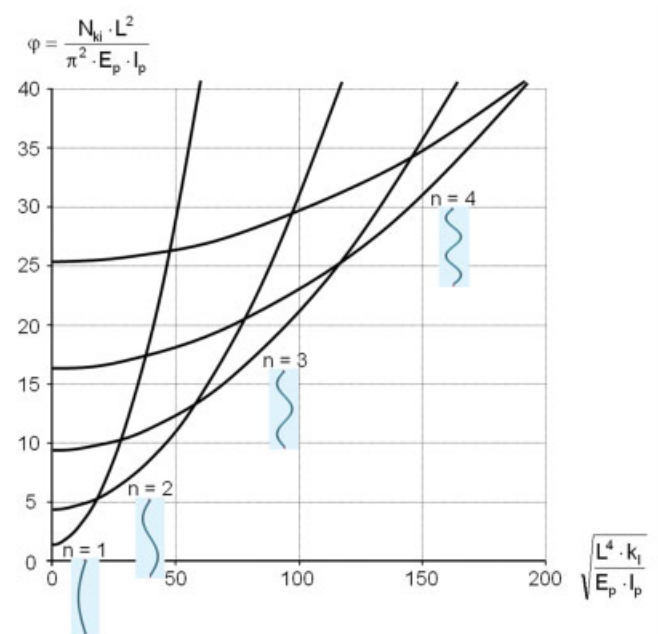


Bild 2. Diagramm nach [2]
Fig. 2. Diagram of [2]

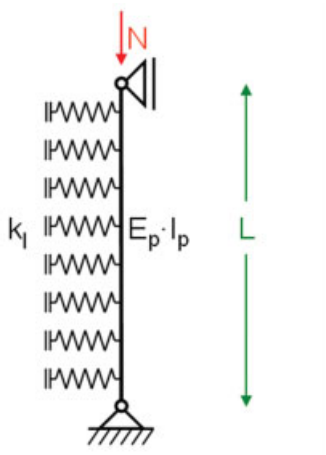


Bild 3. Der mit elastischen Federn gestützte Pfahl
Fig. 3. Pile, laterally supported by linear elastic springs

Scherfestigkeit kann nicht abgesichert werden, wie *Ostermayer* [4] anhand von Flügelsondierungen bei der Baugrube Karstadt in Rosenheim zeigt. Im Feld besteht kein unmittelbarer Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt eines Bodens und dessen undrännierter Scherfestigkeit.

Fortführung des Beispiels:

Es soll nun die Knicklast für einen seitlich gestützten Pfahl – jetzt mit einer Länge von 4 m – berechnet werden. Die Stützung aus dem umgebenden Boden wird dabei mittels elastischer Bettung beschrieben. Der Pfahl durchörtert eine Weichschicht aus jungem Seeton der Scherfestigkeit $c_u = 15 \text{ kN/m}^2$. Auf der sicheren Seite liegend, werden an den Schichtgrenzen der 4 m mächtigen Weichschicht gelenkige Auflagerungen angenommen und als Linienbettungsmodul $k_\ell = 70 \cdot c_u = 1050 \text{ kN/m}$ angesetzt.

Der Hilfsausdruck zur Benutzung des Diagramms nach *Pflüger* [5] (Bild 2) berechnet sich zu:

$$\sqrt{\frac{L^4 \cdot k_\ell}{E_p \cdot I_p}} = \sqrt{\frac{4^4 \cdot 1050}{111}} = 49$$

Daraus kann im Bild 2 die maßgebende Welligkeit $n = 2$ abgelesen werden. Mit dem Hilfswert φ , welcher sich zu 10 ergibt, errechnet sich die Knicklast nach *Engesser*.

$$N_{ki} = \varphi \cdot \frac{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p}{L^2} = 10 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 111}{4^2} = 690 \text{ kN}$$

Dies bedeutet, daß sowohl bei Verwendung eines St 37-2 als auch eines St 52-3 das Knickversagen trotz der in den Normen angegebenen Grenzen von $c_u = 15 \text{ kN/m}^2$ maßgebend wird.

2 Der gebettete Pfahl mit elastisch-plastischer Bodenstützung

Es ist zu beachten, daß der rein elastische Ansatz nach *Engesser* das Kraft-Verformungsverhalten eines Bodens, im hier dargestellten Beispiel des Seetons, nicht zutreffend wiedergeben kann. Jeder weiß, daß ein weicher Ton, wie er oben beschrieben wurde, sich leicht kneten läßt. Würde der elastische Bettungsansatz das Verformungsverhalten richtig beschreiben, dann würde sich eine Delle, die man

mit dem Daumen in den Ton drückt, sofort und vollständig zurückbilden, wenn man den Daumen zurückzieht; die Tiefe der Delle wäre allein von der eingepprägten Kraft abhängig. Es ist allgemein bekannt, daß die Delle bleibt und mit geringerer Zusatzkraft vertieft werden kann. Der weiche Ton plastifiziert. Bei größeren seitlichen Verschiebungen, wie sie beim Knicken auftreten können, ist es daher erforderlich, das Bodenverhalten präziser zu beschreiben.

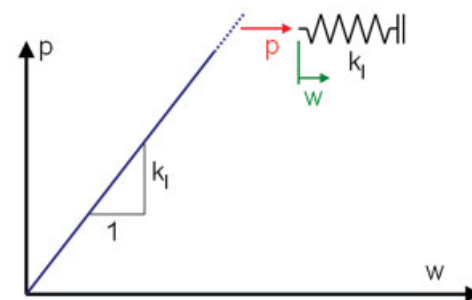
Es gibt eine Vielzahl von Veröffentlichungen, welche im Themenkomplex der horizontal belasteten und seitlich ausweichenden Pfahlgründung modellhaft die Interaktion zwischen Boden und Pfahl beschreiben. Die häufigsten Beschreibungen können dem Bild 4 entnommen werden.

Mit Hilfe der Plastizitätstheorie können aus analytischen Betrachtungen zwischen der Scherfestigkeit des Bodens und der Kraft, welche ein umfließender Boden auf einen Pfahlabschnitt ausübt, Grenzwerte berechnet werden. Je nachdem, ob das Pfahlstück ganz von Boden umschlossen ist oder sich ein Spalt an der Rückseite des Pfahls befindet, in den sich der an der Vorderseite verdrängte Boden hineinbewegen kann, berechnet z. B. *Randolph* [5] den maximalen Bodenwiderstand p_f [kN/m] in einer Spanne von:

$$7 \cdot c_u \cdot d \leq p_f \leq 11 \cdot c_u \cdot d$$

In weichen oder breiigen bindigen Böden ist die Beschreibung des seitlichen Bodenwiderstandes mit Hilfe eines Bettungsmoduls nicht ohne weiteres möglich und sinnvoll – erst recht nicht mit einem zeitunabhängig konstanten Wert dieses Moduls. Diese Böden lassen sich nicht durch elastisches Materialverhalten beschreiben und verhalten

elastischer Ansatz:



plastischer und bilinearer Ansatz:

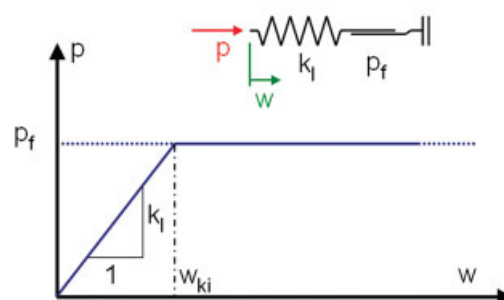


Bild 4. Seitliche Bodenreaktionskraft p [kN/m] in Abhängigkeit einer horizontalen Verschiebung der Pfahlachse w
Fig. 4. Lateral soil reaction p [kN/m] vs. a horizontal deflection of the pile axis w

sich ausgeprägt viskos und plastisch. Dies hat die wesentliche Folge, daß der seitliche Bodenwiderstand mit zunehmender Pfahlverschiebung nur begrenzt zunimmt und über das Maß des Fließdrucks nicht wachsen kann. Aus diesem Grunde überschätzen alle Rechenmodelle, die auf eine elastische Beschreibung der Bodenreaktion zurückgreifen – wie etwa die einfachen Formeln nach Engesser – die tatsächlichen Knicklasten.

3 Aktuelle Normensituation

Bei Pfählen mit größeren Durchmessern kann erfahrungsgemäß bei üblichen Situationen ein Stabilitätsversagen selbst in breiigen Böden mit sehr geringen Festigkeiten ausgeschlossen werden. Die EN 1997-1 (Abschnitt 7.8) trifft die Aussage, daß in der Regel kein Knicknachweis zu fordern ist, wenn Pfähle (Anmerkung: an dieser Stelle wird abweichend von der als nächstes in derselben Norm zitierten Stelle nicht von schlanken Pfählen gesprochen) von Böden mit einer repräsentativen Scherfestigkeit im undrännierten Zustand von $c_u > 10 \text{ kN/m}^2$ umschlossen sind. Sie fordert jedoch, daß schlanke Pfähle, die teilweise im Wasser oder in sehr weichen Sedimenten größerer Mächtigkeit stehen, auf Knicken untersucht werden müssen. Die DIN 1054 (Abschnitt 8.5.1-2) fordert einen Knicknachweis, wenn Pfähle Böden mit $c_u < 15 \text{ kN/m}^2$ durchörtern. Für Pfähle mit Durchmessern unter 30 cm geben die DIN 4128 (Abschnitt 9.3) sowie die bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt für verschiedene Pfahlsysteme eine Grenze der undrännierten Scherfestigkeit von 10 kN/m^2 an, unterhalb der ein Stabilitätsnachweis nach DIN 18800 Teil 2 notwendig wird. Die genannten Grenzen wurden in mehreren Aufsätzen und mit Hilfe von Vergleichsrechnungen infrage gestellt (etwa: Brandtzaeg und Harboe [6], Wenz [2], Meek [3]). Über die Art, mit welcher Beschreibung der Bodenreaktion eine seitliche Stützung zu modellieren und in einem Nachweis zu verwenden ist, treffen die normentechnischen Regelungen keine Aussage.

