

# Pfähle von Offshore-Gründungen unter kombinierter horizontaler Wechsel- und vertikaler Zugbeanspruchung – Versuche und Modellierung

A. Carstensen, MSc.<sup>1</sup>, Dipl.-Ing. Erik Weichhold<sup>2</sup>, Dr.-Ing. T. Meier<sup>1</sup>, Prof. Dr.-Ing. Frank Dahlhaus<sup>2</sup>; <sup>1</sup>BAUGRUND DRESDEN Ingenieurgesellschaft mbH, <sup>2</sup>TU Bergakademie Freiberg

*Bei Offshore-Windenergieanlagen stoßen konventionelle Gründungen in Wassertiefen über 40 m an ihre technischen und wirtschaftlichen Grenzen. Eine Alternative sind schwimmende Tragstrukturen mit Seilen und Verankerungselementen aus beispielsweise Pfählen. Auf die Pfähle wirken besondere Beanspruchungen, nämlich axiale Zugschwellbelastungen ggf. kombiniert mit einer horizontal alternierenden Belastung. Hierfür gibt es nur wenige Erfahrungen im Vergleich zu OWEA mit konventionellen Gründungssystemen. Daher ist das zyklische Trag- und Verformungsverhalten zu untersuchen, und es sind systematische Untersuchungen zur Ableitung belastbarer Vorhersagen hinsichtlich Verformungen erforderlich. Dies erfolgt anhand großmaßstäblicher Modellversuche und numerischer Analysen. Dabei liegt der Schwerpunkt auf der Betrachtung des Trag- und Verformungsverhaltens unter definierten Randbedingungen bezüglich Lagerungsdichte und Belastung.*

*Hierfür wurde an der TU Bergakademie Freiberg ein Modellversuchsstand entworfen und errichtet. Dieser Versuchsstand ermöglicht gleichzeitige zyklische Horizontal- sowie Vertikalbeanspruchungen. Der Fokus dieser Untersuchungen liegt auf zeitlich variierender zyklisch vertikaler Zugbeanspruchung in Kombination mit alternierender horizontaler Beanspruchung eines Einzelpfahls.*

*Durch BAUGRUND DRESDEN werden numerische Simulationen der durchgeführten Modellversuche mittels FEM auf Grundlage einer hypoplastischen Modellierung des Sandbodens vorgenommen. Für eine korrekte Abbildung der Eigenschaften des Bodens werden die hypoplastischen Stoffparameter des Modellsandes mit Hilfe von Ergebnissen von Elementversuchen im Labor kalibriert. Ziel ist die Validierung des Berechnungsmodells durch den Vergleich der experimentellen Ergebnisse mit denen der numerischen Simulationen im Modellmaßstab.*

## 1 Einleitung

Bei Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) stoßen konventionelle Gründungen, wie z. B. Schweregewichtgründungen, Monopiles, Tripod- oder Jacket-Konstruktionen in Wassertiefen über 40 m an ihre technischen und wirtschaftlichen Grenzen. Eine Alternative sind schwimmende Tragstrukturen mit Seilen und Verankerungselementen aus beispielsweise Pfählen. Auf die Pfähle wirken besondere Beanspruchungen, nämlich axiale Zugschwellbelastungen kombiniert mit einer horizontal alternierenden Belastung. Hierfür gibt es nur wenige Erfahrungen im Vergleich zu OWEA mit konventionellen Gründungssystemen oder zu Konstruktionen z. B. der Öl- und Gasindustrie. Insbesondere das Verformungsverhalten unter den o. g. Beanspruchungen ist weitgehend ungeklärt. Daher ist das zyklische Trag- und Verformungsverhalten zu untersuchen, und es sind systematische Untersuchungen zur Ableitung belastbarer Vorhersagen erforderlich.

Weil entsprechende Versuche in situ aus wirtschaftlichen Gründen nicht im ausreichenden Umfang durchgeführt werden können, werden die Untersuchungen anhand großmaßstäbliche Modellversuche und numerischer Analysen vorgenommen. Dabei liegt der Schwerpunkt auf der Betrachtung des Trag- und Verformungsverhaltens unter definierten Randbedingungen hinsichtlich Lagerungsdichte und Belastung.

