

# **Messtechnische und numerische Untersuchungen an einvibrierten, lateral beanspruchten Stahlrohrpfählen**

Severin Spill<sup>1</sup>, Martin Kohlmeier<sup>1</sup>, Peter Kraemer<sup>2</sup>, Herbert Friedmann<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Fraunhofer-Institut für Windenergie und Energiesystemtechnik IWES, Hannover

<sup>2</sup>Wölfel Engineering GmbH + Co. KG, Höchberg

## **1 Einleitung**

Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen sind dynamisch hoch beansprucht und müssen hinsichtlich Installation und Betrieb wirtschaftlich hoch effizient sein. Das Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) schreibt daher wiederkehrende Prüfungen (WKP) der Tragstruktur in empfohlenen Intervallen von 2 bis 4 Jahren vor [BSH, 2015]. Insbesondere bei Strukturen im Unterwasserbereich stellen die geforderten visuellen Prüfungen zum Korrosionsschutz einen erheblichen Aufwand dar. Monitoring-Systeme und Signalanalysetechniken zur kontinuierlichen Überwachung können einen effektiven Beitrag zur Reduktion der dabei auftretenden Kosten leisten. Diese Systeme befinden sich jedoch noch in der Weiterentwicklung und sollten zum Erzielen hinreichender Verlässlichkeit optimiert und bewertet werden können.

Die hier vorgestellten Arbeiten sind im Rahmen des vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) geförderten Verbundprojekts UnderwaterINSPECT durchgeführt worden [FRIEDMANN ET AL., 2015]. Das Projekt zielte unter anderem darauf ab, Methoden, Techniken und Verfahren für die Inspektion und die Überwachung von Offshore-Tragstrukturen zu entwickeln und im Modellmaßstab zu testen, um darauf aufbauend ein robustes Monitoring-System zur globalen Überwachung der Standsicherheit für den Langzeiteinsatz entwickeln zu können.

Das Fraunhofer IWES hat dazu großmaßstäbliche Modellversuche in der Grundbauversuchsgrube des Testzentrum Tragstrukturen Hannover (TTH) durchgeführt. Es wurde dabei eine Monopile-Tragstruktur im Maßstab 1:10 unter offshore-ähnlichen Bedingungen untersucht und dazu mit nachgebildeten Anregungen aus einer Windenergieanlage statisch und dynamisch belastet. Zur Abbildung des experimentellen Versuchs, insbesondere der Boden-Struktur-Interaktion, wurden Simulationsmodelle aufgebaut und validiert. Dabei

konnte das strukturelle und strukturdynamische Verhalten der Tragstruktur gut prognostiziert werden.

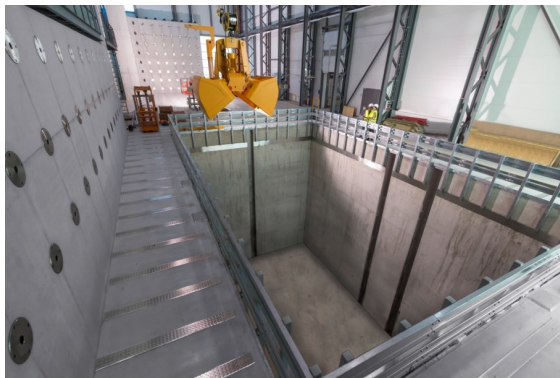
In diesem Beitrag werden der Versuchsaufbau und die durchgeführten Tests in ihrer strategischen Zielsetzung beschrieben und der begleitende Entwurfs- und Validierungsprozess dargestellt. Es wird dabei auch auf die eingesetzte faseroptische Messtechnik eingegangen und deren Anwendbarkeit im Rahmen weiterer Untersuchungen an Pfahlgründungen beschrieben.

## **2 Versuchsbeschreibung**

### **2.1 Versuchsaufbau und Versuchsumgebung**

Ein Projektziel in UnderwaterINSPECT, war die Optimierung von Methoden zum Structural-Health-Monitoring (SHM) für Offshore-Windenergieanlagen. Im Rahmen der physikalischen Modellbildung sollte der Monopfahl so skaliert werden, dass sowohl die strukturellen als auch die strukturdynamischen Eigenschaften adäquat abgebildet werden. Hierfür musste eine möglichst offshore-ähnliche Versuchsumgebung geschaffen werden.

