

Anwendbarkeit von Standardverfahren zur Bemessung von Pfahlgründungen für Offshore-WEA

Dipl.-Ing. Jens Wiemann
Dr.-Ing. Kerstin Lesny
Prof. Dr.-Ing. Werner Richwien

Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen
werner.richwien@uni-essen.de, www.uni-essen.de/grundbau

1 Zusammenfassung

Neben den in Deutschland geltenden Geotechnik-Normen des Deutschen Instituts für Normung werden von Zertifizierungsgesellschaften spezielle Vorschriften für Offshore-Windenergieanlagen (kurz: Offshore-WEA) herausgegeben. Ihre die Gründung betreffenden Abschnitte beziehen sich auf einschlägige Regelwerke für konventionelle Offshorebauwerke, deren Empfehlungen und Bemessungsverfahren teilweise unverändert für Offshore-WEA übernommen worden sind. Für die Dimensionierung horizontal belasteter Gründungspfähle von konventionellen Offshorebauwerken ist ein semi-empirisches Verfahren, die p-y Methode, entwickelt worden, das für kleine Pfahldurchmesser durch die bisherigen Erfahrungen hinreichend belegt ist. Die Anwendbarkeit des p-y Verfahrens bei Pfahldurchmessern außerhalb des Erfahrungsbereichs konventioneller Offshoretechnik, wie z. B. im Falle einer Monopile-gegründeten Offshore-WEA, ist jedoch nachzuweisen.

In diesem Beitrag werden die Bemessungsmethode analysiert und die sich daraus ergebenden Kritikpunkte dargelegt. Es wird ein dreidimensionales FE-Modell für die Beschreibung der Interaktion zwischen Rohrpfahl und Baugrund vorgestellt. Die Berechnungen werden mit dem FE-Programm Abaqus durchgeführt. Im Ergebnis werden die Spannungen und Verformungen des Rohrpfahls und des Baugrunds infolge einer Belastung des Pfahls mit einer Horizontalkraft und einem Moment dargestellt. Diese Ergebnisse erlauben Rückschlüsse auf die Übertragbarkeit der konventionellen p-y Methode auf andere geometrische Randbedingungen.

2 Darstellung und Analyse der p-y Methode

2.1 Modellvorstellung

Das Verfahren zur Bemessung horizontal belasteter Gründungspfähle basiert auf dem Modell eines federgebeteten Balkens, wobei jedoch im Gegensatz zum klassischen Bettungsmodulverfahren das nichtlineare Materialverhalten des Baugrunds und die räumliche Spannungsausbreitung im Baugrund berücksichtigt werden (Abb. 1). Die Interaktion zwischen Pfahl und Baugrund wird durch so genannte „p-y curves“ berücksichtigt. Diese entsprechen den Kennlinien der segmentweise über die Tiefe angeordneten Federn. Die p-y Kurven sind idealisierte Last-Verschiebungskurven, die aus großmaßstäblichen Feldversuchen bestimmt wurden. Für die Idealisierung wurden charakteristische Kurvenpunkte definiert und der Kurvenverlauf zwischen diesen Punkten durch Geraden bzw. eine Parabel beschrieben. In Abb. 2 sind die auf diese Weise von Reese et al. (1974) hergeleiteten p-y Kurven für Sand dargestellt.

Maßgebender Parameter bei der Konstruktion der Kurven ist der Pfahlwiderstand im Grenzzustand. Dieser Pfahlwiderstand ist nach Reese et al. (1974) bei einer Horizontalverschiebung von $3/80$

des Pfahldurchmessers d voll mobilisiert. Ein weiterer Kurvenpunkt ist durch den bei einer Horizontalverschiebung von $y_m = 1/60 d$ mobilisierten Widerstand p_m definiert. Die p - y Kurve verläuft abschnittsweise linear. Lediglich die Punkte (y_k / p_k) und (y_m / p_m) sind durch eine Parabel verbunden, deren Steigung im Punkt (y_m / p_m) der Steigung der Geraden zwischen den Punkten (y_m / p_m) und (y_u / p_u) entspricht (Abb. 2). Die Anfangsgerade mit der Steigung k ist bis zum Schnittpunkt mit dem parabolischen Kurvenabschnitt maßgebend.

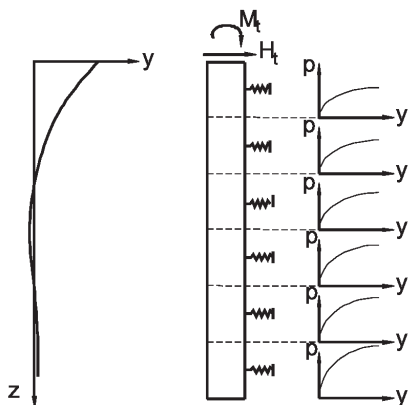


Abb. 1: Federgebetteter Balken

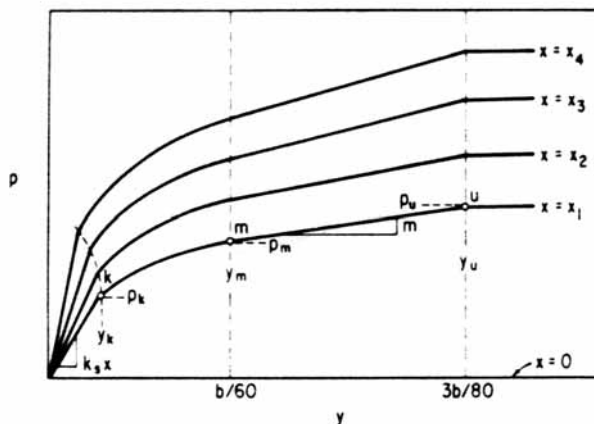


Abb. 2: P - y Kurven für unterschiedliche Tiefen $x_4 > x_3 > x_2 > x_1 > x_0$. Der Pfahldurchmesser ist mit b bezeichnet (Reese et al., 1974).

Die von Reese et al. (1974) untersuchten Rammpfähle hatten einen Pfahldurchmesser von $d = 0,61$ m, eine Wandstärke von $t = 0,01$ m und eine Einbindelänge von $L = 21$ m. Der Baugrund bestand zum überwiegenden Teil aus dicht gelagertem Feinsand. Aus den beiden bei Cox et al. (1974) dargestellten Bodenprofilen des Testgeländes geht hervor, dass in einer Tiefe zwischen 12,80 und 16,50 m bzw. zwischen 12,20 und 15,90 m jeweils eine Tonschicht anstand.