Hierfür wurde an der TU Bergakademie Freiberg ein Modellversuchsstand konstruiert. Dieser Versuchsstand ermöglicht gleichzeitige zyklische Horizontal- und Vertikalbeanspruchungen eines Einzelpfahls. Der Fokus der Untersuchungen soll auf zeitlich variierender vertikaler Zugbeanspruchung in Kombination mit wechselnder horizontaler Belastung liegen.

Durch BAUGRUND DRESDEN werden numerische Simulationen der durchgeführten Modellversuche mit Finite Elemente Methode (FEM) auf Grundlage einer hypoplastischen Modellierung des Sandbodens vorgenommen. Für eine korrekte Abbildung der Eigenschaften des Bodens werden die hypoplastischen Stoffparameter des Modellsandes mit Hilfe von Ergebnisse von Elementversuchen im

Labor kalibriert (vgl. Meier, 2009). Ziel ist die Validierung des numerischen Modells mittels der Modellversuche und daraus die Ableitung des Trag- und Verformungsverhaltens unter verschiedenen Belastungsszenarien.

## 2 Stand der Wissenschaft und Technik

Bei der Bemessung von Pfahlgründungen unter kombinierten Horizontal- und Vertikalbeanspruchungen wird das Verhalten üblicherweise getrennt nach vertikaler und horizontaler Belastung betrachtet (Abdel-Rahman & Achmus, 2006, Levy et al., 2005, Karthigeyan et al., 2007).

Bisherige Untersuchungen zeigen, dass sich bei sandigen Böden die horizontale Tragfähigkeit bei vertikaler Druckbelastung erhöht. Dies wird mit der Erhöhung des Spannungsniveaus im Boden begründet.

In numerischen Untersuchungen eines Einzelpfahls in mitteldichtem nichtbindigem Boden von Abdel-Rahman & Achmus (2006) zu kombinierten Horizontal- und vertikalen Zugbelastungen ergab sich eine Verschlechterung der vertikalen Steifigkeit aufgrund der durch die Horizontalbelastung induzierten negativen Mantelreibung und die Reduzierung des Spannungsniveaus im Boden. Dieses Verhalten soll sich bei sehr großen Verformungen umkehren, da dann die negative Mantelreibung überwunden wird. Das Bodenverhalten wurde in den Simulationen mit einem elasto-plastischem Materialmodell für den Boden abgebildet, d.h. die Dilatanz wurde nicht begrenzt, weshalb die Prognose der Verformungen kritisch zu betrachten ist.

Es ist einerseits zu untersuchen, ob sich ein solches Verhalten in Modellversuchen und der numerischen Modellierung mit höherwertigen Materialmodellen bestätigt. Andererseits ist zu analysieren, ob ein entkoppelter Ansatz der Horizontal- und Vertikalbelastung gerechtfertigt ist.

## 3 Modellversuche

### 3.1 Versuchsstand

Der in Abbildung 3-1 gezeigte Versuchsstand besteht aus drei Hauptelementen: Messbrücke (1), Versuchsplattform (2) sowie Versuchsbehälter (3). Der Versuchsbehälter hat eine Höhe von 2,5 m und einen Durchmesser von 2,9 m.

An der Messbrücke sind die pneumatischen Aktuatoren sowie die Trägerkonstruktion zur Befestigung der Wegsensoren angebracht. Die Messbrücke ist

entkoppelt von der Versuchsplattform konstruiert worden, damit die Versuchsergebnisse durch Bewegungen der Versuchsplattform nicht beeinflusst werden. Auf der Versuchsplattform befindet sich die Versuchssteuerung und Messwerterfassung.

Am Pfahl sind Sensoren zur Messung von Kraft, Verschiebung und Dehnung des Pfahls befestigt. Zusätzlich werden der Porenwasserdruck in mehreren Ebenen im Boden, der Luftdruck und die Umgebungstemperatur gemessen.



Abbildung 3-1: Pfahlprüfstand an der TU Bergakademie Freiberg. 1) Messbrücke, 2) Versuchsplattform, 3) Versuchsbehälter

Weitere Ausführungen zum Equipment, den Funktionen sowie Besonderheiten des Versuchsstandes sind in Weichhold et. al. (2016) beschrieben.

### 3.2 Versuchsprogramm

Nach Adam et al. (2014) ergeben sich folgende zwei prinzipiellen Versuchsanordnungen (Weichhold et. al., 2016):

- A Versuchsanordnung mit axial belasteten Pfählen
- B Versuchsanordnung mit axial und horizontal, d.h. geneigt belasteten Pfählen

Zum einen sollen im Modellversuch quasi-statische Auszugsversuche (A) und zum anderen zyklische Versuche mit vertikal und horizontal harmonischer Beanspruchung untersucht werden (A und B).