4 Versuche

4.1 Kleinmaßstäbliche Versuche

In zwei Stufen – zunächst mit kleinmaßstäblichen, später mit großmaßstäblichen Versuchen – wurde das Knicken von Pfählen in sehr weichen Böden experimentell untersucht. Die kleine Prüfanlage besteht aus einem 80 cm langen Rohr, welches einen Innendurchmesser von etwa 200 mm besitzt. Darin wird ein modellhafter Pfahl zentrisch angeordnet. Die Querschnittswerte (Rohrquerschnitt) der beiden verwendeten Modellpfähle A bzw. B und die jeweiligen Knicklasten für den beiderseits gelenkig gelagerten und ungestützten Pfahl sind aus Tabelle 1 abzulesen. Als rechnerische Streckgrenze des Stahls wurden eine Spannung von 500 N/mm^2 angesetzt und in zwei Zugversuchen nach DIN 10002 Dehngrenzen $R_{p0,2}$ von 542 N/mm^2 (Modellpfahl A) und 621 N/mm^2 (Modellpfahl B) gemessen. Bis auf einen Belastungsversuch wurden alle Pfähle ohne planmäßige Vorverformung eingebaut. Der Ringraum wurde mit einem in seinen Eigenschaften homogenen flüssigen Ton (Kaolin aus der Porzellanindustrie) verfüllt. Der verwendete Versuchsboden wurde als ausgeprägt plasti-

Tabelle 1. Modellpfähle
Table 1. Model piles

	Modellpfahl A	Modellpfahl B
Biegesteifigkeit $E_p \cdot I_p$ [kNm ²]	1,071	0,567
vollplastische Normalkraft N_{pl} [kN]	48,3	29,9
vollplastisches Moment M_{pl} [kNm]	0,315	0,172
Verzweigungslast des ungestützten Pfahls N_{ki} [kN]	16,52	8,74

scher Ton mit einer Ausrollgrenze von $w_p = 28 \%$ und einer Fließgrenze von $w_l = 55 \%$ klassifiziert.

Der Boden wurde mit Hilfe von Auflasten konsolidiert, bis die gewünschte Festigkeit erreicht war. Anschließend wurde der Pfahl mit einer hydraulischen Presse bis zum Versagen belastet. Dabei wurden die Pfahlnormalkräfte am Pfahlkopf mit einer Kraftmeßdose erfaßt. Die während der stufenweisen Lastaufbringung auftretenden radialen und axialen Verformungen wurden mittels Meßeinrichtungen beobachtet: Axial am Pfahlkopf angeordnet, registrierte ein potentiometrischer Wegaufnehmer die vertikalen Verschiebungen. Kugelgelenke am Pfahlkopf und Fuß ermöglichten bei Rohren oder runden Vollstäben ein Ausknicken in jede Richtung. Zur Ermittlung der horizontalen Verschiebung des Pfahls gegen den Boden waren in Pfahlmitte drei unter 120° versetzte Wegaufnehmer angeordnet, die an vorgespannten Meßdrähten, welche in das Innere des Versuchsbehälters führten, montiert waren.

Bild 5 zeigt eine Erhöhung der erreichten Traglasten N_u gegenüber der Euler-Last N_{ki} , sobald stützendes Bodenmaterial den Pfahl umgibt. Auf der Ordinate ist die gemessene maximale Pfahlnormalkraft und auf der Abszisse die undrännierte Scherfestigkeit c_u des umgebenden Bo-

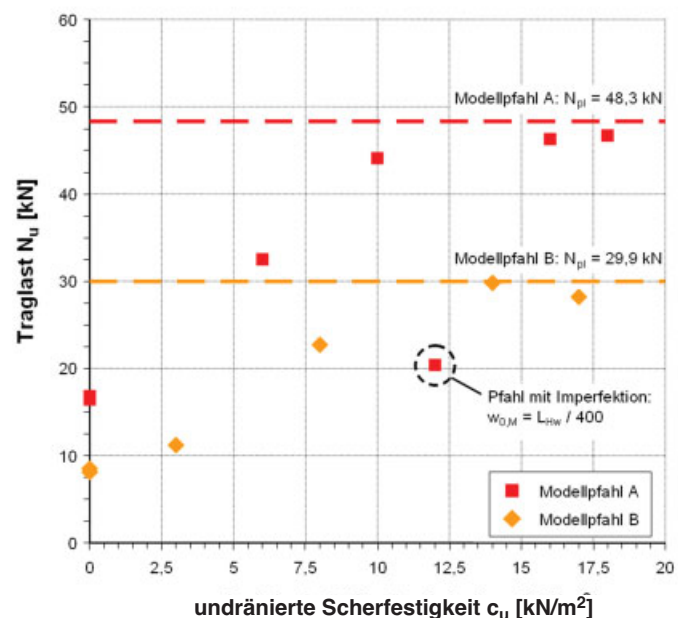


Bild 5. Gemessene Traglasten der modellhaften Pfähle
Fig. 5. Test results for the bearing capacity of the small piles

dens angetragen. Die undrainede Scherfestigkeit wurde jeweils vor den Versuchen als Mittelwert des maximalen Scherwiderstands nach DIN 4094-4 aus mehreren Einzelmessungen mit einer Handdrehflügelsonde gewonnen. Zusätzlich wurden nach Versuchsende und Ausbau des Pfahls Bodenproben entnommen und Versuche mit einer elektronischen Labordrehflügelsonde durchgeführt.

4.2 Feldversuch

Im Rahmen einer Nachgründung eines landwirtschaftlichen Anwesens, welches deutliche Schäden aus Setzungen im Dezimeterbereich aufwies, war es in Zusammenarbeit mit der Fa. Keller Grundbau GmbH möglich, einen Belastungsversuch zur Überprüfung des Knickverhaltens an einem Versuchspfahl durchzuführen und meßtechnisch umfangreich zu begleiten. Als Versuchspfahl wurde ein Gewi-Pfahl $\varnothing 32$ mm verwendet. Die benötigten Reaktionskräfte wurden über Joche zu vier Zugpfählen geführt und in den Untergrund eingeleitet.

Der Untergrund ist im Bereich des Versuchsfelds gut dokumentiert. Dazu standen Aufschlüsse durch Bohrungen und Rammsondierungen zur Verfügung. Wie in Bild 6 zu sehen ist, stehen unter Auffüllungen weiche organische Böden an. Die Schlagzahlen der Rammsondierungen (DPL) steigen ab einer Tiefe von 4 m stark an, was der in den Bohrungen erkannten Schichtgrenze zum quartären Kies entspricht.

Die mit einer Taschendrehflügelsonde gemessenen Scherwiderstände im Boden streuten sehr stark. Es wurden in einem neben dem Versuchsfeld liegenden Schurf in einem Bereich von 1,4 m bis 2,4 m unter Geländeoberfläche ca. 200 Drehflügelsondierungen durchgeführt und statistisch ausgewertet. Die Ergebnisse der statistischen Auswertung werden in Bild 7 gezeigt.

Da der vorliegende weiche Boden eine gewisse Strukturfestigkeit aufwies und die faserigen organischen Bestandteile die Scherfestigkeit stark beeinflussen, soll angemerkt werden, daß derartige Böden zwar relativ hohe ma-

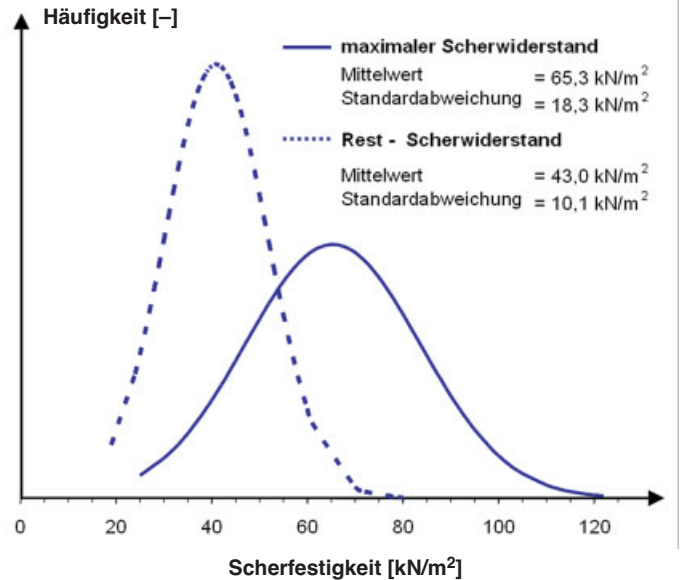


Bild 7. Auswertung der gemessenen Scherfestigkeiten
Fig. 7. Distribution of the results of vane tests

ximale Scherwiderstände mobilisieren können, jedoch gegenüber einer kompressiblen Bewegung wenig Widerstand geben. Daher ist es möglich, daß durch das Messen der Scherfestigkeiten mittels einer Drehflügelsonde die tatsächliche Bodenreaktion gegenüber einer seitlichen Verschiebung (horizontale Bettung) überschätzt wird.