2.2 Räumlicher Pfahlwiderstand – theoretisches Bruchmodell

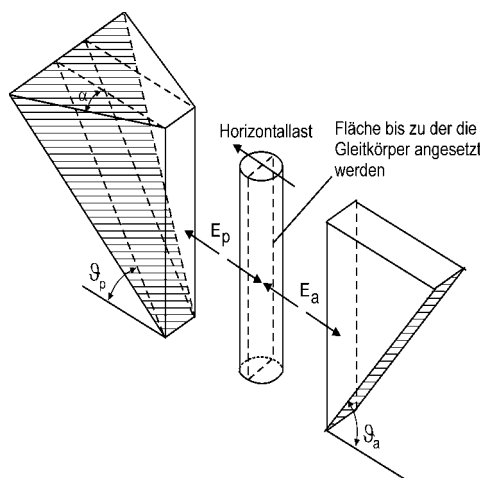


Abb. 3: Erddruckmodell für den oberflächennahen Bereich nach Reese et al. (1974), aus: Wiemann et al. (2002)

Der Pfahlwiderstand im Grenzzustand wird im oberflächennahen Bereich in Anlehnung an klassische Erddrucktheorien mit einem räumlichen Versagensmechanismus berechnet (Abb. 3). Im unteren Bereich wird ein ebener Mechanismus verwendet, bei dem der Baugrund keine Vertikalverschiebungen erfährt (Reese et al., 1974). Die Mantelreibung wird vernachlässigt. Die Widerstandskraft wird bei beiden Mechanismen aus den Gleichgewichtsbedingungen an den Gleitkörpern berechnet und nach der Tiefe z differenziert. Die Ableitungen können mit Hilfe dreier Beiwerte C_1 , C_2 und C_3 ausgedrückt werden und sind in dieser Form in den einschlägigen Regelwerken enthalten. Für den oberflächennahen Bereich berechnet sich der Pfahlwiderstand zu

$$p_u^{theor}(z) = (\gamma' z^2 C_1 + \gamma' z C_2 d) \text{ [kN/m]} \quad (Gl. 1)$$

Für den unteren Bereich berechnet sich der Pfahlwiderstand zu

$$p_u^{theor}(z) = \gamma' z C_3 \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{Gl. 2})$$

In Gl. 1 und Gl. 2 sind die wirksame Wichte des Bodens mit γ' , die Tiefe mit z und der Pfahldurchmesser mit d bezeichnet.

2.3 Korrektur des Modells

In den von Reese et al. (1974) durchgeführten Feldversuchen hat sich gezeigt, dass der theoretische Pfahlwiderstand insbesondere im oberflächennahen Bereich deutlich von den gemessenen Werten abwich. Es wurden daher die allein von der dimensionslosen Tiefe z/d abhängigen Korrekturbeiwerte A eingeführt, die für die oben genannten Feldversuche als Quotient aus gemessenem und theoretischem Pfahlwiderstand gebildet wurden. Für den bei einer Horizontalverschiebung von $y_m = 1/60 d$ gemessenen Pfahlwiderstand wurde analog ein zweiter Korrekturbeiwert B berechnet (Abb. 4).

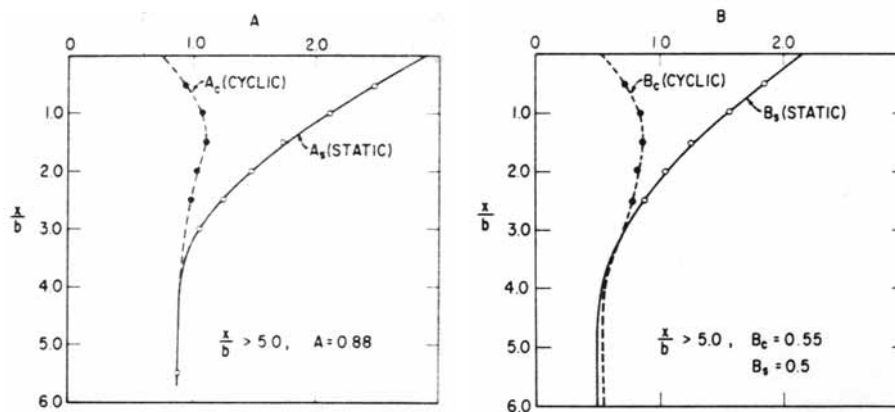


Abb. 4: Korrekturfaktoren nach Reese et al. (1974)

Nach API (2000) werden die p - y Kurven nicht mehr abschnittsweise, sondern als stetige Funktion des tangens hyperbolicus (Gl. 3) definiert.

$$p(z) = A(z) p_u^{theor}(z) \tanh\left(\frac{k z}{A(z) p_u^{theor}(z)} y\right) \quad (\text{Gl. 3})$$

Es wird lediglich die Berechnung des maximalen Pfahlwiderstands p_u^{theor} nach dem in Kap. 2.2 beschriebenen Erddruckmodell von Reese et al. (1974) benötigt. Der von Reese et al. (1974) angegebene Verlauf des Korrekturbeiwerts A (Abb. 4) wird in API (2000) linearisiert, für statische Belastung gilt $A_s = (3 - 0,8 z/d) \geq 0,9$.

2.4 Kritische Bewertung des Verfahrens

Die Berechnung der Pfahlwiderstandskraft anhand der Erddruckmodelle und die Berechnung der empirischen Korrekturbeiwerte sind lediglich in Abhängigkeit vom Pfahldurchmesser formuliert. Die Korrekturbeiwerte wurden aus einem Großversuch für Pfähle mit einem Pfahldurchmesser von 0,61 m abgeleitet. Die Anwendung auf Pfahldurchmesser von 1 bis 2,5 m, also den rd. 1,5 bis 4-fachen Pfahldurchmesser, ist durch Erfahrungen belegt (Det norske Veritas, 1992). Die Monopile-

Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen besitzen dagegen den 7 bis 10-fachen Durchmesser der von Reese et al. (1974) untersuchten Pfähle. Es ist daher zu prüfen, ob die Übertragbarkeit der bisherigen Bemessungsverfahren auf diese geometrischen Randbedingungen möglich ist oder eine Korrektur erforderlich ist.

Ein weiterer Kritikpunkt ist, dass die Erddrücke im Modell ausschließlich in Abhängigkeit vom Pfahldurchmesser modelliert werden. Die Einbindelänge wird nicht berücksichtigt.

Im Übrigen enthalten die Korrekturfaktoren A und B pauschal alle Einflüsse, die im theoretischen Modell vernachlässigt werden, wie z. B. den Wandreibungswinkel aber auch Einflüsse aus der Pfahlherstellung. Die Korrekturfaktoren werden jedoch ausschließlich für die von Reese et al. (1974) untersuchten Verhältnisse bestimmt. Nicht bekannt sind hingegen Einflüsse abweichender Pfahlherstellung, anderer Pfahldurchmesser und der Art der Lastabtragung in den Baugrund.