Das Versuchsprogramm B sieht nach einer quasi-statischen Lasterhöhung vor, den Modellpfahl mit einer zyklischen Zugschwellbeanspruchung und einer gleichzeitigen horizontalen Wechselbeanspruchung zu belasten.

Grundlage der Lastannahmen sind numerische Simulationen nach Adam et. al. (2014). Aus einer 10-Minuten Zeitreihe des Plateaus des 35 h Sturm-Ereignisses gemäß BSH (2007), Lastfall DLC 6.1 gemäß DIN EN 61400-3 (2010), werden die maßgebenden Vertikal- und Horizontalkräfte der Seile bestimmt.

Aus den jeweiligen Seillasten werden die resultierenden Pfahllasten bestimmt und zu repräsentativen Lastkollektiven zusammengefasst, siehe Abbildung 3-3. Aus den Berechnungen der Pfahllasten ergeben sich zwei zu untersuchende Pfähle: Ein Pfahl mit höchstem Lastniveau und -amplitude in vertikaler Richtung (Lastregime 1) und ein Pfahl mit höchstem Lastniveau und -amplitude in horizontaler Richtung (Lastregime 2).

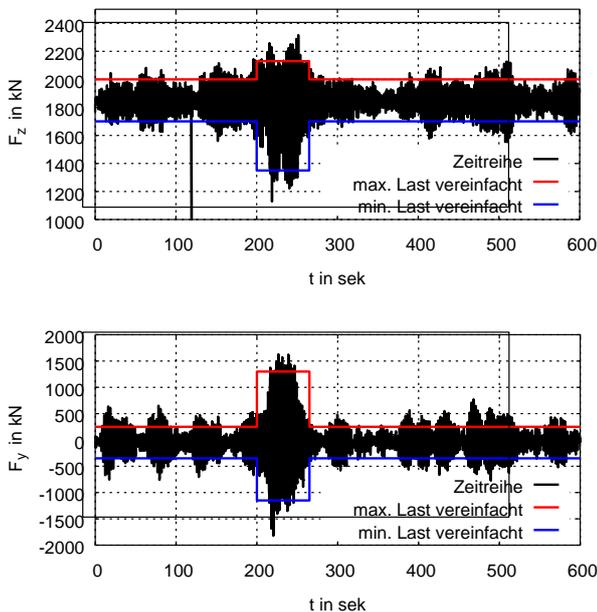


Abbildung 3-2: Pfahllasten (Lastregime 2, Seilneigung  $36^\circ$ ) gemäß Zeitreihe und daraus vereinfachten Lastkollektiven in vertikaler (oben) und horizontaler Richtung (unten)

Anschließend werden die Lasten im Realmaßstab (1:1) entsprechend dem Modellmaßstab (1:15) verkleinert. Für die Modellversuche werden Lasten des Lastregimes 2 (LR 2) gemäß Tabelle 3-1 angesetzt.

Tabelle 3-1: Lasten aus BSH-Lastfall DLC 6.1 unter Windrichtung von  $0^\circ$ (LR 2)

	1. Lastkollektiv		2. Lastkollektiv	
	1:1 in kN	1:15 in kN	1:1 in kN	1:15 in kN
$F_{z,max}$	2000	0,593	2150	0,637
$F_{z,min}$	1700	0,504	1350	0,400
$F_{y,max}$	250	0,074	1300	0,385
$F_{y,min}$	-350	-0,104	1150	0,341

### 3.3 Probeneinbau

Bei dem Einbau des Versuchsmaterials in den Pfahlprüfstand sollten homogene lockere und mitteldichte bis dichte Lagerungsverhältnisse erreicht werden. Für erste Versuche der Versuchsanordnung A wurde das Versuchsmaterial demnach einmal mitteldicht bis dicht sowie einmal locker bis mitteldicht eingebaut. Die mit dem Ausstechzylinder bestimmten relativen Lagerungsdichten  $D$  sind Abbildung 3-3 zu entnehmen.