Als Standort für den durch das Fraunhofer IWES durchgeführten Großversuch wurde die Grundbauversuchsgrube (GBVG) des TTH ausgewählt. Diese bietet aufgrund ihrer Abmessungen (Länge: 14 m, Breite: 9 m und Tiefe: 10 m), der an der Längsseite angelegten Widerlagerwand, die Möglichkeit eines variabel einstellbaren Wasserspiegels und Sandeinbauniveaus sowie einer optionalen Lasteinleitung mittels Aufspannwinkel optimale Versuchsbedingungen (siehe Abbildung 1).



**Abbildung 1: Grundbauversuchsgrube im Testzentrum Tragstrukturen Hannover**

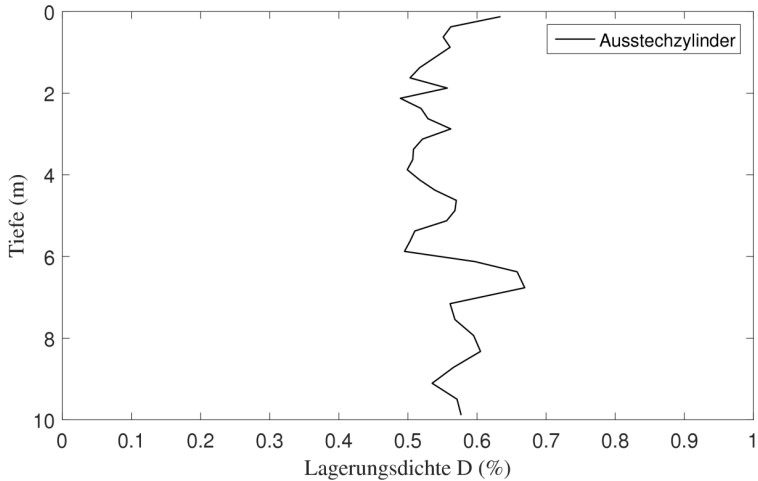
Als Versuchssand wurde der „Rohsand 3152“ des Unternehmens Schlingmeier Quarzsand GmbH & Co. KG aus Schwülper verwendet, dessen Eigenschaften in Tabelle 1 dargestellt sind.

**Tabelle 1: Sandeigenschaften des „Rohsand 3152“**

|                               |       |
|-------------------------------|-------|
| Porenzahl $e_{\max}$          | 0,83  |
| Porenzahl $e_{\min}$          | 0,44  |
| Porenanteil $n_{\max}$        | 0,455 |
| Porenanteil $n_{\min}$        | 0,305 |
| Spezifisches Gewicht $G_s$    | 2,65  |
| Ungleichförmigkeitszahl $U$   | 1,97  |
| Krümmungszahl $C_c$           | 0,98  |
| Korndurchmesser $d_{60}$ (mm) | 0,407 |

Der Sand wurde auf den ersten 3 m zunächst in Schichten mit Höhen à 50 cm und anschließend à 30 cm lagenweise bis zu der finalen Einbauhöhe von 10 m eingebaut. Dabei wurde jede Lage im Anschluss mit Rüttelplatten so verdichtet, dass eine verdichtete Höhe von 25 cm für die 30 cm Schichten entstand. Nach Erreichen der Einbauhöhe von 10 m wurde der Grundwasserspiegel bis auf 0,5 m unter GOK der GBVG angehoben. Ziel der Arbeiten war eine dichte bis mitteldichte Lagerung ( $D \geq 0,55$ ). Um dieses sicherzustellen und zu überprüfen, wurden während des Einbaus Proben mittels Ausstechzylinder entnommen sowie nach dem Einbau Drucksondierungen und leichte Rammsondierungen (bis 7 m) durchgeführt. Abbildung 2 zeigt, dass mit einer Lagerungsdichte  $D \geq 0,55$  die Vorgabe einer mitteldichten bis dichten Lagerung eingehalten werden konnte.