Mit einem Bohrgestänge, bestehend aus Rohrschüssen, welche einen Innendurchmesser von 88 mm und eine Wanddicke von 9 mm besaßen, wurde ein 12 m tiefes Bohrloch hergestellt. Der Bohrkopf (Räumer) hatte einen Durchmesser von 140 mm. Die Bohrung erfolgte mit Hilfe einer Innenspülung durch Zementsuspension, wobei überwiegend eine Verdrängung ohne Förderung von Bohrgut auftrat. Nach dem Ziehen des Bohrgestänges wurde das Bohrloch durch die Zementsuspension gestützt. Zunächst wurde ein 4-m-Stück des GEWI-Tragglieds $\varnothing 32$ mm (BST 500 S), durch Abstandshalter zentrisch gesichert, eingeho-

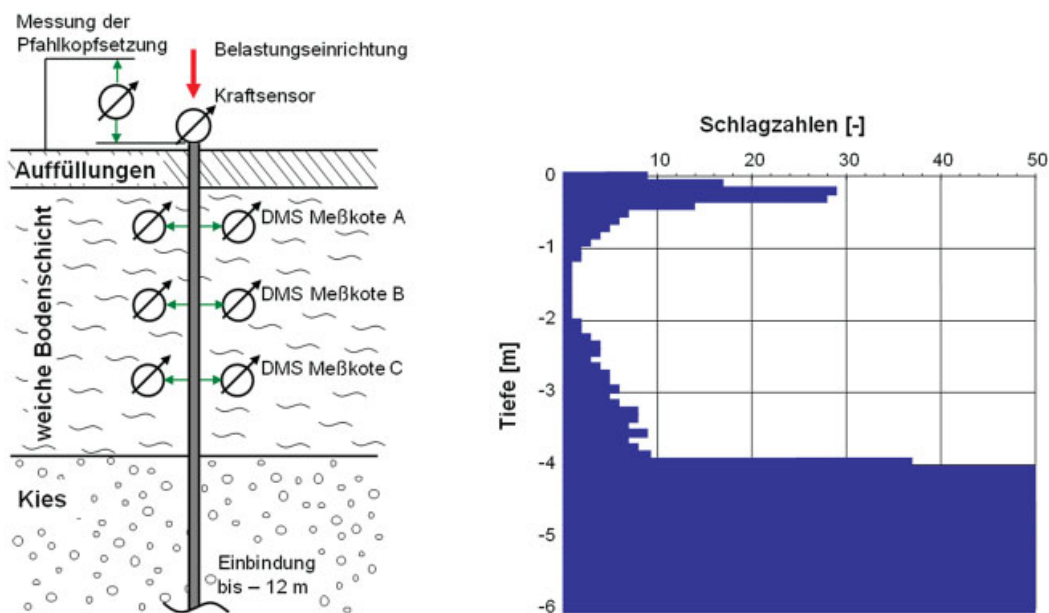


Bild 6. Untergrund mit Probepfahl und Schlagzahlen einer Rammsondierung (DPL)
Fig. 6. Subsoil with the test pile and numbers of blows of a dynamic probe (DPL)

ben, danach das mit den Meßaufnehmern bestückte, 8 m lange Stabstück. Diese wurden mit Muffen miteinander verbunden. Sieben Tage nach der Pfahlherstellung wurde der Pfahl bis zum Versagen belastet.

Gemessen wurden die Belastungskräfte, die Setzung des Pfahlkopfs und mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen am Stahltragglied das seitliche Ausweichen des Pfahls. Eine schematische Übersicht bietet Bild 6. Die Ermittlung der seitlichen Verformungen des Pfahls im Boden erfolgte mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen. Die verschalteten DMS ändern proportional zu ihrer Längenänderung ihren ohmschen Widerstand. Appliziert wurden Vollbrücken mit jeweils vier Meßgittern für jeweils eine Ebene der Verformung. Um eine Auslenkung des Pfahls in jede Richtung erfassen zu können, bilden jeweils zwei Vollbrücken, welche in einem 90°-Winkel zueinander stehen, eine Meßebene. Dadurch sind die Erfassung der Biegedehnungen an den diskreten Meßebenen in einer Tiefe von -1 m, -2 m und -3 m und eine Rückrechnung auf die Krümmung des Tragglieds sowie der Biegelinie möglich.

Die Pressenkraft wurde von einem Vorlastniveau von etwa 5 kN zunächst in drei Schritten auf die Gebrauchslast $N_d = 235$ kN erhöht. Damit die plastischen Verformungen, welche aus der Gebrauchslast von 235 kN herrühren, zu ermitteln sind, wurde fünf Minuten lang die Pressenkraft auf das Niveau der Vorlast gesenkt. Danach wurde die Kraft erneut auf 235 kN erhöht. Es war geplant, den Pfahl in weiteren Laststufen von je zusätzlich 50 kN bis zum Versagen zu belasten. Aber schon bei einer Last von 273 kN trat schlagartig das Versagen des Pfahls ein. Drei aus den Signalen der Dehnungsmeßstreifen konstruierte Krümmungsverläufe sind im Bild 8 über die Tiefe angetragen. Das seitliche Ausweichen im oberen Drittel der Weichschicht ist deutlich zu erkennen. Dabei war das Versagen überaus schlagartig und kündigte sich zuvor nicht durch ein überproportionales Ansteigen der Verformungen an.

Der Nachweis eines Ausknickens des Kleinbohrpfahls mittels Dehnungsmessungen durch elektronische Deh-

nungsmeßstreifen war erfolgreich. Damit konnte festgestellt werden, daß das Versagen des GEWI-Pfahls eindeutig aufgrund eines Stabilitätsversagens auftrat. Obwohl die gemessenen Scherfestigkeiten von deutlich über 15 kN/m² kein Knickversagen erwarten ließen, wurde die vollplastische Normalkraft bei weitem nicht erreicht. In diesem Zusammenhang wurde die Teileinspannung am Pfahlkopf, welche die Knickfigur beeinflusst und eventuell eine Erhöhung der Knicklast bewirkt, nicht berücksichtigt.

4.3 Großversuche in der Versuchshalle

In der Versuchsgrube der Halle des Zentrum Geotechnik der TU München wurde für großmaßstäbliche Untersuchungen des Knickens ein weiterer Versuchsstand erstellt. Darin ist es möglich, 4 m lange Pfähle einer Probelastung zu unterziehen. Dazu wurden zwei Behälter, bestehend aus Betonschachtringen, aufgebaut. Die Behälter stehen auf einem bis zur Grubensohle reichenden starren Fundament. Mit einer frei verschiebbaren Belastungsbrücke kann eine hydraulische Presse über dem Pfahlkopf positioniert werden.

Wie bei den kleinmaßstäblichen Versuchen wurde der Versuchsboden in flüssiger Konsistenz aufbereitet. Das Mischen und Einpumpen des für die Füllung eines Behälters erforderlichen Bodenmaterials (4 m³) geschah mit einer leistungsstarken Injektionsanlage. Der Behälter wurde so gefüllt, daß eine mit der Konsolidation verbundene Setzung möglich ist. Um, ausgehend von einem flüssigen Boden mit einem Wassergehalt von 80 %, eine undrained Scherfestigkeit von etwa 15 kN/m² zu erreichen, war eine Setzung von über 1 m einzuplanen. Die Konsolidation des schwach durchlässigen Tonbodens wurde durch eine Auflast und mit Hilfe von elektroosmotischen Effekten gefördert. Die Entwässerung erfolgte über an der Innenseite der Schachtringe befestigte geotextile Vertikaldräns. In diesen Dränstreifen und in Behältermitte befanden sich Elektroden aus kleinen Stahlstangen. Wird eine elektrische Spannung so angelegt, daß sich ein elektrisches Po-

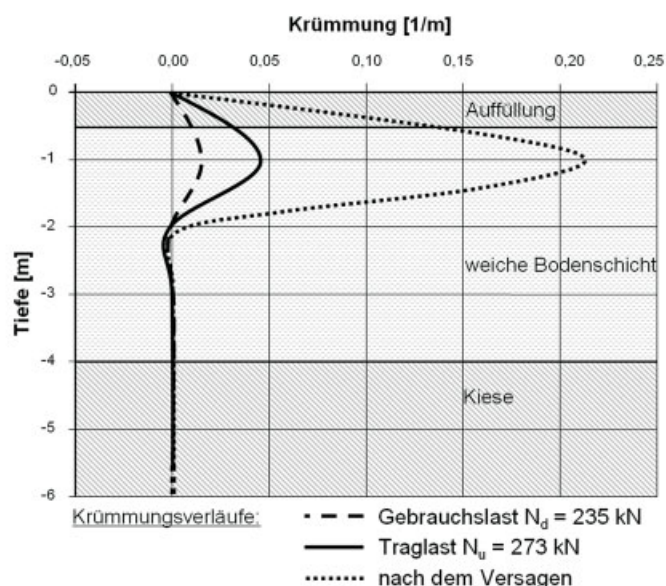


Bild 8. Konstruierte Krümmungsverläufe aus den Signalen der Dehnungsmeßstreifen
Fig. 8. Bending curves calculated from measurement data (strain gauges)



Bild 9. Belastungsversuch eines ungestützten Verbundpfahls (Pfahltyp I)
Fig. 9. Load test on a unsupported pile (Pile type I)

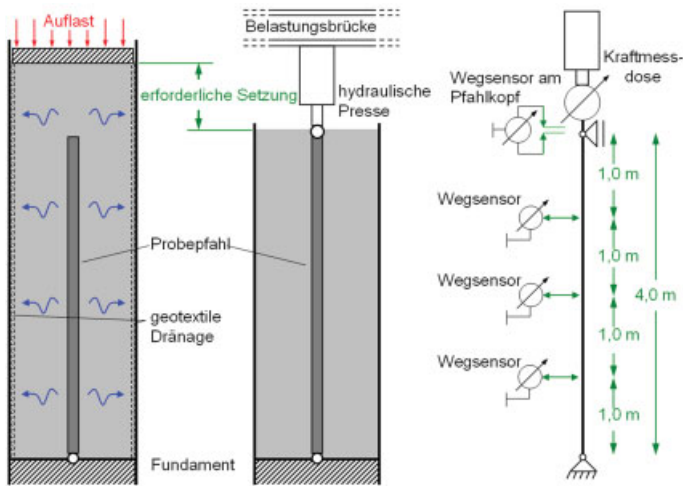


Bild 10. Versuchsbehälter während der Konsolidationsphase und während der Probelbelastung; Schemaskizze der meßtechnischen Instrumentierung

Fig. 10. Container during consolidation and load test; view of the instrumentation

tential zwischen Schachtmitte und Schachtrand im Boden ausbildet, so entwässert der Boden zur Kathode hin. Die Anode trocknet aus. Durch entsprechendes mehrmaliges Umpolen kann dem Boden gezielt Wasser entzogen werden, ohne dabei im Behälter radial wesentliche Änderungen im Wassergehalt und damit der undrännierten Scherfestigkeit zu erzeugen.