Für die Versuchsreihen der Versuchsanordnung B wird das Material erneut locker bis mitteldicht eingebaut. Das gewählte Einbauverfahren (Einspülen) basiert auf Überlegungen von Taşan (2011) und wurde weiterentwickelt und entsprechend an die gegebenen Randbedingungen angepasst.

Das bei Taşan (2011) aufgetretene wesentliche Problem nicht beherrschbarer Wassermengen wurde mittels eines Kreislaufsystems gelöst. Eine Entmischung des Materials während des Einspülens, wie bei Taşan (2011) aufgetreten, konnte in Vorversuchen unter Anwendung einer Auslaufkonstruktion ausgeschlossen werden, bei der der austretende Wasser/Sand-Strahl mittels eines Kegels gleichmäßig radial verteilt wird.

Anhand Drucksondierungen mittels einer einfachen Sondierspitze unter einer Totlast wird die Dichteverteilung über die Tiefe bestimmt. Damit kann zusätzlich die Homogenität des eingebauten Versuchsmaterials kontinuierlich über die Tiefe überprüft werden.

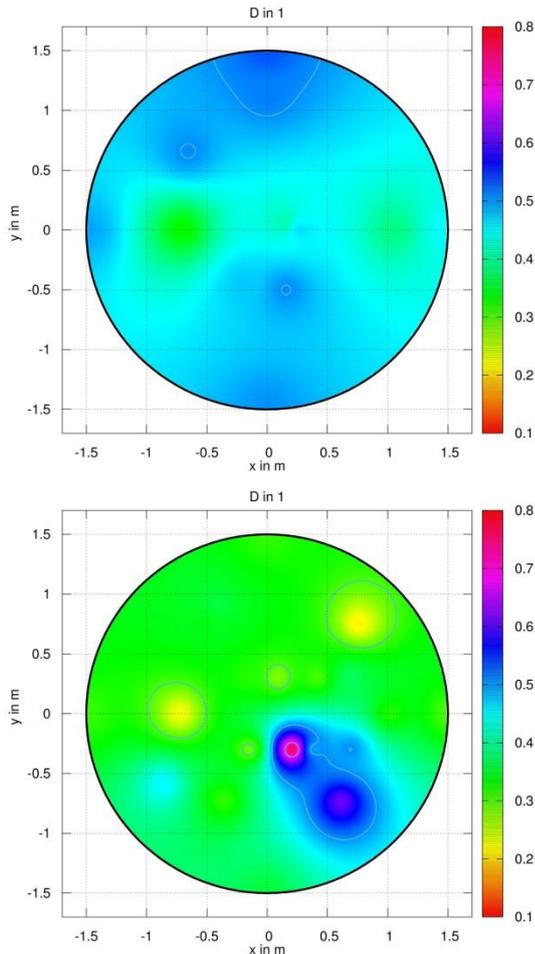


Abbildung 3-3: Verteilung der Lagerungsdichte  $D$  nach dem Einspülverfahren bei mitteldichter bis dichter (oben) und lockerer bis mitteldichter Lagerungsdichte (unten) auf Höhe Bodenoberfläche

## 4 Numerische Modellierung

Die numerischen Simulationen werden mit einem 3D-FE-Modell unter Berücksichtigung einer vertikalen Symmetrieebene in Richtung der horizontalen Belastung durchgeführt.

Die Abmessungen des Pfahls und des Bodenausschnitts im numerischen Modell sind analog zu denen im Modellversuch gewählt. Die Modellgeometrie und das Finite-Elemente-Netz des 3D-Modells sind in Abbildung 4-1 dargestellt.

Der nichtbindige, wassergesättigte Boden wird mit 10-kantigen Kontinuumelementen abgebildet. Für die Beschreibung des Spannungs-Dehnungsverhaltens wird das hypoplastische Stoffmodell nach von Wolffersdorff (1996) mit der Erweiterung der intergranularen Dehnungen nach Herle und Niemunis (1997) verwendet. Es werden die Stoffparameter eines enggestuften mittelsandigen Feinsands (Hohenbocka Sand, SE) gewählt, siehe Tabelle 4-2 und Tabelle 4-3. Der ausgewählte Sand ist vergleichbar dem Boden in Teilen der Ostsee. Die Anfangs-

sporenzahl wird entsprechend der Modellversuche zu einer locker bis mitteldichten Lagerungsdichte ( $e_0 = 0,80$ ) gewählt.