Der Versuchskörper zur Abbildung der Monopile-Tragstruktur bestand aus einem 7,5 m langen Stahlrohr (S 355,  $D = 508$  mm,  $t = 6,3$  mm), siehe Abbildung 3 (links), welches 6 m in den Boden einvibriert wurde. Dabei betrug der Abstand zum Grubenrand und den benachbarten Pfählen mindestens den 4,5-fachen Pfahldurchmesser.



**Abbildung 2: Verlauf der Lagerungsdichte ermittelt aus Ausstechzylindern**

Repräsentativ für den Turm einer Windenergieanlage wurde nach Abschluss des Einbringvorgangs ein 6,5 m hoher Stahlrohr-Turm mit identischen Querschnittsabmessungen auf den Pfahl aufgeflanscht. Zur Lasteinleitung wurde am Turmkopfflansch ein elektrodynamischer Shaker befestigt. Zur Übertragung von statischen Lasten wurde in einer Höhe von 3 m über Geländeoberkante (GOK) eine Rohrklammer am Turm verspannt. Diese war für eine Belastung mittels Hydraulikzylinder bis zu einer Kraft von 100 kN ausgelegt. Wie in Abbildung 3 (rechts) zu sehen, konnte die Struktur somit sowohl dynamisch als auch statisch horizontal beansprucht werden.



**Abbildung 3: Pfahl mit Turm und Sensorik vor der Installation (links) und Pfahl mit Shaker und Hydraulikzylinder während des experimentellen Versuchs (rechts)**

Bei dynamischen Anregungen durch den Shaker wurde der Hydraulikzylinder von der Rohrklemme des Turms gelöst, um das dynamische Schwingverhalten des Pfahls untersuchen zu können.

## 2.2 Versuchsablauf

Das Versuchsprogramm setzte sich aus vier Phasen zusammen. Phase 1 diente als Einrichtungs- und Lernphase des entwickelten SHM-Systems. In Phase 2 wurden die Erkennung von Schäden an der Struktur sowie geänderte Umwelteinflüsse, wie mariner Bewuchs oder Kolk, durch das SHM-System untersucht. Im Anschluss wurde der Pfahl in Phase 3 unter Einfluss eines 80 cm tiefen Kolks (Steigung 1:2) über den Turm mit zyklischen Extremlasten belastet, um eine Schwächung der Pfahlbodenstruktur mit dem SHM-System zu untersuchen. Die Versuchseinrichtung sowie der Belastungsverlauf in Phase 3 wurden mittels einer numerischen Prognose ausgelegt. Das Kriterium hierbei war, eine merkliche Veränderung der Gründung in Form einer bleibenden Schiefstellung des Pfahls zu erzeugen, die sich an der Vorgabe von einer maximalen Schiefstellung von 0,25 Grad für eine Offshore-Windenergie-Gründung während des Betriebs anlehnte [DNV, 2014]. Der Versuchsplan sah eine stufenweise zunehmende Belastung mit einer Mittellast von bis zu 40 kN vor. Bei Erreichen der jeweiligen Mittelstufe erfuhr der Pfahl eine zyklische Schwelllastbeanspruchung mit einer Amplitude von 2,5 kN. Anschließend wurde dieser entlastet und mit der nächstfolgenden Laststufe wieder belastet. Nach Abschluss eines jeden Laststufenkollektivs wurde die entlastete Struktur bei einer Mittellast von 0 kN mit einer zyklischen Wechsellast von 2,5 kN beansprucht. Durch diesen Belastungsverlauf (vgl. Abbildung 4) sollte eine mögliche Schiefstellung bzw. Rückstellung des Pfahls untersucht werden.