Die meßtechnische Erfassung der horizontalen Pfahlverschiebungen erfolgte ähnlich dem kleinmaßstäblichen Versuch mit vorgespannten Meßdrähten, welche aus dem Behälter führen und mit Wegaufnehmern verbunden sind. Die Pfahlaulager oben und unten wurden so konstruiert, daß eine freie Drehbarkeit in alle Richtungen möglich ist.

In ersten Probelbelastungen wurde ein Verbundpfahl (Pfahltyp I) mit einem GEWI Ø 28 mm Tragglied (BSt 500 S) ohne seitliche Bodenstützung untersucht. Die Probpfähle wurden derart hergestellt, daß das Tragglied zentrisch mit Hilfe von Abstandshaltern in ein PVC-Rohr eingestellt und der Ringraum mit einem fließfähigen Beton C20/25 (Größtkorn 4 mm) verfüllt wurde. Nach dem Abbinden des Zementsteins wurde die Schalung entfernt.

Insgesamt wurden drei derartig hergestellte Verbundpfähle ohne Bodenstützung belastet. Die erreichten Trag-

lasten N_u streuten mit 55 kN, 22 kN und 19 kN stark und erreichten die Verzweigungslast von 94,2 kN nach *Euler* unter Ansatz eines voll wirksamen Verbundes zwischen Beton und Stahl bei weitem nicht. Eine Untersuchung mit den aus der Kraft- und Verformungsmessung gewonnenen Meßdaten zeigte, daß bereits weit vor dem Erreichen der Traglast die Dehnungen am rechten und linken Querschnittsrand betragsmäßig gleich groß waren. Damit herrschten über den halben Querschnitt Zugspannungen. Bei Überschreiten der Zugfestigkeit reißt der Beton auf, und die Biegesteifigkeit verringert sich. Durch die kaum vorhersehbare Rißentwicklung und das daraus folgende nichtlineare Verhalten ist eine sichere Prognose der Knicklast stark erschwert. Dadurch ist es kaum möglich, im Falle von gebetteten Pfählen eine gesicherte Aussage über die Art und Höhe der Bodenstützung, welche selbst ein nichtlineares Verhalten zeigt, zu treffen. Diese Tatsachen hatten auf die weitere Forschungsarbeit folgende Auswirkung:

- Beschaffung eines Pfahls (Pfahltyp II), dessen Werkstoff gleichermaßen Zug- und Druckspannungen abtragen kann, über weite Dehnungen elastisch reagiert und im ungestützten Zustand die Verzweigungslast nach *Euler* reproduziert. Dabei sollte die maßgebende Breite der Kontaktfläche zwischen Boden und Pfahl mit 100 mm unverändert bleiben.
- bei weiteren Versuchen mit dem Pfahltyp I: planmäßig erzeugte Rißbildung im Zementstein, um das Mittragen des Zementsteinkörpers auf Zug auszuschließen.

In Tabelle 2 sind die Querschnittswerte und charakteristische Rechenwerte des Pfahltyps I (Verbundpfahl GEWI 28) und Pfahltyps II (Aluminiumprofil) eingetragen.

Auch in den großmaßstäblichen Belastungsversuchen wurde erwartungsgemäß gegenüber den Probelbelastungen am seitlich ungestützten Pfahl eine deutliche Steigerung der maximal aufnehmbaren Pfahlnormalkraft N_u festgestellt, sobald Boden den Pfahl umgab und stützte. Die maximal erreichte Traglast N_u stieg, wie im Bild 11 zu sehen ist, mit höheren Bodenfestigkeiten – charakterisiert durch die undrännierte Scherfestigkeit c_u – an. Grundlage der Berechnung des Momentes M , das in Bild 11 dargestellt ist, ist die Multiplikation der maximal erreichten Normalkraft im Pfahl N_u mit dem maximalen Stich der Biegelinie gegenüber der geraden Pfahlachse. Dabei wird zunächst eine sinusförmige Imperfektion mit dem Maxi-

Tabelle 2. Pfahltypen der großmaßstäblichen Belastungsversuche

Table 2. Piles used for the large scale tests

	Pfahltyp I			Pfahltyp II
Beschreibung	Verbundquerschnitt GEWI Ø 28 mm Zementstein C20/25 Ø 100 mm			Aluminiumprofil Al Mg Si 0,5 b = 100 mm
Modellierung des Verbundes	voller Verbund	halbseitig gerissen	nur Tragglied	–
Biegesteifigkeit $E_p \cdot I_p$ [kNm ²]	152,7	54,7	6,3	37,3
vollplastische Normalkraft $N_{p\ell}$ [kN]	415,8	415,8	309,7	600,0
vollplastisches Moment $M_{p\ell}$ [kNm]	2,0	2,0	1,6	5,8
Verzweigungslast des ungestützten Pfahls N_{ki} [kN]	94,2	33,7	3,9	23,0

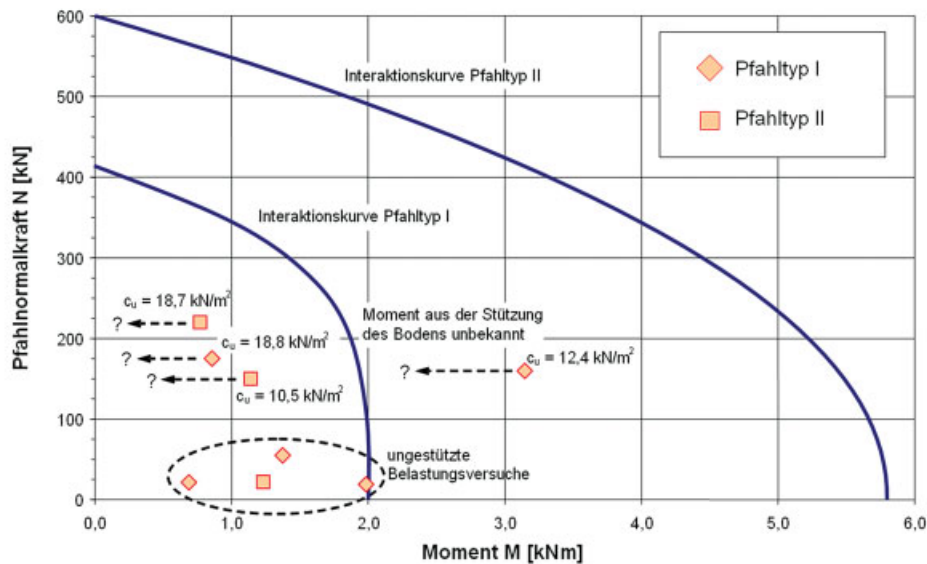


Bild 11. Schnittgrößen kurz vor dem Pfahlversagen, ohne eine Berücksichtigung der haltenden Momente aus der Bodenstützung
Fig. 11. Internal forces shortly before failure occurred, without taking into account the stabilizing moments due to the soil reaction

malwert in der Pfahlmitte von $w_{0,M}$ angenommen. Die Imperfektion wird zur maximalen Verschiebung kurz vor dem Erreichen der Traglast N_u , welche aus den Meßsignalen der seitlichen Wegaufnehmer berechnet wurde, addiert. Berechnet man so die Schnittgrößen im Pfahl kurz vor dem Erreichen der Traglast, so zeigt sich trotz der Vernachlässigung der rückdrehenden Momente aus der Bodenstützung deutlich, daß das Versagen des Pfahltyps II eindeutig aufgrund eines Stabilitätsproblems und nicht durch ein Überschreiten der Materialfestigkeit im Pfahl verursacht wurde. Die registrierten Schnittgrößen liegen weit von der Interaktionskurve entfernt. Die nach dem Versuch aus den Bodenbehältern gezogenen Aluminiumprofile (Pfahltyp II), welche vollkommen unbeschädigt blieben, beweisen diese Tatsache eindeutig. Für den Pfahltyp I können aufgrund der oben beschriebenen Problematik nicht immer gesicherten Aussagen über die Art des Versagens getroffen werden. Allerdings kann beim Versuch mit einer Bodenstützung, deren repräsentativer Mittelwert der undrnierten Scherfestigkeit $c_u = 18,8 \text{ kN/m}^2$ erreicht, ein Versagen aufgrund der Überschreitung der Materialfestigkeit ausgeschlossen werden.