3 Vorgehensweise

Basierend auf der vorausgegangenen Analyse des Bemessungsverfahrens für horizontal belastete Pfähle wird die Anwendbarkeit des p-y Verfahrens anhand eines numerischen Modells mit Hilfe der Methode der finiten Elemente untersucht. Zunächst wird der räumliche Pfahlwiderstand bei Parallelverschiebung untersucht und der Einfluss des Pfahldurchmessers und des Wandreibungswinkels auf dessen Größe quantifiziert. Gegenstand des zweiten Bearbeitungsteils ist die Untersuchung des Tragverhaltens von Pfählen, die am Pfahlkopf mit einer Horizontalkraft und einem Moment belastet sind. Es sei angemerkt, dass die dabei gewonnenen Erkenntnisse vor der praktischen Anwendung durch Messungen zu verifizieren sind.

4 Numerisches Modell

Die wesentlichen Eigenschaften des realen Systems Pfahl-Boden müssen durch die vorgenommene Idealisierung im Rahmen eines finite Elemente Modells wiedergegeben werden. Diese sind:

- Geometrie des Pfahls
- dreidimensionale Spannungsausbreitung im Baugrund
- Kraftübertragung zwischen Pfahl und Baugrund
- Relativverschiebung zwischen Pfahl und Baugrund
- Materialverhalten des Bodens und des Pfahls.

Die untersuchten Pfähle stellen symmetrisch belastete Systeme dar, sodass die Modellierung einer Systemhälfte ausreicht. Die Abbildung des gesamten Pfahls ist durch die vorgenommene Beschreibung der Geometrie jedoch prinzipiell möglich. Der Pfahl wird durch einen Rohrquerschnitt modelliert, der bei Verwendung linearer finiter Elemente durch einen polygonalen Hohlkasten idealisiert wird. Bei der Elemententeilung des Pfahls wird die Pfahlschlankheit berücksichtigt. Vergleichende Berechnungen mit der linearisierten Biegetheorie haben gezeigt, dass die Biegeverformung des Rohres vom erzeugten Modell gut wiedergegeben wird. Die dreidimensionale Spannungsausbreitung im Boden wird durch die Diskretisierung eines räumlichen Berechnungsausschnitts erfasst. Für die Kraftübertragung zwischen Pfahl und Baugrund sind Kontaktbedingungen definiert, die eine Relativverschiebung unter Berücksichtigung von Schubspannungen ermöglichen. Zugspannungen können dagegen nicht übertragen werden, sodass eine Trennung von Pfahlmantel und Baugrund möglich ist. Es wird vorausgesetzt, dass bei den auftretenden Spannungen der Einfluss nichtlinearen Materialverhaltens auf die Interaktion Pfahl-

Baugrund im Wesentlichen vom Boden herrührt. Das Materialverhalten des Pfahls kann deshalb durch das linear elastische Materialmodell (Hooke) beschrieben werden. Für den Baugrund werden das linear elastisch – ideal plastische Materialmodell mit der Fließbedingung nach Mohr-Coulomb und das hypoplastische Materialmodell in der Fassung nach von Wolffersdorff (1996) verwendet. Das hypoplastische Materialmodell beschreibt nichtbindige Böden als nichtlineares, anelastisches Material. Das Materialverhalten wird dabei nicht wie bei der Elastoplastizität in elastische und plastische Bereiche unterteilt, sondern durch eine Funktion beschrieben, die Spannungs- und Verzerrungsraten unter Berücksichtigung der vorhandenen Spannung miteinander verknüpft.

In Abb. 5 ist ein Ausschnitt des Modells im Bereich des Pfahlkopfs dargestellt. Im linken Abbildungsteil ist die Verformung des Baugrunds an der Bodenoberfläche infolge der nach links gerichteten Pfahlverschiebung dargestellt. Der Baugrund erfährt auf der passiven Erddruckseite eine gegenüber dem Pfahl nach oben gerichtete Verschiebung, auf der aktiven Erddruckseite ist diese Relativverschiebung nach unten gerichtet. Deutlich zu erkennen ist im rechten Abbildungsteil der tangentielle Anteil der Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden. Die drei gekennzeichneten Knoten des Baugrunds sind von der Ausgangslage (A, B, C) in die Lage A', B', C' verschoben. Der Knoten A in der Symmetrieachse ist ausschließlich in vertikale Richtung verschoben, die Knoten B und C zusätzlich in tangentielle Richtung.

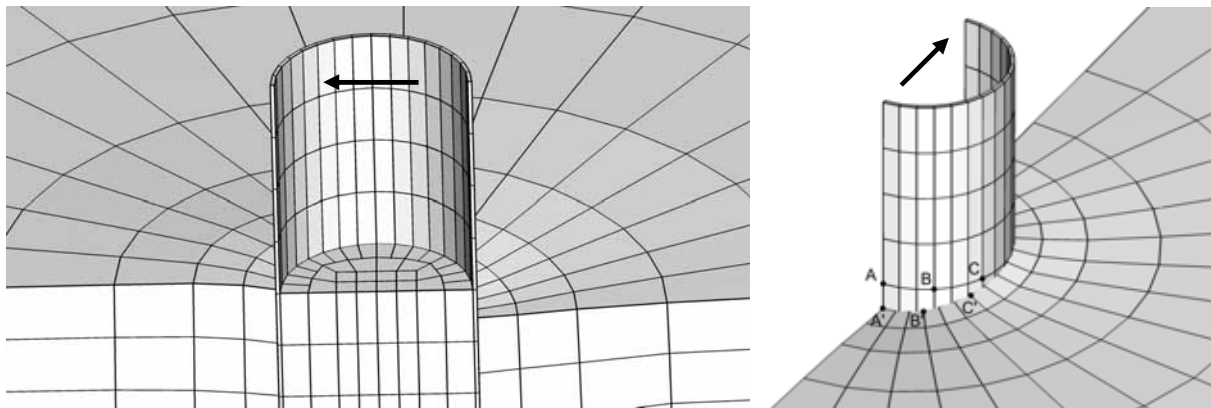


Abb. 5: Dreidimensionales FE-Modell eines Rohrpfahls (verformte Konfiguration im Bereich des Pfahlkopfs)

5 Untersuchung des räumlichen Erddrucks

5.1 Modellannahmen und Berechnungsergebnisse

Es wird zunächst untersucht, welches der Versagensmodelle nach Kap. 2.2 bei den Pfahlabmessungen für Offshore-WEA maßgebend ist. Die untersuchten Pfähle haben Durchmesser von 1 bis 6 m. Die zur Sicherstellung der Pfahleinspannung erforderliche Einbindelänge haben wir mit dem Verfahren nach Reese et al. (1974) berechnet.