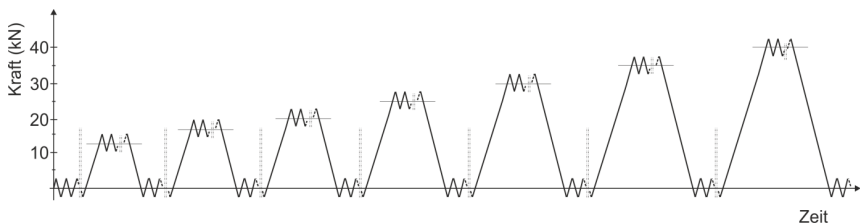
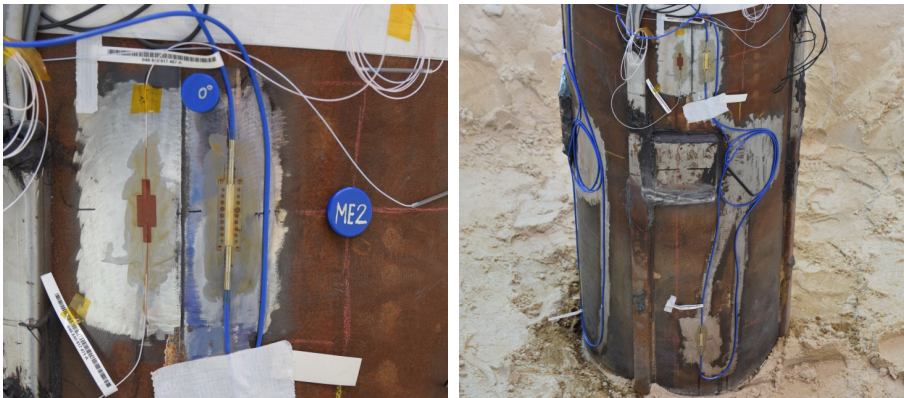


Abbildung 4: Schematischer Belastungsverlauf



schweißten und geklebten faseroptischen Sensoren wurden nachträglich in Phase 3 appliziert. Dabei sollte deren Anwendbarkeit für die messtechnische Begleitung von Pfahlinstallationen untersucht und die Ergebnisse mit denen der DMS verglichen werden. FOS haben gegenüber elektrischen DMS den Vorteil, dass der Installationsaufwand geringer ist, da mehrere Sensoren zu einer Sensorkette in Reihe geschaltet werden können. Der Installationsaufwand wird auch dadurch gering gehalten, dass FOS im Gegensatz zu DMS feuchteunempfindlich sind, sodass ein aufwendiger Feuchtigkeitsschutz nicht erforderlich ist und diese auch für Unterwassermessungen in Frage kommen. Die Applikation der FOS- gliederte sich dabei in 3 Schritte. Zunächst wurde die Messstelle abgeschliffen und gereinigt. Im zweiten Schritt wurde der Sensor appliziert und abschließend im letzten Schritt mit einer Mindestabdeckung gegen mechanische Einwirkungen geschützt.



**Abbildung 6: Applizierte Faseroptik (links) und geschützte Sensoren (rechts)**

### **3 Versuchsergebnisse**

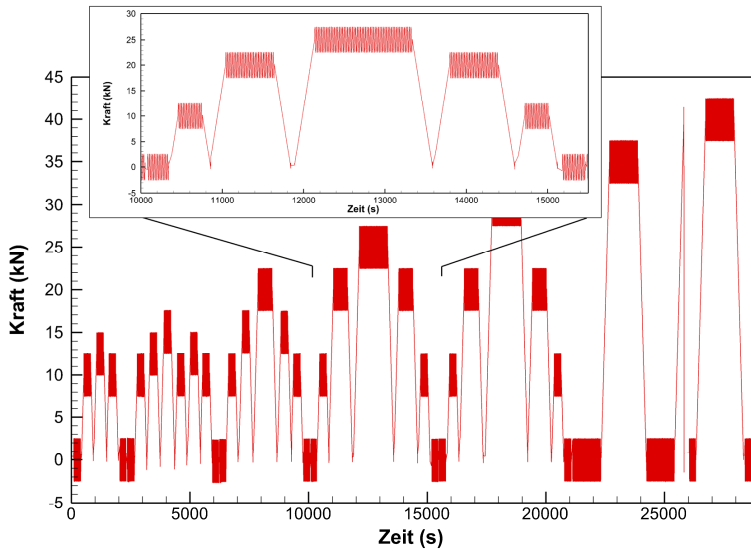
#### **3.1 Messung mit faseroptischen Sensoren und elektrischen DMS**