Die Biegeform, welche in den Belastungsversuchen der kleinmaßstäblichen Pfähle beobachtet wurde, war stets eine Halbwelle über die gesamte Pfahllänge von 80 cm. Diese Form trat bei den Großversuchen nur im Fall der ungestützten Probelastungen auf. Sobald Boden den 4 m langen Pfahl umgab, änderten sich die Biegelinien. Exakte doppelte, dreifache oder vierfache Halbwellen, die sich über die gesamte Pfahllänge zwischen dem oberen und unteren Pfahlgelenk erstrecken, und wie sie als Verformungsfiguren bei allen Rechenverfahren angenommen werden, traten nicht auf. Vielmehr verformte sich der Pfahl frei und scheinbar beliebig. Zudem wurde beobachtet, daß sich sowohl die Form der Biegelinie als auch die Verschiebungsrate über die Pfahltiefe mit der Pfahlnormalkraft stets änderte. Eine deutliche Änderung der Biegeform wurde bei jeder durchgeführten Probelastung mindestens einmal festgestellt. Beispielhaft hierzu seien Biegelinien des Pfahltyps II bei verschiedenen Pfahlnormalkräften in Bild 12

gezeigt. Es ist deutlich zu erkennen, daß sich die Biegeform zwischen der Laststufe 2 ($N = 90 \text{ kN}$) und 3 ($N = 125 \text{ kN}$) änderte. Die größte seitliche Auslenkung des Pfahls kurz vor dem Versagen lag mit weniger als 1,5 mm im Bereich des mittleren Wegaufnehmers (Kote $-2,0 \text{ m}$). Beim Versagen selbst wuchsen die Verformungen überwiegend im Bereich des oberen Wegaufnehmers stark an.

Die maßgebende und zum Pfahlversagen führende seitliche Auslenkung war bei allen Versuchen in der oberen Pfahlhälfte zu finden. Vor dem Versagen zeigen die großmaßstäblichen Versuche ein sehr steifes Verhalten mit kleinen Verformungen. Damit kann vermutet werden, daß der Mobilisierungsweg zum Erreichen der maximalen Bodenreaktion p_f (Fließdruck) sehr klein und damit die Steifigkeit der Linienfeder in einer bilinearen Beschreibung zunächst sehr hoch ist.

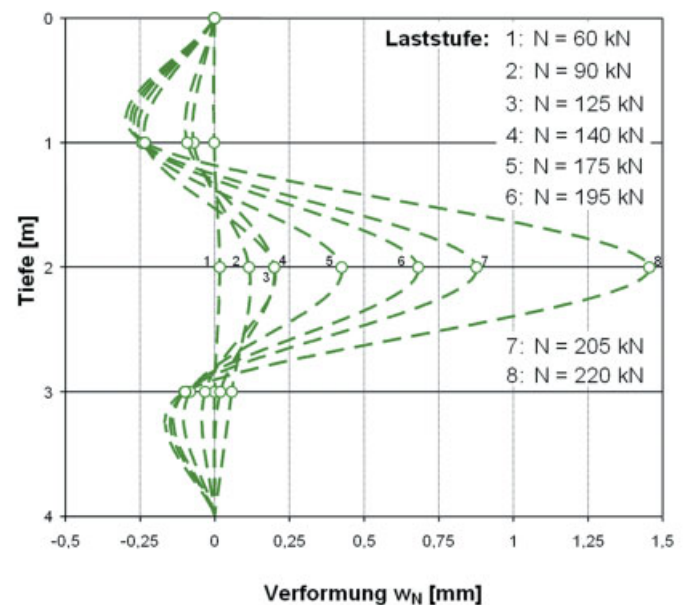


Bild 12. Biegelinien bis zum Versagen (Pfahltyp II, $c_u = 18,7 \text{ kN/m}^2 - N_u = 220 \text{ kN}$)
Fig. 12. Bending curves until failure (Pile type II, $c_u = 18,7 \text{ kN/m}^2 - N_u = 220 \text{ kN}$)

Vor allem hatte das viskose Materialverhalten des bindigen Versuchsbodens Einfluß auf die Traglasten: So konnte festgestellt werden, daß das Versagen der Pfähle bei allen großen Belastungsversuchen nicht während einer Laststeigerung erfolgte, sondern scheinbar spontan während des Konstanthaltens der Pfahlnormalkraft auf einer Laststufe. Das Versagen kündigte sich während der Versuchsdurchführung nicht an, und die Verformungen vergrößerten sich beim Versagen schlagartig.

5 Rechenverfahren zur Bestimmung der maßgebenden Traglast

Da sich die Länge der maßgebenden Halbwelle einer Knickfigur L_{Hw} für die meisten Verhältnisse frei von den Festhaltebedingungen am oberen bzw. unteren Ende der Weichschicht ausbilden kann, wird in der Berechnung von einem unendlich langen Pfahl ausgegangen. Für die Berechnung der Verzweigungslast des Systems Pfahl – Boden wird das in Bild 13 gezeigte Ersatzsystem der Länge L_{Hw} gewählt.

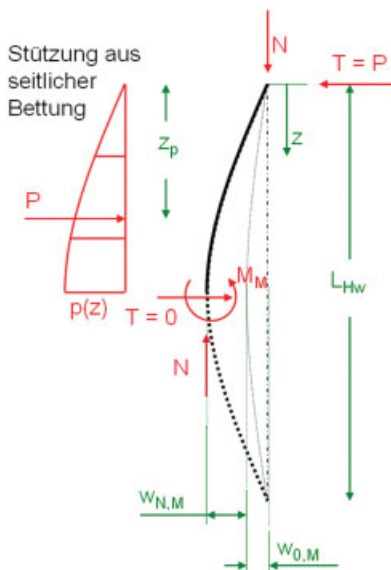


Bild 13. Ersatzsystem
Fig. 13. Static system

Die Vorverformung $w_0(z)$ wird sinusförmig mit einer maximalen Amplitude von $w_{0,M} = L_{Hw}/\text{imp}$ angenommen. Die Biegelinie $w_N(z)$ infolge der Normalkraft N und der Verlauf der Bodenstützung $p(z)$ werden ebenfalls sinusförmig angesetzt. Dabei ist $w_{N,M}$ die maximale Verschiebung und p_M die Bodenreaktion in der Mitte des Ersatzsystems. Es gilt:

$$w_N(z) = w_{N,M} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L_{Hw}} \cdot z\right)$$

und

$$p(z) = k_\ell \cdot w_{N,M} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L_{Hw}} \cdot z\right) \quad \text{für } w_{N,M} \leq w_{ki}$$

$$p(z) = k_\ell \cdot w_{ki} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{L_{Hw}} \cdot z\right) \quad \text{für } w_{N,M} > w_{ki}$$

w_{ki} gibt die Verformung an, bei der der Boden um den Pfahl herum zu fließen beginnt (siehe Bild 4). Aus der Bedingung $\Sigma M = 0$ am gelenkigen Kopfpunkt des Druckstabs ergibt sich:

$$M_M = N \cdot \left(w_{N,M} + \frac{L_{Hw}}{\text{imp}} \right) - P \cdot z_p$$

Dabei ist die Resultierende P der stützenden Bodenkkräfte in Abhängigkeit der Verschiebung $w_{N,M}$ zu ermitteln. Durch die Bestimmung der Resultierenden P und des Hebelarms z_p mit Hilfe der Integration von $p(z)$ ergeben sich folgende Zusammenhänge:

$$p_M = k_\ell \cdot w_{N,M} \quad \text{für } w_{N,M} \leq w_{ki}$$

$$p_M = k_\ell \cdot w_{ki} \quad \text{für } w_{N,M} > w_{ki}$$

$$P = k_\ell \cdot w_{N,M} \cdot \frac{L_{Hw}}{\pi} \quad \text{für } w_{N,M} \leq w_{ki}$$

$$P = k_\ell \cdot w_{ki} \cdot \frac{L_{Hw}}{\pi} \quad \text{für } w_{N,M} > w_{ki}$$

$$z_p = \frac{L_{Hw}}{\pi}$$

Damit ergibt sich das Moment M_M in der Mitte der Halbwelle L_{Hw} zu:

$$M_M = N \cdot \left(w_{N,M} + \frac{L_{Hw}}{\text{imp}} \right) - \frac{1}{\pi^2} \cdot p_M \cdot L_{Hw}^2 \quad (1)$$

Trifft man die Annahme, daß der Pfahlwerkstoff elastisch bleibt, so gilt

$$M_M = -E_p \cdot I_p \cdot w_{N,M}''$$

und mit der durch die Beanspruchung des Stabs bedingten Krümmung in Stabmitte ergibt sich (der vorverformte Stab hat nach dieser Definition keine Krümmung!) das Biegemoment nach Gl. (2). Dabei beträgt die Krümmung in Stabmitte (sinusförmiger Verlauf):

$$w_{N,M}'' = w_{N,M} \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2}$$

$$M_M = E_p \cdot I_p \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot w_{N,M} \quad (2)$$

Das Moment M_M ist damit für eine gegebene Biegelinie bekannt. Durch Gleichsetzen der Gln. (1) und (2) kann folgende Gleichung aufgestellt werden:

$$w_{N,M} \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot E_p \cdot I_p = N \cdot \left(w_{N,M} + \frac{L_{Hw}}{\text{imp}} \right) - \frac{1}{\pi^2} \cdot p_M \cdot L_{Hw}^2$$

Löst man diese Beziehung nach N auf, so läßt sich in Abhängigkeit von der Verschiebung $w_{N,M}$ die Pfahlnormalkraft N errechnen, die den ausgelenkten Stab im Gleichgewicht hält. Diese Gleichgewichtszustände sind für verschiedene Imperfektionen skizzenhaft in Bild 14 gezeigt.

$$N = \frac{w_{N,M} \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot E_p \cdot I_p + \frac{1}{\pi^2} \cdot p_M \cdot L_{Hw}^2}{w_{N,M} + \frac{L_{Hw}}{\text{imp}}} \quad (3)$$