Die Tiefe, bis zu der das räumliche Versagensmodell des oberflächennahen Bereiches maßgebend ist hängt von den drei Faktoren C_1 , C_2 und C_3 sowie dem Pfahldurchmesser d ab:

$$z_{\text{Grenz}} = \frac{C_3 - C_2}{C_1} d \quad [\text{m}] \quad (\text{Gl. 4})$$

Da die Beiwerte C_i ($i=1,2,3$) nur vom wirksamen Reibungswinkel beeinflusst werden, ist z_{Grenz} nur vom wirksamen Reibungswinkel und dem Pfahldurchmesser abhängig. Für die angesetzten wirksamen Reibungswinkel von $\varphi' = 38,7$ bis $42,3^\circ$ ergibt sich $z_{\text{Grenz}} = 20 - 24 d$. Die berechneten Einbindelängen

der Pfähle mit $d = 1$ bis 6 m sind kleiner als $20 d$, sodass für die Berechnung des Pfahlwiderstands in allen Fällen das räumliche Modell für oberflächennahe Bereiche maßgebend ist (Gl. 1):

$$p_u^{theor}(z) = (\gamma' z^2 C_1 + \gamma' z C_2 d) \quad [\text{kN/m}]$$

Die den Pfahlwiderstand beschreibende Funktion p_u^{theor} ist gemäß der vorausgegangenen Darstellung die Ableitung der resultierenden Erddruckkraft nach der Tiefe z . Der Korrekturfaktor A_s ist bis zu einer Tiefe $z \leq 2,625 d$ näherungsweise durch die Funktion $A_s(z/d) = (3 - 0,8 z/d) \geq 0,9$ beschrieben (Kap. 2.3). Die Kraft auf einen parallel verschobenen Pfahlabschnitt, der von der Oberfläche bei $z_1 = 0$ bis zur Tiefe $z_2 = L$ reicht, berechnet sich demzufolge zu:

$$F_{Widerstand} = \int_{z_1}^{z_2} p_u^{theor}(z) A_s(z) dz = \int_0^L (\gamma' z^2 C_1 + \gamma' z C_2 d) (3 - 0,8 z/d) dz \quad [\text{kN}] \quad (\text{Gl. 5})$$

Betrachtet werden parallel verschobene Pfahlabschnitte mit Durchmessern $d = 1, 2, 4, 6$ m und einer Länge von $L = 2,5$ m. Bei dieser Länge ist das Verhältnis z/d bei allen Pfahlabschnitten kleiner als $2,625$ und liegt damit im Korrekturbereich des Faktors A_s .

Die Pfahlwiderstandskraft ist zum Einen nach dem theoretischen Bruchmodell nach Kap. 2.2 ($\delta = 0^\circ$) und zum Anderen nach der p-y Methode (Korrektur der theoretischen Widerstandskraft mit dem Faktor A_s) berechnet worden. Weiterhin sind die Widerstandskräfte der vier Pfahlabschnitte mit dem finite Elemente Modell berechnet worden, wobei der Wandreibungswinkel zu $\delta = 0^\circ$, $\delta = 2/3 \varphi'$ und $\delta = \varphi'$ gesetzt wurde.

Für die Berechnung ist exemplarisch ein homogener Baugrundaufbau aus mitteldicht bis dicht gelagertem „Essener Sand“ gewählt (Lagerungsdichte $D = 0,5$). Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik bezieht diesen Sand seit langem in gleich bleibender Zusammensetzung. Die Verwendung dieses Bodens in den Berechnungen bietet die Möglichkeit, die vorhandenen Daten bei Bedarf durch Laborversuche zu ergänzen bzw. die Parameter für spezielle Materialmodelle zu bestimmen. Die Beschreibung des Bodens erfolgt mit dem hypoplastischen Materialmodell. Die notwendigen Parameter sind durch Laborversuche bestimmt und durch die Simulation von Elementversuchen verifiziert worden. Für das vereinfachte Erddruckmodell werden die wirksame Wichte und der wirksame Reibungswinkel benötigt, sie betragen $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ und $\varphi' = 40,5^\circ$. In den Abb. 6 und 7 sind die berechneten Pfahlwiderstandskräfte dargestellt.

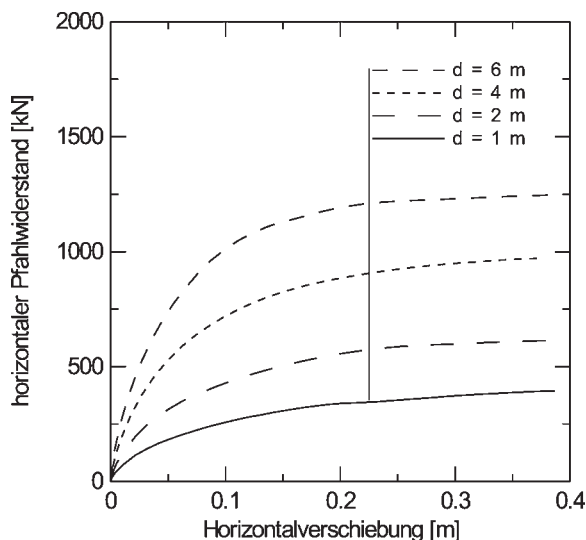


Abb. 6: Pfahlwiderstand in Abhängigkeit der Horizontalverschiebung (FE-Modell, $\delta = 0^\circ$)

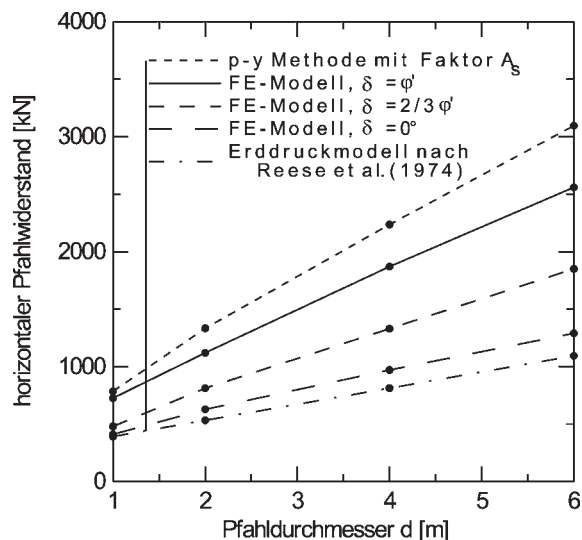


Abb. 7: Pfahlwiderstand im Grenzzustand in Abhängigkeit des Pfahldurchmessers

5.2 Auswertung der Ergebnisse

Die Simulation zeigt eine Mobilisierung der Pfahlwiderstandskraft mit zunehmender Horizontalverschiebung, wobei die Widerstandskraft asymptotisch einem Grenzwert zustrebt. Dieser Grenzwert ist abhängig vom Pfahldurchmesser d und dem Wandreibungswinkel δ , exemplarisch sind in Abb. 6 die Ergebnisse für die ideal glatten Pfähle dargestellt.