Zunächst ist festzuhalten, dass während der gesamten Versuchskampagne keine Sensorausfälle zu verzeichnen waren, sodass die Schutzmaßnahmen gegen feuchte und mechanische Einwirkungen erfolgreich waren. Nach dem Einvibriervorgang wurde eine Schiefstellung des Pfahls von rund  $0,18^\circ$  gemessen, sodass das vorgegebene Kriterium von maximal  $0,25^\circ$  Schiefstellung gemäß [DNV, 2014] eingehalten werden konnte. Nachfolgend werden nun die Versuchsergebnisse der Versuchsphase 3 zur Untersuchung des

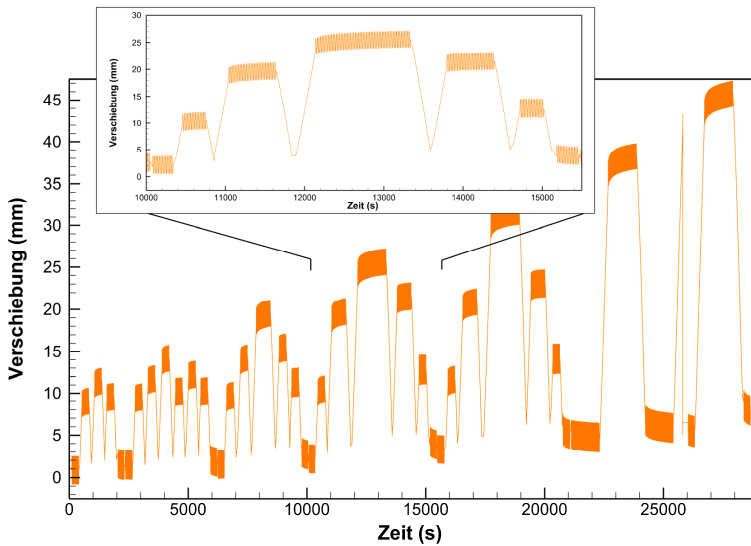
Gründungsverhaltens des Pfahls präsentiert. Bezüglich der Erkenntnisse aus der Entwicklung des SHM-Systems sei auf [FRIEDMANN ET AL, 2016] und [KRAEMER, FRIEDMANN, 2015] verwiesen.

In der dritten Versuchsphase wurde die Struktur mit lateralen zyklischen Extremlasten unter Einfluss eines Kolks gemäß dem Belastungsverlauf in Abbildung 7 beansprucht. Ein Vergleich der Belastungs- und Verschiebungsverläufe (siehe Abbildung 7 und 8) zeigt eine gute Übereinstimmung. Dabei treten bei einem Belastungsverlauf von maximal 42 kN maximale Verschiebungen in Höhe von 47 mm an der Lasteinleitungsstelle auf. Eine nähere Betrachtung des Verschiebungsverlaufs lässt dabei erkennen, dass die anfängliche zyklische Wechsellast von 2,5 kN eine konstante Verschiebungsamplitude von 1,5 mm bewirkt hat. Folglich sind zu diesem Zeitpunkt keine Veränderungen im Bodengefüge aufgetreten, welche eine veränderte irreversible Pfahlschiefstellung zur Folge hätten. Eine Steigerung der Mittellast mit anschließender zyklischer Schwelllast bewirkt eine weitere Verschiebungszunahme. Eine Analyse des Entlastungspaths zeigt, dass bereits ab einer Mittellast von 10 kN plastische Verschiebungen entstanden sind, die mit ansteigender Mittellast bis auf ca. 7 mm anwachsen, was einer Pfahlschiefstellung von  $0,13^\circ$  entspricht. Dabei bewirkt die an jede Belastungsstufe anknüpfende Schwelllastbeanspruchung von 2,5 kN eine nichtlineare Zunahme der horizontalen Pfahlverschiebungen bzw. Pfahlneigung. Zyklische Wechselbeanspruchungen nach Entlastung des Pfahls bewirken hingegen eine nichtlineare Abnahme der Pfahlschiefstellung. In beiden Fällen scheint sich die nichtlineare Änderung der Pfahlverschiebung einem Grenzwert anzunähern, was auch anhand des in Abbildung 9 dargestellten Kraft-Verschiebungsverlaufs nachvollzogen werden kann. Hier kann für jeden Belastungszyklus eine Hysterese identifiziert werden, deren Flächenzunahme sich als Schädigungsmaß mit steigender Lastzyklenzahl verringert. Des Weiteren ist hier erkennbar, dass der Kraft-Verschiebungsverlauf bis 2,5 kN linear und im Anschluss aufgrund des Erreichens des plastischen Bereichs nichtlinear mit zunehmender Horizontalkraft anwächst.