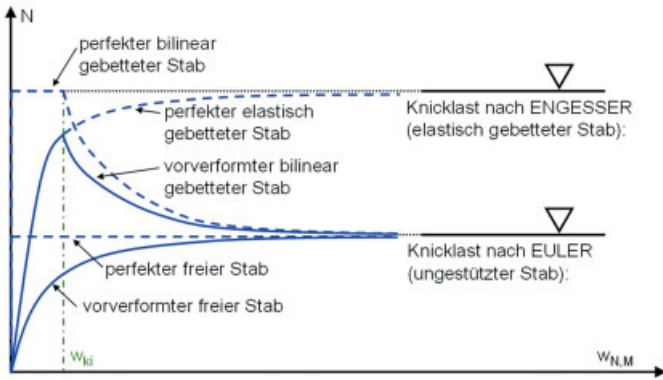


Bild 14. Gleichgewichtszustände nach Theorie 2. Ordnung
Fig. 14. States of equilibrium (second order theory)

Beim nicht vorverformten, nur durch eine Normalkraft N beanspruchten elastisch gebetteten Stab entstehen bis zum Erreichen der Verzweigungslast N_{ki} keine horizontalen Verformungen w und auch keine Biegemomente M . Wird der Druckstab seitlich ausgelenkt, so kommt er anschließend in seine unverformte Ausgangslage zurück. Bei Erreichen der Verzweigungslast ist jede beliebige Auslenkung möglich und führt zu einem indifferenten Gleichgewicht. Dabei ist es erforderlich, daß zunehmende Verformungen zu zusätzlichen Kräften aus der Bodenstützung führen. Sobald jedoch bei zunehmenden Verformungen die Bettungsreaktion $p(z)$ nicht mehr linear ansteigt, wird ein labiler Zustand erreicht. Der Weg zur Mobilisierung der maximalen Bodenreaktion w_{ki} ist hierzu entscheidend, vor allem, wenn in erster Näherung von einer bilinearen Mobilisierungsfunktion ausgegangen wird. Gleiches gilt auch für vorverformte gebettete Stäbe. Sobald die Auslenkung des Stabs die Größe erreicht, bei der der maximale Bodenwiderstand erreicht wird, kommt es zu einem labilen Zustand (siehe Bild 14). Die Verzweigungslast ergibt sich dann für $w_{N,M} = w_{ki}$ zu:

$$N_{ki} = \frac{w_{ki} \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot E_p \cdot I_p + \frac{1}{\pi^2} \cdot w_{ki} \cdot k_\ell \cdot L_{Hw}^2}{w_{ki} + \frac{L_{Hw}}{imp}} \quad (4)$$

Betrachtet man den unendlich langen Stab, so muß für die Bestimmung seiner Verzweigungslast zunächst die maßgebende Halbwelle der Knickfigur bestimmt werden, für welche N_{ki} minimal wird. Dies kann mit Hilfe der ersten Ableitung von Gl. (4) nach L_{Hw} gelöst werden. Setzt man die Ableitung gleich Null und löst die Gleichung mit einer numerischen Nullstellensuche, so ergibt sich die Halbwellenlänge L_{Hw} , für welche N_{ki} minimal ist.

In einem nächsten Schritt ist zu prüfen, ob der Pfahl aufgrund der begrenzten Materialfestigkeit versagt, bevor die Verzweigungslast N_{ki} erreicht wird. Hier ist die Nutzung des Interaktionsdiagramms zweckmäßig, in der die Kombinationen von M und N dargestellt sind, bei welcher das Material des Stabs plastifiziert. Diese Prüfung gelingt mit Hilfe der Betrachtung der Stelle mit der auftretenden maximalen Verschiebung w_{ki} und dem maximalen Moment, also in der Mitte der Halbwelle. An diesem Punkt müssen die Schnittgrößen unter der Interaktionskurve bleiben, damit die Verzweigungslast N_{ki} die maßgebende Traglast des Pfahls darstellt.

Zur Beschreibung der Interaktionskurve der maximal gleichzeitig wirkenden Schnittgrößen N und M zum Erreichen einer Plastifizierung des Querschnitts eignet sich für den Pfahl die folgende Formel nach DIN 18800:

$$M = M_{pl} \cdot \left[1 - \left(\frac{N}{N_{pl}} \right)^\alpha \right]$$

Der Wert α ist ein von der Geometrie des Pfahlquerschnitts abhängiger Formbeiwert und berechnet sich aus dem Verhältnis des plastischen zum elastischen Widerstandsmoments. Um nun zu prüfen, ob beim Erreichen der Verzweigungslast N_{ki} die Interaktion der maximal möglichen Schnittgrößen erreicht ist, muß das Moment M_M , welches infolge einer Normalkraft in der Mitte der Halbwelle L_{Hw} wirkt, nach Gl. (2) ermittelt werden. Wird das Moment M_M dem maximal möglichen Moment aus der Interaktionsbeziehung gleichgesetzt, so wird die Verschiebung $w_{N,M}$ zu $w_{M,pl}$, bei welcher die Interaktionskurve der vollplastischen Schnittgrößen erreicht wird:

$$w_{M,pl} = \frac{M_{pl} \cdot L_{Hw}^2}{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p} \cdot \left[1 - \left(\frac{N}{N_{pl}} \right)^\alpha \right] \quad (5)$$

Damit die Verzweigungslast N_{ki} die Traglast des Pfahls N_u bestimmt, muß stets gelten:

$$w_{ki} \leq w_{M,pl,ki} \quad (6)$$

Dabei ist $w_{M,pl,ki}$ nach Gl. (7)

$$w_{M,pl,ki} = \frac{M_{pl} \cdot L_{Hw}^2}{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_{ki}}{N_{pl}} \right)^\alpha \right] \quad (7)$$

zu bestimmen. Andernfalls versagt der Pfahl durch Überbeanspruchung des Pfahlmaterials.

Ist die Ungleichung (6) nicht erfüllt, so kann zur Bestimmung der Traglast N_u in der Beziehung (3) $w_{N,M} = w_{M,pl}$ gesetzt und danach nach $w_{M,pl}$ aufgelöst werden:

$$w_{M,pl} = \frac{N \cdot \frac{L_{Hw}}{imp}}{\frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot E_p \cdot I_p + \frac{L_{Hw}^2}{\pi^2} \cdot k_\ell - N} \quad \text{für } w_{M,pl} \leq w_{ki}$$

Nun kann die obige Beziehung der Formel (5) gleichgesetzt werden. Dadurch wird $N = N_u$ die Traglast des bilinear gebetteten Pfahls, die in diesem Fall nicht durch ein Stabilitätsversagen, sondern durch Plastifizierung des Pfahlmaterials erreicht wird.

$$\begin{aligned} & \frac{N_u \cdot \frac{L_{Hw}}{imp}}{\frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot E_p \cdot I_p + \frac{L_{Hw}^2}{\pi^2} \cdot k_\ell - N_u} \\ &= \frac{M_{pl} \cdot L_{Hw}^2}{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_u}{N_{pl}} \right)^\alpha \right] \end{aligned} \quad (8)$$

Diese Beziehung ist zwar nicht geschlossen lösbar, läßt sich aber leicht durch eine numerische Iteration nach N_u

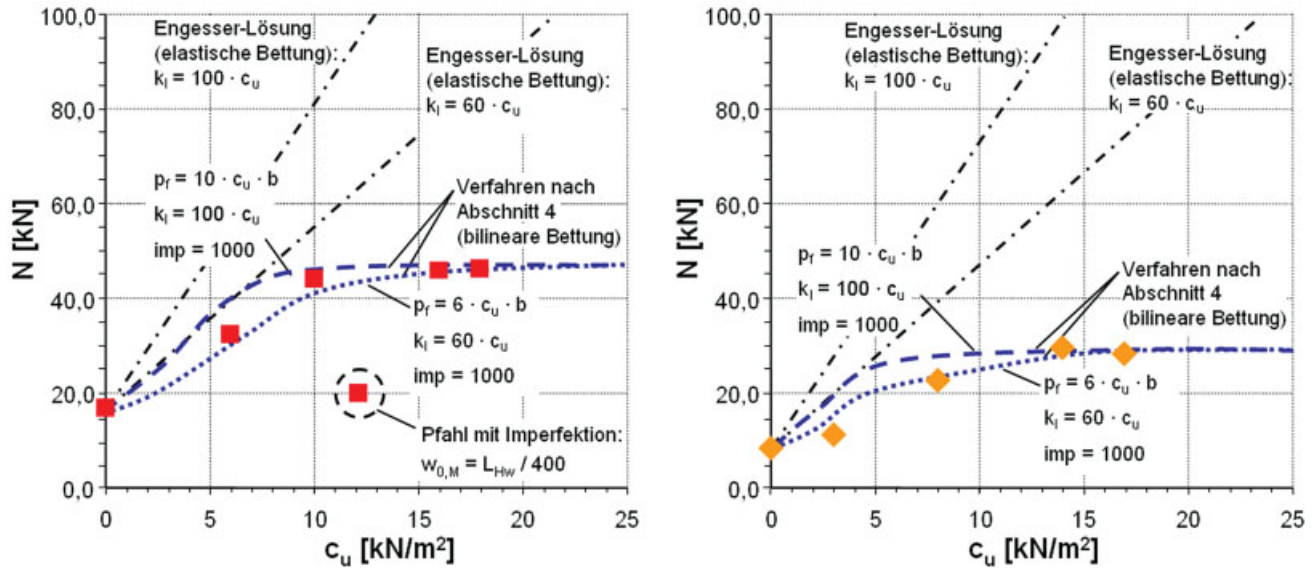


Bild 15. Kleinmaßstäbliche Versuche und Nachrechnungen (links Modellpfahl A, rechts Modellpfahl B)
 Fig. 15. Comparison of test results (small piles) and calculations (left model pile A, right model pile B)

lösen. Auf der sicheren Seite liegend kann der Exponent α der Interaktionsbeziehung zu 1,0 gewählt werden. Die Beziehung vereinfacht sich dadurch stark und lässt sich dann als quadratische Gleichung schreiben. Diese Gleichung kann durch die Bestimmung der Nullstellen zur Ermittlung von N_u gelöst werden.