Vergleicht man zunächst die Pfahlwiderstandskraft nach dem theoretischen Bruchmodell nach Kap. 2.2, bei dem der Wandreibungswinkel vernachlässigt ist, mit den Berechnungsergebnissen des FE-Modells beim Ansatz eines Wandreibungswinkels von $\delta = 0^\circ$, so ist zu erkennen, dass für den Pfahlabschnitt mit $d = 1$ m die Berechnungsergebnisse des Erddruckmodells mit denen des FE-Modells gut überein stimmen. Für die anderen untersuchten Pfahldurchmesser ergibt das Erddruckmodell Pfahlwiderstandskräfte, die um rd. 15 % geringer sind als diejenigen nach dem FE-Modell.

Ein Vergleich der Ergebnisse der p-y Methode nach Reese et al. (1974) mit den Berechnungsergebnissen der FE-Modelle, bei denen die Wandreibung berücksichtigt ist, zeigt weiterhin, dass die mit der p-y Methode berechneten Pfahlwiderstandskräfte für alle Durchmesser um rd. 65 % größer sind als die mit dem FE-Modell beim Ansatz von $\delta = 2/3 \varphi'$ berechneten Werte. Zwischen den Ergebnissen der p-y Methode und denen des FE-Modells bei Ansatz von $\delta = \varphi'$ ist eine gute Übereinstimmung für $d = 1$ m gegeben, dagegen sind bei den anderen Durchmessern die Pfahlwiderstandskräfte nach der p-y Methode um rd. 20 % größer als die Werte nach der FE-Berechnung.

Aus den Ergebnissen der FE-Berechnungen folgt, dass der Wandreibungswinkel einen erheblichen Einfluss auf die Größe des Pfahlwiderstands hat. Der Einfluss des Wandreibungswinkels nimmt mit wachsendem Pfahldurchmesser zu. Der Ansatz eines Wandreibungswinkels von $\delta = \varphi'$ vergrößert die Pfahlwiderstandskraft gegenüber einem ideal glatten Pfahl bei $d = 1$ m um 76 %, bei $d = 2$ m um 78 %, bei $d = 4$ m um 92 % und bei $d = 6$ m um 98 %.

6 Untersuchung des Tragverhaltens monoton belasteter Pfähle

6.1 Pfahlquerschnitte

Betrachtet wird ein lotrechter Stahlrohrpfahl, der in Höhe der Bodenoberfläche durch eine Horizontalkraft und ein Moment belastet ist. Es wird ein Wandreibungswinkel von $\delta = 2/3 \varphi'$ angesetzt. Die Außendurchmesser der Rohre decken mit $d = 1, 2, 4$ und 6 m sowohl den bisherigen Erfahrungsbereich der Offshoretechnik wie auch die Größenordnung bereits realisierter und geplanter Monopile-Gründungen ab. Die Wandstärke t der Rohre ist nach einer Empfehlung des API (2000) gewählt worden: $t = 6,35 \text{ mm} + d [\text{mm}] / 100$. In Tab. 1 sind die Querschnittswerte der untersuchten Pfähle zusammengestellt.

d [m]	t [m]	A [m ²]	I [m ⁴]
1	0,02	0,06158	0,007395
2	0,03	0,18567	0,090091
4	0,05	0,62046	1,210294
6	0,07	1,30408	5,733008

Tab. 1: Querschnittswerte der untersuchten Pfähle

6.2 Baugrund

In den Berechnungen wird ein homogener Baugrund aus mitteldicht bis dicht gelagertem Essener Sand mit einer Lagerungsdichte von $D = 0,5$ angesetzt.

Die Anfangssteigung der p-y Kurven wird in dieser Arbeit aus dem Diagramm des API (1993) mit der bezogenen Lagerungsdichte I_D als Eingangsparameter bestimmt. Auf den Widerspruch zwischen diesem Diagramm und dem gleichen Diagramm in API (2000) gehen wir hier nicht weiter ein. Der wirksame Reibungswinkel erscheint als Eingangsparameter ungeeignet, da ansonsten alle Böden mit $\phi' \geq 35^\circ$ als dicht gelagert zu betrachten wären.

Die Bodenkennwerte des Baugrunds sind in Tab. 2 zusammengefasst. Die Pfahllängen werden mit der p-y Methode für eine in Höhe des Meeresbodens angreifende Horizontalkraft und ein in Höhe des Meeresbodens angreifendes Moment dimensioniert. Die realen Gründungslasten enthalten Anteile aus Horizontalkraft- und aus Momentenbelastung, sodass hier zwei idealisierte Grenzfälle untersucht werden. Die Größe der Belastung ist jeweils so gewählt, dass am Pfahlkopf eine Verdrehung von $\alpha = 0,7^\circ$ auftritt. Bemessungskriterium ist die Sicherstellung der Pfahleinspannung (Tab. 3).

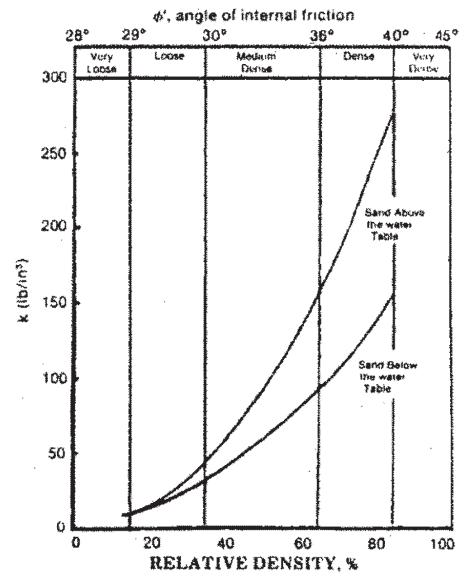


Abb. 8: Anfangssteigung k der p-y Kurve (API, 1993)

Lagerungsdichte D	0,5
bezogene Lagerungsdichte I_D	0,55
Porenzahl e	0,629
wirksamer Reibungswinkel ϕ'	$40,5^\circ$
Wichte/Wichte unter Auftrieb γ / γ'	17 / 10 kN/m ³
Anfangssteigung k der p-y Kurve (API, 1993)	19000 kN/m ³