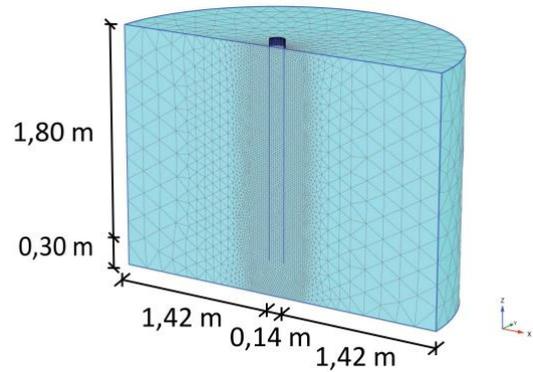


Abbildung 4-1: Modellgeometrie und FE-Netz des Versuchesstands

Tabelle 4-2: Hypoplastische Stoffparameter

$\varphi_c$ in °	$h_s$ in MPa	$n$	$e_{d0}$	$e_{c0}$	$e_0$	$\alpha$	$\beta$
31,8	1.100	0,31	0,587	0,988	1,148	0,21	1,3

Tabelle 4-3: Parameter der intergranularen Dehnung

$R$	$m_R$	$m_T$	$\beta$	$\chi$
$8,5 \cdot 10^{-5}$	1,0	2,0	0,008	9,0

Der Pfahl wird als halbes Rohr unter Verwendung von Plattenelementen modelliert. Die mechanischen Eigenschaften werden als linear-elastischer Aluminiumpfahl ( $E = 70 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ ,  $\nu = 0,33$ ) abgebildet. Die Interaktion zwischen Pfahl und Boden wird mittels elasto-starrplastischen Interface-Elementen mit der Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb ( $\delta = 2/3 \varphi_{\text{Boden}}$ ) abgebildet.

Der Anfangsspannungszustand wird durch Aktivierung des Bodeneigengewichtes generiert. Die Wassersäule reicht analog zu den Versuchen 15 cm über die Bodenoberkante hinaus, so dass der Boden wassergesättigt ist. Anschließend wird der Pfahl aktiviert (wished-in-place). Im nächsten Schritt wird der Pfahl am Pfahlkopf mittels einer Linienlast belastet.

Die Größe der Belastung orientiert sich an der Belastung im Modellversuch. Zunächst wurde ein Modellversuch unter monotoner Zugbelastung nachge-

rechnet. Anschließend wurde in den Variationsrechnungen der Anteil der Horizontal- zu Vertikallast variiert, um unterschiedliche Seilneigungen infolge verschiedener Wassertiefen zu untersuchen. Die Seillasten, welche am Pfahl angreifen, werden konstant gehalten. Bei den Lasten für den Modellpfahl wurde eine Seilneigung von  $36^\circ$  angenommen. Zusätzlich wurde eine Seilneigung von  $80^\circ$  angenommen, welches einer Wassertiefe von ca. 60 m entspricht.

## 5 Ergebnisse

### 5.1 Ergebnisse Modellversuche

Bei den Versuchen der Versuchsanordnung A unter quasistatischer Belastung mit zyklischer Schwellbeanspruchung bei lockeren bis mitteldichten Lagerungsverhältnissen trat eine Vertikalverschiebung von  $\Delta z = 2,6 \text{ mm}$  bei einer maximalen Kraft  $F = 1,4 \text{ kN}$ . Als Grenzwert der vertikalen Verschiebung wurden für die Modellversuche 2 % des Pfahldurchmessers  $D = 140 \text{ mm}$  angesetzt, welcher durch Überschreitung des Verschiebungslimits einen Versuchsabbruch erzeugte.

### 5.2 Vergleich Modellversuch und FE-Simulationen

Für den ersten Vergleich zwischen Modellversuchsergebnissen und FE-Analysen wurde ein Modellversuch unter monotoner Zugbelastung bis zum Versagen des Pfahls betrachtet (Versuchsanordnung A), da die Ergebnisse der horizontal und vertikal beanspruchten Pfähle noch nicht vorliegen. Im Modellversuch wurde diese Phase im Anschluss an die zyklische Belastung durchgeführt. Die Vorbelastungsgeschichte wurde in der numerischen Modellierung nicht berücksichtigt. Abbildung 5-1 zeigt den Vergleich der gemessenen und berechneten Kraft-Verschiebungs-Kurven.