Mit der beschriebenen Modellbildung und dem gezeigten Lösungsweg sind im folgenden die Versuchsergebnisse der kleinmaßstäblichen wie der Großversuche aufgezeigt und werden mit Rechenergebnissen, welche mit Hilfe verschiedener Parametervariationen erzielt wurden, verglichen.

Die Berechnungen mit einer bilinearen Beschreibung der Bettungsreaktion können zwar die Traglasten und Verformungen (hier nicht gezeigt) nicht genau simulieren, jedoch treten extreme Überschätzungen bei Ansatz üblicher Bettungsmoduln und Fließspannungen nicht auf. Vor allem aber sind mit diesem Rechenverfahren alle möglichen Versagensursachen, dem

- Versagen nach der Lösung von Euler für den ungestützten Pfahl
 - Versagen nach der Lösung von Engesser für den Pfahl mit elastischer Bettung und sehr großer Fließspannung des Bodens
 - Erreichen eines maximal möglichen stabilen Gleichgewichtszustands bei Erreichen der Fließspannung im Boden (Gleichgewichtszustände des verformten Systems mit größeren Verformungen führen stets zu kleineren Lasten)
 - Erreichen der Festigkeit des Pfahlmaterials (z. B. Erreichen der Fließgrenze des Stahls)
- hinreichend genau oder exakt erfasst. Zudem können die Auswirkungen zunehmender Verformungen des Pfahls nach Theorie 2. Ordnung, ausgehend von einer spannungsfreien Vorverformung (Imperfektion), zutreffend berücksichtigt werden.

Die Unsicherheiten, die diesem Rechenmodell zugrunde liegen, und die durch die Unterschiede zwischen

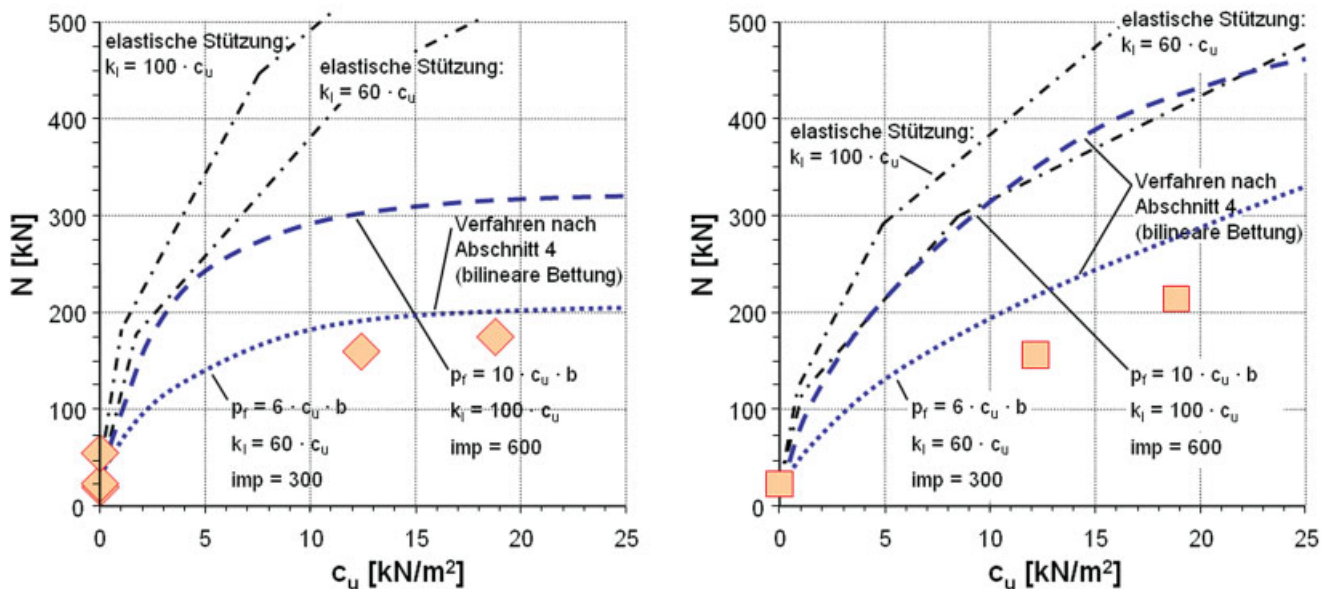


Bild 16. Großversuche (links Pfahltyp I $E_p \cdot I_p = 54,7 \text{ kNm}^2$, rechts Pfahltyp II)
 Fig. 16. Comparison of test results and calculations (on the left pile I, on the right pile II)

den numerischen Berechnungen und den Versuchsergebnissen erkennbar sind, müssen durch Teilsicherheitsbeiwerte erfaßt werden. Langfristig könnten durch weitere Forschung, bei der vor allem auch das viskose Verhalten des den Pfahl umgebenden Bodens zu berücksichtigen ist, noch besser zutreffende Modelle entwickelt werden.

Weiterführung des Beispiels:

An dieser Stelle soll das Rechenbeispiel weitergeführt und mit dem in Abschn. 5 gezeigten Modell die Traglast des seitlich bilinear gestützten Pfahls ermittelt werden. Zunächst wird die maximale seitliche Bodenreaktion berechnet. Auf der sicheren Seite liegend läßt sie sich zu

$$p_f = 7 \cdot c_u \cdot b = 7 \cdot 15 \cdot 0,1 = 10,5 \text{ kN/m}^2$$

abschätzen, worin b die Kontaktbreite des Pfahlquerschnitts zum Boden darstellt. Mit einem Bettungsansatz von

$$k_\ell = 70 \cdot c_u = 70 \cdot 15 = 1050 \text{ kN/m}$$

ergibt sich der Weg zur vollen Mobilisierung des seitlichen Bodenwiderstandes w_{ki} zu 10 mm.

Der Stahlpfahl aus St 52-3 besitzt folgende charakteristischen vollplastischen Schnittgrößen:

$$N_{pl} = A \cdot f_{y,k} = 40 \cdot 36,0 = 1440 \text{ kN}$$

$$M_{pl} = \frac{1}{4} \cdot b^2 \cdot h \cdot f_{y,k} = \frac{1}{4} \cdot 40^2 \cdot 100 \cdot 360 = 14,4 \text{ kN}$$

Der Exponent α der vereinfachten Interaktionsbeziehung ergibt sich für Rechteckquerschnitte zu genau 1,5.

Als nächster Schritt muß für das Berechnungsprinzip „unendlich langer Pfahl“ die maßgebende Knickhalbwellenlänge L_{Hw} berechnet werden. Um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu der oben gezeigten Rechnung mit einer elastischen Bodenstützung (*Engesser*) zu wahren, kann alternativ die minimale Knicklast N_{ki} , welche sich aus verschiedenen Welligkeiten n der gesamten Pfahllänge L ($L_{Hw} = L/n$) ergeben, ermittelt werden. Für eine Berechnung am unendlich langen Pfahl mit einer Imperfektion von $w_{0,M} = L_{Hw} / 600$ führt die 1. Ableitung nach L_{Hw} und eine anschließende Nullstellensuche der Gl. (4) zu einer maßgebenden Knickhalbwellenlänge von 1,90 m. Setzt man diese Länge in Gl. (4), ein so ermittelt sich die Knicklast des bilinear gestützten Pfahls zu:

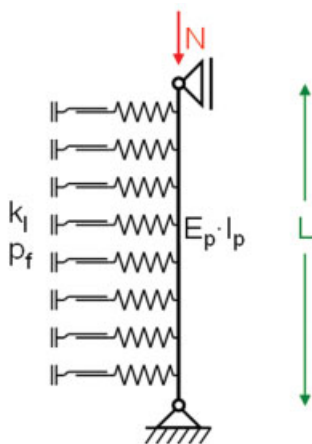


Bild 17. Der bilinear (elastisch-plastisch) gestützte Pfahl
Fig. 17. Bilinear (elastic-plastic) supported pile

$$N_{ki} = \frac{w_{ki} \cdot \frac{\pi^2}{L_{Hw}^2} \cdot E_p \cdot I_p + \frac{1}{\pi^2} \cdot w_{ki} \cdot k_\ell \cdot L_{Hw}^2}{w_{ki} + \frac{L_{Hw}}{\text{imp}}}$$

$$= \frac{0,01 \cdot \frac{\pi^2}{1,9^2} \cdot 112 + \frac{1}{\pi^2} \cdot 0,01 \cdot 1050 \cdot 1,9^2}{0,01 + \frac{1,9}{600}} = 524 \text{ kN}$$

Setzt man voraus, daß nur ganzzahlige Welligkeiten n eines Pfahls der Länge L , welcher an den Enden gelenkig gelagert ist, auftreten können, so ergibt sich die maßgebende Knickhalbwellenlänge zu $L_{Hw} = 2,00$ m und damit die Knicklast zu $N_{ki} = 526$ kN. In diesem Beispiel und den meisten Fällen hat die Wahl der Modellierung des Pfahls – ob mit endlicher Länge und haltenden Auflagern oder als unendlich langer Pfahl, bei welchem sich die Knicklängenhalbwellen frei ausbilden kann – kaum Einfluß auf die aufnehmbaren Lasten. Auf der sicheren Seite liegend wird für die Bemessung der Ansatz eines fiktiven unendlich langen Pfahls empfohlen, auch weil die exakte Mächtigkeit einer Weichschicht nicht zu ermitteln und je nach Pfahl lokal unterschiedlich ist. Zudem ist die Modellierung von diskreten Auflagerbedingungen (gelenkig oder feste Einspannung) an den Schichtgrenzen der Weichschicht oder dem Anschluß des Pfahls an das Bauwerk kaum plausibel.