Tab. 2: Bodenkennwerte des mitteldicht bis dicht gelagerten Baugrunds

Belastung:	H : Pfahlkopfverdrehung $\alpha = 0,7^\circ$			M : Pfahlkopfverdrehung $\alpha = 0,7^\circ$		
	d [m]	L [m]	u_{Kopf} [m]	L [m]	M [kNm]	u_{Kopf} [m]
1	12,5	1280	0,0523	10,6	3980	0,0306
2	20,3	6100	0,0842	17,1	30200	0,0491
4	33,3	30600	0,1360	28,5	245000	0,0809
6	45,5	80000	0,1830	38,9	855000	0,109

Tab. 3: Einbindelänge und Belastung der untersuchten Pfähle (p-y Methode)

In dem FE-Modell wird der Boden mit dem hypoplastischen Materialmodell und mit dem elastoplastischen Materialmodell beschrieben. Der Steifemodul in dem elastoplastischen Modell stellt eine abschnittsweise Linearisierung der realen Spannungs-Dehnungs-Beziehung dar. Diese Linearisierung ist abhängig vom gewählten Spannungsbereich. Für den zu Grunde gelegten Boden ist aus einem Kompressionsversuch mit Auflastspannungen von 0 bis 1000 kN/m² ein Steifemodul von

rd. 50 - 80 MN/m² bestimmt worden. Dem größeren Wert liegt ein Spannungsbereich von 625 bis 1000 kN/m² zu Grunde.

6.3 Darstellung und Auswertung der Ergebnisse

In den Berechnungen mit dem elastoplastischen Materialmodell wird zunächst vereinfacht ein über die Tiefe konstanter Steifemodul von $E_s = 50 \text{ MN/m}^2$ angesetzt. Exemplarisch sind die berechneten Biegelinien für die Pfähle mit $d = 1 \text{ m}$ und $d = 6 \text{ m}$ bei Horizontalkraftbelastung in Abb. 9 und bei Momentenbelastung in Abb. 10 dargestellt.

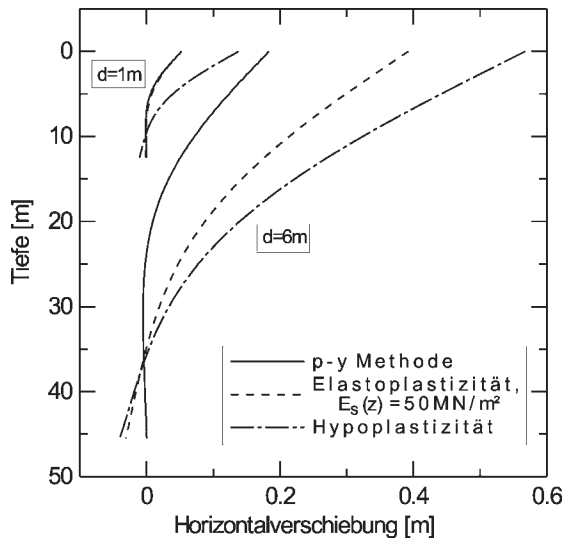


Abb. 9: Biegelinien bei Horizontalkraftbelastung

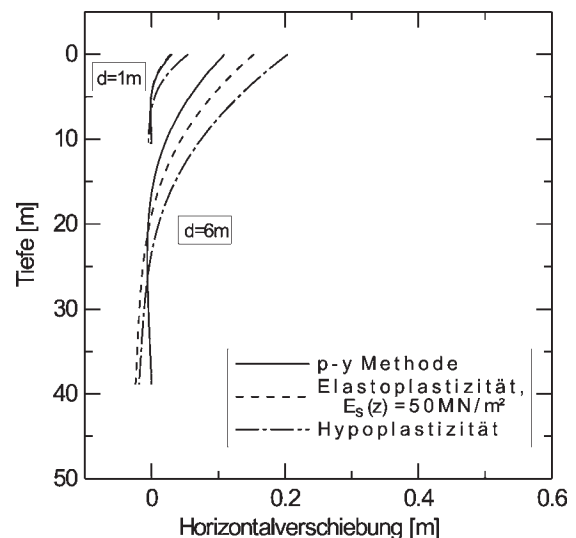


Abb. 10: Biegelinien bei Momentenbelastung

Die bei Verwendung des elastoplastischen Materialmodells berechnete Biegelinie des Pfahls mit $d = 1 \text{ m}$ stimmt für Horizontalkraftbelastung und Momentenbelastung jeweils mit der Biegelinie nach der p-y Methode überein. Der Pfahl mit $d = 1 \text{ m}$ kann nach beiden Modellen für beide Belastungen als eingespannt betrachtet werden. Demgegenüber ist der Pfahl mit $d = 6 \text{ m}$ bei Verwendung des elastoplastischen Materialmodells weder bei Horizontalkraftbelastung noch bei Momentenbelastung als eingespannt anzusehen. Das hypoplastische Stoffgesetz führt in allen Fällen zu wesentlich größeren Pfahlverschiebungen als die p-y Methode und das elastoplastische Stoffgesetz. Da für Pfähle mit $d = 1 \text{ m}$ Erfahrungen zur Anwendung der p-y Methode bestehen, werden die mit dem hypoplastischen Stoffgesetz berechneten Verformungen in diesem Fall vorerst als unrealistisch groß angesehen. Hügel (1995) und Fiedler (2001) verweisen hierzu bei der Untersuchung von geotechnischen Problemen mit freier Bodenoberfläche auf die Formulierung des Stoffgesetzes, wonach die Materialgleichung bei einem verschwindenden isotropen Spannungsanteil nicht definiert ist. Dieses numerische Problem kann nach Hügel und Fiedler vermieden werden durch Ansatz einer inneren Spannung, die physikalisch einer Kohäsion entspricht. Bei Hügel (1995) war der Ansatz durch die im anstehenden nichtbindigen Boden vorhandene Kapillarkohäsion begründet. Fiedler (2001) hingegen untersuchte einen trockenen Boden, bei dem lediglich der Ansatz einer sehr geringen, praktisch zu vernachlässigenden inneren Spannung gerechtfertigt war. Die berechneten Setzungen wichen erheblich von den Messwerten ab. Der Meeresboden kann als wassergesättigt angenommen werden, sodass der Ansatz einer Kapillarkohäsion zur Begründung einer nennenswerten inneren Spannung physikalisch nicht gerechtfertigt wäre.