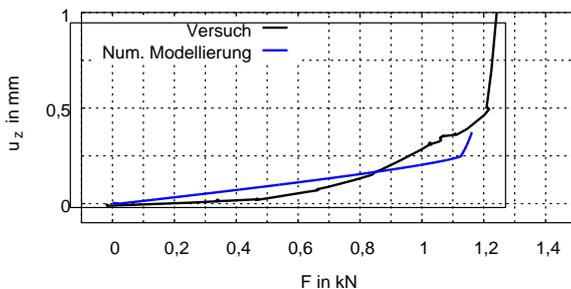


Abbildung 5-1: Vergleich der Ergebnisse Modellversuch und FE-Analyse für einen Versuch unter monotoner Zugbelastung ( $e_0 = 0,80$ )

Unter Berücksichtigung der Vorbelastung bilden die Ergebnisse der numerischen Modellierung die des Versuches gut ab. Das anfänglich steifere Verhalten des Pfahls und die geringfügig höhere maximale Kraft lassen sich auf Verdichtungen während der vorgeschalteten zyklischen Phase im Versuch oder den angenommenen Wandreibungswinkel zurückführen.

### 5.3 Variation der zyklischen Horizontal- und Vertikallasten

Zur Untersuchung des Einflusses der Vertikal- zu Horizontallasten erfolgten zwei Vergleiche: Zum einen wurde der Einfluss des zugrunde gelegten Lastregimes (LR 1 und LR 2) und zum anderen der Einfluss der Seilneigung ( $36^\circ$  und  $80^\circ$ ) untersucht.

Die numerischen Analysen wurden aufgrund begrenzter Rechenkapazität mit bis zu 100 Zyklen durchgeführt. In Abbildung 5-2 ist die über die Zyklen in Horizontal- und Vertikalrichtung akkumulierte Verschiebung der Simulationen dargestellt.

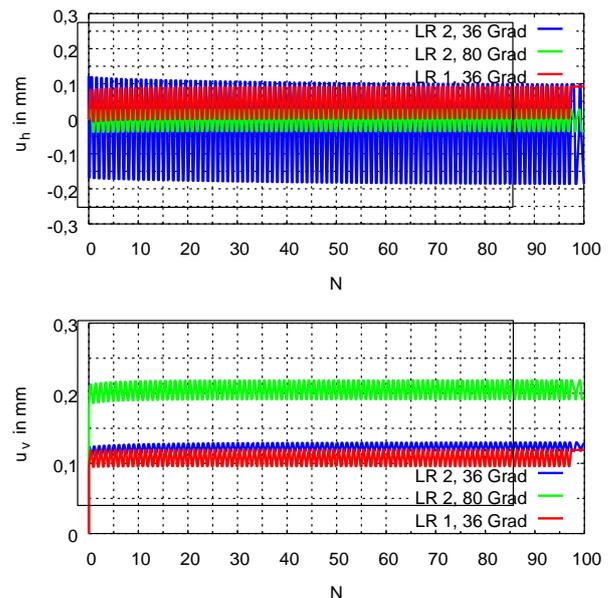


Abbildung 5-2: Vergleich der Horizontal- (oben) und Vertikalverschiebungen (unten) der untersuchten Lastregime und Seilneigungen in Abhängigkeit von der Zyklenzahl  $N$

Es zeigt sich, dass das Lastregime mit höherer Horizontalbelastung (LR 2) eine wesentlich größere horizontale Verschiebungsamplitude bewirkt, wohingegen die Verschiebungsamplitude und maximale Verschiebung in vertikaler Richtung nur geringfügig kleiner sind. Dadurch ist die maximale Gesamtverschiebung im Lastregime 2 wesentlich größer als im Lastregime 1.

Entsprechend zeigt sich für die Seilneigung, dass eine größere Seilneigung und damit geringere Horizontalbelastung eine kleinere Amplitude der Horizontalverschiebungen bewirkt. Die Vertikalverschiebungen sind bei größerer Seilneigung deutlich erhöht. Die maximalen Gesamtverschiebungen sind jedoch in beiden Fällen annähernd gleich.

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

Der neu gebaute Pfahlprüfstand und das Versuchsprogramm für Pfähle unter quasi-statische Belastung mit zyklischer Zugschwellbeanspruchung in vertikaler Richtung sowie horizontaler Wechselbeanspruchung wurden vorgestellt. Die Herleitung der angesetzten Lasten wurde beschrieben.