Nachdem die Knicklast des Systems Pfahl–Boden ermittelt wurde, ist zu prüfen, ob nicht bereits vor dem Erreichen der Knicklast die Festigkeit des Pfahlwerkstoffs überschritten wird. Dies gelingt mit Hilfe der Ungleichung (6), welche erfüllt sein muß:

$$w_{ki} \leq w_{M,p\ell,ki}$$

Die Verschiebung $w_{M,p\ell,ki}$ wird mit Gl. (7) berechnet:

$$w_{M,p\ell,ki} = \frac{M_{pl} \cdot L_{Hw}^2}{\pi^2 \cdot E_p \cdot I_p} \cdot \left(1 - \left(\frac{N_{ki}}{N_{pl}} \right)^\alpha \right)$$

$$= \frac{14,4 \cdot 1,9^2}{\pi^2 \cdot 112} \cdot \left(1 - \left(\frac{524}{1440} \right)^{1,5} \right) = 0,0367$$

Damit ist die Ungleichung (6) erfüllt, und die Knicklast N_{ki} bildet die Traglast N_u des Pfahls:

$$N_u = N_{ki} = 524 \text{ kN}$$

Ein Vergleich zeigt, daß die Traglast aus der Berechnung mit einer elastisch-plastischen Bodenstützung ($N_u = 524$ kN) deutlich geringer ist als die Knicklast, welche sich aus einer rein elastischen Berechnung ergibt ($N_{ki} = 690$ kN). Jedoch ist es immer noch sehr viel günstiger, den Pfahl mit einer elastisch-plastischen Bodenstützung zu modellieren, als auf der „sicheren“ Seite liegend eine frei stehende Stahlstütze zu bemessen: Die Knicklast des ungestützten Pfahls von $N_{ki} = 69$ kN würde die Gründung eines Gebäudes mit einem derartig schlanken Pfahl ausschließen.

6 Fließdruck: Widerstand oder Einwirkung?

Alle bisherigen Betrachtungen für eine Bemessung der Interaktion Pfahl–Boden setzen voraus, daß verbunden mit einer

Relativverschiebung Pfahl-Boden ein stützender Bodenwiderstand geweckt werden kann. Die stützende Bodenspannung kann einen maximalen Fließdruck nicht überschreiten.

Für verschiedene Gründungssituationen mit entsprechenden Randbedingungen können Fließdrücke jedoch auch belastend – also für den Stabilitätsnachweis von Pfählen extrem ungünstig – auf die Mantelfläche des Pfahls wirken. Als Beispiel seien neben Gründungssituationen in kriechenden Hängen vor allem Wirkungen infolge seitlicher Auflasten genannt: Eine neben einer Pfahlgründung aufgetragene Auffüllung bewirkt in einer darunterliegenden Weichschicht horizontale Bewegungen. Als maximale abtreibende Kraft, welche diese Bewegung auf einen Pfahl ausüben kann, ist wiederum ein Fließdruck anzusetzen. In diesem Fall wirkt der Fließdruck nicht stabilisierend, sondern als zusätzliche Belastung auf den Pfahl.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß bei Ansatz der seitlichen Bodenspannung mit stützender Wirkung auch sichergestellt sein muß, daß dieser Widerstand auch über die gesamte Nutzungsdauer der Konstruktion aufrechterhalten wird.

Zur vertiefenden Betrachtung belastender Fließdrücke können die Veröffentlichungen des Arbeitskreises „Seitendruck auf Pfähle“ der DGGT [7] herangezogen werden.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Mikropfähle sind sehr schlanke Bauteile, die mit heute zur Verfügung stehenden hochfesten Stählen hinsichtlich der inneren Tragfähigkeit und, wenn sie in tragfähige Böden einbinden und dort verpreßt werden, auch hinsichtlich der Lastabtragung im Baugrund geeignet sind, sehr hohe Lasten abzutragen. Wenn sie jedoch breiige und weiche Schichten durchfahren, besteht die Gefahr des Knickens, wodurch die Tragfähigkeit begrenzt sein kann.

Mit den gewonnenen Erfahrungen aus kleinmaßstäblichen Versuchsreihen wurde ein Versuchsstand aufgebaut, in dem es möglich war, 4 m lange Einzelpfähle einer Probelastung zu unterziehen. Insgesamt wurden 4 Pfähle mit Bodensstützung bis zum Pfahlversagen belastet und meßtechnisch ausführlich dokumentiert. Dabei lag die undrained Scherfestigkeit zwischen etwa 8 und 25 kN/m². In Ergänzung wurde eine Probelastung eines GEWI-Pfahls in situ durchgeführt. Die Versuchspfähle reagierten zunächst sehr steif, und es traten kaum seitliche Verschiebungen auf. Das in allen Fällen erreichte Pfahlversagen kündigte sich nicht an. Vielmehr trat es spontan auf, lange bevor die vollplastischen Normalkräfte der Querschnitte erreicht waren. Nach dem Erreichen der maximal aufnehmbaren Pfahlnormalkraft vergrößerten sich die seitlichen Auslenkungen der Pfahlachse deutlich. Auch für stark reduzierte Belastung konnte keine Gleichgewichtslage mehr gefunden werden. Nachdem die Pfähle ausgebaut worden waren, konnte festgestellt werden, daß die Aluminiumprofile keine bleibende Verformung erlitten hatten. Bei allen Versuchen knickten die Pfähle mit Knickfiguren, deren Halbwellen deutlich kürzer waren als die Pfahllänge.

Es wurde ein Rechenverfahren erarbeitet, mit welchem alle wesentlichen Effekte, die in den Versuchen auftraten, zu erfassen sind. Die seitliche Bodensstützung des Pfahls wird darin mit einer bilinearen Mobilisierungsfunktion beschrieben, bei welcher eine maximale Bodenreaktion, die das Umfließen des Bodens um den Pfahl charakterisiert, erfaßt wird.

In den Berechnungen können auch Vorverformungen des Pfahls und die Festigkeitseigenschaften des Pfahlmaterials berücksichtigt werden. Noch nicht enthalten sind die Modellierung von Stahlbeton-Verbundquerschnitten im Zustand II sowie der Ansatz von mit der Tiefe variierenden Bettungsfunktionen. Dies kann jedoch durch geeignete FE-Programme entsprechend der gezeigten Zusammenhänge erfolgen. Es werden Last-Verschiebungskurven errechnet, die Gleichgewichtszustände des nichtlinear gebetteten Pfahls wiedergeben. Sie sind durch zwei Äste gekennzeichnet. Bis zum Erreichen der maximalen Bodenreaktion steigen die möglichen Normalkräfte im Pfahl an. Überschreitet die seitliche Verschiebung des Pfahls den Weg zur vollen Mobilisierung des Bodenwiderstandes, so verringern sich die für ein Gleichgewicht erforderlichen Normalkräfte mit zunehmenden seitlichen Verschiebungen. Das Gleichgewicht wird instabil, und der Knickpunkt zwischen den zwei Ästen markiert ein Stabilitätsversagen. Zusätzlich wird geprüft, ob bereits vor dem Erreichen dieses Punktes die Materialfestigkeit des Pfahls durch Biegung und Normalkraft ausgeschöpft wird. Da die genannten Gleichgewichtszustände und die Beanspruchung des Pfahlmaterials von der Halbwelle der Knickfigur abhängig sind, muß diese zusätzlich einer Variation unterworfen werden. Das beschriebene Rechenschema wurde in einem Tabellenkalkulationsprogramm übersichtlich und leicht zugänglich umgesetzt. Die entsprechenden Dateien können unter <http://www.gb.bv.tum.de/> geladen werden.

In einer Fortsetzung der Forschung sollen die viskosen Eigenschaften sehr weicher bindiger Böden bei der Modellbildung zur Beschreibung des Knickens genauer berücksichtigt werden.

Dank

Dem Deutschen Institut für Bautechnik wird an dieser Stelle für die Unterstützung der Forschungsarbeit gedankt, ebenso der Fa. Keller Grundbau GmbH für die Ausstattung des beschriebenen Feldversuchs.

Literatur

- [1] *Pflüger, A.*: Stabilitätsprobleme der Elastostatik, Dritte Auflage, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York, 1964.
- [2] *Wenz, K. P.*: Das Knicken von schlanken Pfählen in weichen bindigen Erdstoffen, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 50, 1972.
- [3] *Meek, J. W.*: Das Knicken von Verpreßpfählen mit kleinen Durchmessern in weichem, bindigem Boden, Bautechnik 73 (1996), H. 3.
- [4] *Ostermayer H., Gollup P.*: Baugrube Karstadt in Rosenheim, Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V., 1996.
- [5] *Randolph, M. F., Houlsby, G. T.*: The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil, Geotechnique, Vol. 34 (1984), No. 4.
- [6] *Brandtzaeg, A., Harboe, E.*: Buckling tests of slender piles in soft quick clay; Proc. of the fourth Intern. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London 1957, Vol. II, p. 19, 1957.
- [7] *Schmiedel, U.*: Seitendruck auf Pfähle, Bauingenieur 59 (1984), S. 61–66.

Autoren dieses Beitrages:

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