Die Ergebnisse der p-y Methode und des FE-Modells mit Elastoplastizität führen zu einer unterschiedlichen Bewertung des Tragverhaltens des Pfahls mit $d = 6$ m. Da Feldversuche zur Zeit nicht zur Verfügung stehen, soll an dieser Stelle zumindest überschlägig die Plausibilität der Ergebnisse geprüft werden. Es wird hierzu ausgehend von der durch die p-y Methode vorgegebenen Einspannlänge die zur Einspannung erforderliche Bettungssteifigkeit berechnet und mit den Steifigkeiten des angesetzten Baugrunds verglichen. Die Berechnung erfolgt anhand des Modells des linear elastisch gebetteten Balkens (Titze, 1974). Nach Titze beträgt die zur Einspannung erforderliche Pfahlänge das Vierfache der elastischen Länge L_0 . Für eine über die Tiefe konstante Bettungssteifigkeit $k_s(z) = k_{s,max}$ berechnet sich die elastische Länge zu

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{d k_{s,max}}} \quad \text{mit } k_{s,max} \approx E_{s,max}/d \quad (\text{Gl. 6})$$

Bei nichtbindigem Boden ist ein mit der Tiefe linear zunehmender Verlauf von 0 bis $k_{s,max}$ realistischer, in diesem Fall berechnet sich die elastische Länge zu

$$L_0 = \sqrt[5]{\frac{EI L}{d k_{s,max}}} \quad \text{mit } k_{s,max} \approx E_{s,max}/d \quad (\text{Gl. 7})$$

In Gl. 6 und Gl. 7 sind die Biegesteifigkeit des Pfahls mit EI und die Länge des Pfahls mit L bezeichnet. Mit $L = 4 \cdot L_0$ ergibt sich für den Pfahl mit $d = 1$ m nach Gl. 6 und Gl. 7 ein Steifemodul von $E_{s,max} = 65 \text{ MN/m}^2$. Dieser Wert ist für den angesetzten Boden durchaus realistisch und die Berechnungsergebnisse sind somit plausibel. Für den Pfahl mit $d = 6$ m ergibt sich aus Gl. 6 und aus Gl. 7 $E_{s,max} = 287 \text{ MN/m}^2$. Dieser Wert ist für den angesetzten Boden unrealistisch groß. Der Pfahl mit $d = 6$ m und $L = 45,5$ m wäre bei Ansatz des im Kompressionsversuch bestimmten Maximalwerts von $E_s = 80 \text{ MN/m}^2$ nach dieser Abschätzung nicht eingespannt. Das Ergebnis der p-y Methode ist daher für diesen Pfahl nicht plausibel, weil die Bettungssteifigkeit zu groß angesetzt wird.

Abschließend wird geprüft, ob nach dem FE-Modell mit Elastoplastizität die Pfähle mit $d = 1$ m und $d = 6$ m bei Ansatz der Bettungssteifigkeit als $k_{s,max} = E_{s,max}/d$ mit den oben berechneten Werten für $E_{s,max}$ als eingespannt gelten können. Es wird ein linearer Verlauf der Bettungssteifigkeit angesetzt. Die berechneten Biegelinien sind in Abb. 11 und 12 dargestellt. Aus den Ergebnissen folgt, dass die Pfähle bei Ansatz dieser Steifemoduli als eingespannt betrachtet werden können und die überschlägige Prognose vom FE-Modell wiedergegeben wird. Zum Vergleich sind in Abb. 11 und 12 außerdem die Biegelinien bei Ansatz eines parabolischen Verlaufs der Bettungssteifigkeit dargestellt sowie die Biegelinien nach der p-y Methode. Die Biegelinien der p-y Methode stimmen für den Pfahl mit $d = 1$ m gut mit den Biegelinien bei parabolischem Ansatz der Bettungssteifigkeit überein. Für den angesetzten mitteldicht bis dicht gelagerten Boden sind diese Ergebnisse beider Modelle plausibel, die Pfahlmessungen liegen im Erfahrungsbereich der p-y Methode und im FE-Modell ist ein realistischer Wert für den Steifemodul angesetzt worden. Die Berechnungsergebnisse für den Pfahl mit $d = 6$ m stimmen für einen parabolischen Verlauf der Bettungssteifigkeit ebenfalls gut mit denen nach der p-y Methode überein, sie sind jedoch für den ursprünglich angesetzten mitteldicht bis dicht gelagerten Boden nicht plausibel, weil der angesetzte Steifemodul die im Kompressionsversuch bestimmten Werte deutlich übersteigt.

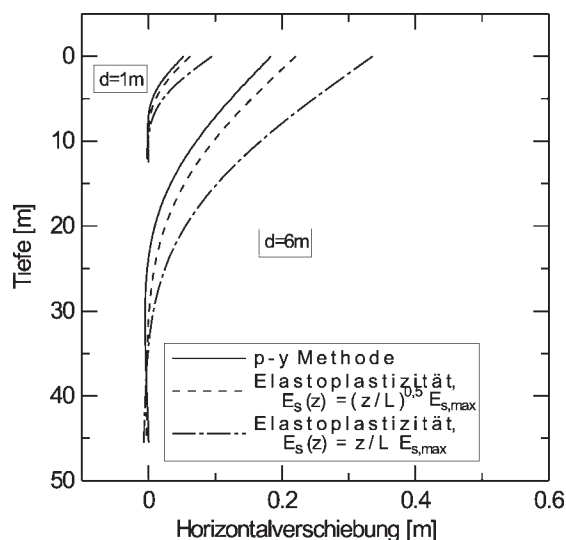


Abb. 11: Biegelinien bei Belastung durch Horizontalkraft

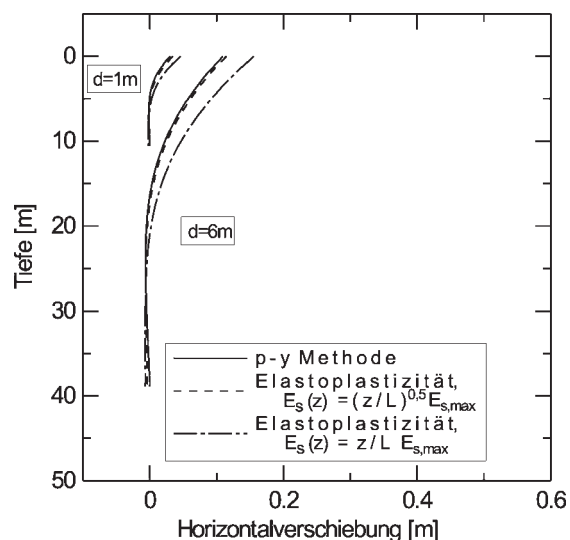


Abb. 12: Biegelinien bei Belastung durch Moment

Die exemplarisch für die Pfähle mit $d = 1 \text{ m}$ und $d = 6 \text{ m}$ dargestellten Untersuchungen sind analog für die beiden anderen Pfahldurchmesser durchgeführt worden. Die berechneten Pfahlkopfverdrehungen sind zusammenfassend in Abb. 13 dargestellt.