Für den Modellversuchsstand konnte mit Hilfe eines Kreislaufsystems ein Einspülverfahren entwickelt werden, welches eine lockere bis mitteldichte Lagerung ermöglicht. Dieses auf Überlegungen von Taşan (2011) basierende Verfahren wurde weiterentwickelt. Mittels einer Drucksonde kann die Dichteverteilung über die Tiefe bestimmt werden und somit Aussagen zur Homogenität des Einbaus getroffen werden.

Die numerischen Modelle wurde zunächst anhand eines Versuchs unter monotoner Zugbelastung hinsichtlich des Wandreibungswinkels kalibriert und deren Anwendbarkeit gezeigt. Darauf aufbauend wurde verschiedene Variationsrechnungen zu zyklischen Horizontal- und Vertikalbelastungen durchgeführt.

Das untersuchte Lastregime mit höherer Horizontalbelastung bewirkt eine wesentlich größere Amplitude und einen größeren Maximalwert der Horizontal- und Gesamtverschiebung, wobei es nur geringe Unterschiede in dem vertikalen Verschiebungsverhalten gibt. Eine größere Seilneigung bewirkt entsprechend der Belastung kleinere Horizontalverschiebung und horizontale Verschiebungsamplituden. Die vertikalen Verschiebungen sind deutlich größer bei größerer Seilneigung. Jedoch sind die maximalen Gesamtverschiebungen bei kleinerer Verschiebungsamplitude im Vergleich zu geringer Seilneigung annäherndgleich groß.

Auf Grundlage der durchgeführten numerischen Simulationen sollen die Ergebnisse zum einen mit den noch durchzuführenden Modellversuchen verglichen und zum anderen auf ein Modell im Realmaßstab für einen möglichen Offshore-Standort übertragen werden. Hierfür sollen unter verschiedenen Belastungsszenarien auch der Effekt der Porenwasserdrücke auf das Verschiebungsverhalten des Pfahls untersucht werden.

## Danksagung

Die vorliegenden Untersuchungen entstanden im Rahmen des von dem BMWiFuE geförderten ZIM-Kooperationsprojektes "Entwicklung eines Verfahrens für die modellgestützte Prognose des Tragverhaltens zyklisch zugschwellbeanspruchter Pfahlgründungssysteme" (FKZ: KF3350701JA4).

## Literaturverzeichnis

- ABDEL-RAHMAN, K. & ACHMUS, M. (2006). *Numerical modelling of the combined axial and lateral loading of vertical piles*, Numerical Methods in Geotechnical Engineering: 6<sup>th</sup> European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Graz, Austria, September 2006, Schweiger (ed.)
- ADAM, F. et al. (2014). *Evaluation of internal force superposition on a TLP for wind turbines*. *Renewable Energy* 71: 271-275
- BSH Standard (2007). *Design of Offshore Wind Turbines*, No. 7005, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie
- DIN EN 61400-3 (2010). *Windenergieanlagen, Teil3: Auslegungsanforderungen für Windenergieanlagen auf offener See*, Deutsches Institut für Normung e.V (ed.)
- LEVY, N.H.; EINAV, I. & RANDOLPH, M.F. (2005). *Modeling combined loading of piles with local interacting yield surfaces*, *Frontiers in Offshore Geotechnics*, Gourvenec & Cassidy (eds.)
- KARTHIGEYAN, S.; RAMAKRISHNA, V.V.G.S.T. & RAJAGOPAL, K. (2007). *Numerical investigation of the effect of vertical loads on the lateral response of piles*, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, May 2007
- MEIER, T. (2009). *Application of hypoplastic and viscoplastic constitutive models for geotechnical problems*, Dissertation, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 171
- NIEMUNIS, A. & HERLE, I. (1997). *Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range*, *Mechanics of Cohesive Frictional Materials*, 2 (4), S. 279 – 299
- V. WOLFFERSDORFF, P.-A. (1996). *A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface*, *Mechanics of Cohesive Frictional Materials*, 1 (3), S. 251 – 171
- WEICHOLD, E.; DAHLHAUS, F.; ADAM, F.; MEIER, T.; GROSSMANN, J. *Design and automation of a pile test facility for offshore foundations and first experimental results*, Veröffentlichung im Rahmen der 2. International Conference on Renewable Energies Offshore, S. 647 – 654