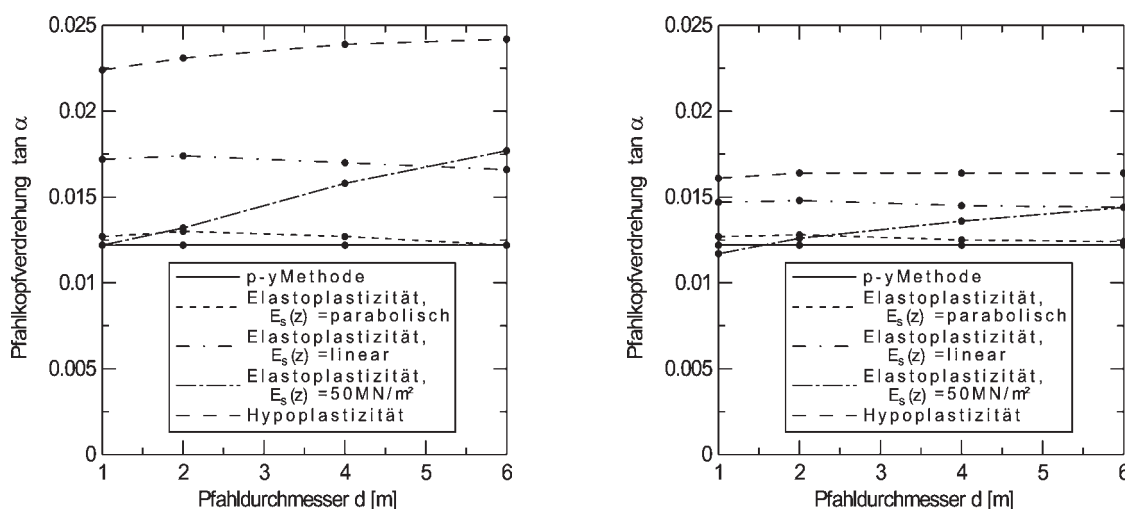


Abb. 13: Pfahlkopfverdrehung bei Belastung mit Horizontalkraft (links) und Moment (rechts)

7 Fazit

Die Berechnung des Pfahlwiderstands im Grenzzustand nach dem theoretischen Erddruckmodell nach Abb. 3, bei dem der Wandreibungswinkel vernachlässigt wird, ergibt für ideal glatte Pfähle zutreffende Ergebnisse. Die Berechnung nach der p-y Methode von Reese et al. (1974) unter Berücksichtigung des Korrekturfaktors A_s führt zu Werten, die oberhalb der Pfahlwiderstände des FE-Modells liegen, selbst bei Ansatz eines Wandreibungswinkels von $\delta = \varphi'$. Die Werte nach der p-y Methode von Reese et al. (1974) und dem Erddruckmodell sind als oberer und unterer Grenzwert des Pfahlwiderstands aufzufassen. Der Pfahlwiderstand im Grenzzustand hängt maßgeblich vom

Wandreibungswinkel δ ab, dessen Einfluss sich mit zunehmendem Pfahldurchmesser vergrößert. Dem Ansatz des Wandreibungswinkels bei vorgegebenen Randbedingungen (z. B. Pfahldurchmesser, Einflüsse aus Pfahlherstellung, Einflüsse aus der wechselnden Belastung des Pfahls) kommt daher entscheidende Bedeutung zu. Der Einfluss der Pfahlherstellung sowie weiterer Aspekte der Lastabtragung ist noch zu untersuchen.

Nach der p-y Methode ergibt sich für beide Pfähle die idealisierte Last-Verformungscharakteristik eines eingespannten Pfahls. Im Berechnungsbeispiel war für den Pfahl mit 6 m Durchmesser allerdings ein Steifemodul erforderlich, der für den angesetzten Baugrund unrealistisch groß ist. Die Anwendung der p-y Methode führt nach den vorliegenden Ergebnissen somit zu einer Überschätzung der Bettungssteifigkeit bei großen Pfahldurchmessern. Die Ursache wird in der Ableitung der Last-Verformungscharakteristik des Pfahls für bestimmte Steifigkeitsverhältnisse zwischen Pfahl und Baugrund gesehen, die in den zu Grunde gelegten Großversuchen gegeben waren. Der idealisierte charakteristische Verlauf ist somit nur übertragbar, wenn vergleichbare Steifigkeitsverhältnisse vorliegen.

Gegenüber der p-y Methode ist im FE-Modell keine Last-Verformungscharakteristik des Pfahls und keine feste Korrelation zwischen den Verformungs- und Festigkeitseigenschaften des Bodens vorgegeben. Es ist damit eine bessere Beschreibung der vorhandenen Steifigkeitsverhältnisse zwischen Pfahl und Boden sowie der durch Erkundungen festgestellten Baugrundeigenschaften möglich als mit der p-y Methode.

8 Literatur

- American Petroleum Institute (1993): Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms – working stress design. RP 2A-WSD, 20 th edition, Dallas
- American Petroleum Institute (2000): Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms – working stress design. RP 2A-WSD, 21st edition, Dallas
- Cox, W. R.; Reese, L. C.; Grubbs, B. R. (1974): Field testing of laterally loaded piles in sand. Sixth annual offshore technology conference, 459-472
- Day, R. W.(2000): Geotechnical and Foundation Engineering. Mc Graw-Hill, New York
- Det norske Veritas (1992): Foundations. Classification Notes 30.4, Høvik, Norway
- Fiedler, M. (2001): Nichtlineare Berechnung von Plattenfundamenten. Advances in Geotechnical Engineering and Tunneling, 6, Hrsg. Prof. Dr.-Ing. D. Kolymbas, Institut für Geotechnik und Tunnelbau, Universität Innsbruck, Logos Verlag, Berlin
- Hügel, H. M. (1995): Prognose von Bodenverformungen. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 136, Hrsg. Prof. Dr.-Ing. G. Gudehus, Prof. Dr.-Ing. O. Natau, Karlsruhe
- Reese, L. C.; Cox, W. R.; Koop, F. D. (1974): Analysis of laterally loaded piles in sand. Sixth annual offshore technology conference, 473-483
- Titze, E. (1970): Über den seitlichen Bodenwiderstand bei Pfahlgründungen. Bauingenieur-Praxis, Heft 77, Verlag Ernst & Sohn, München
- Wiemann, J.; Lesny K.; Richwien, W. (2002): Gründung von Offshore-Windenergieanlagen - Gründungskonzepte und geotechnische Grundlagen. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der Universität Essen, Heft 29, Hrsg. Prof. Dr.-Ing. W. Richwien, Verlag Glückauf, Essen
- Wolffersdorff, P.-A. von (1996): A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. Mechanics of cohesive-frictional materials, Vol. 1, 251-271