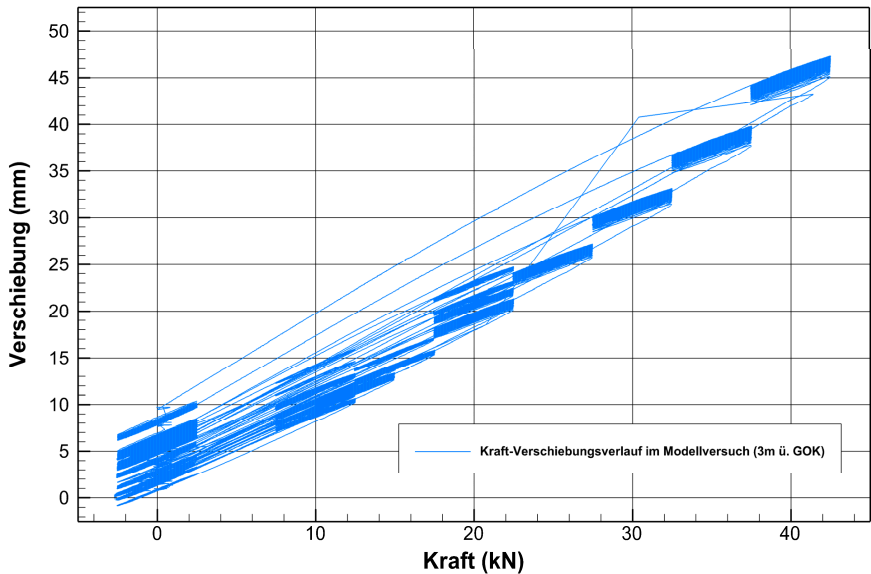




**Abbildung 7: Kraftverlauf des Hydraulikzylinders im experimentellen Versuch**



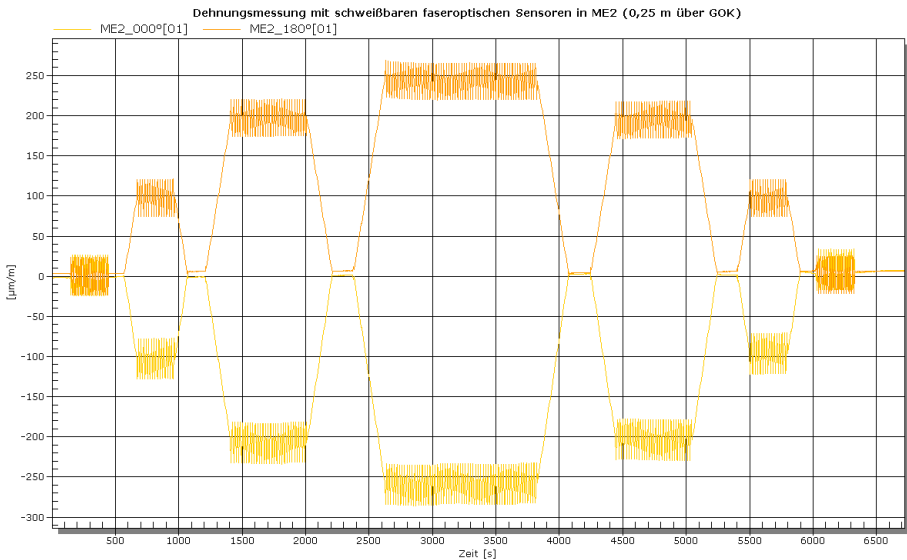
**Abbildung 8: Verschiebungsverlauf an der Lasteinleitungsstelle des Hydraulikzylinders im experimentellen Versuch**



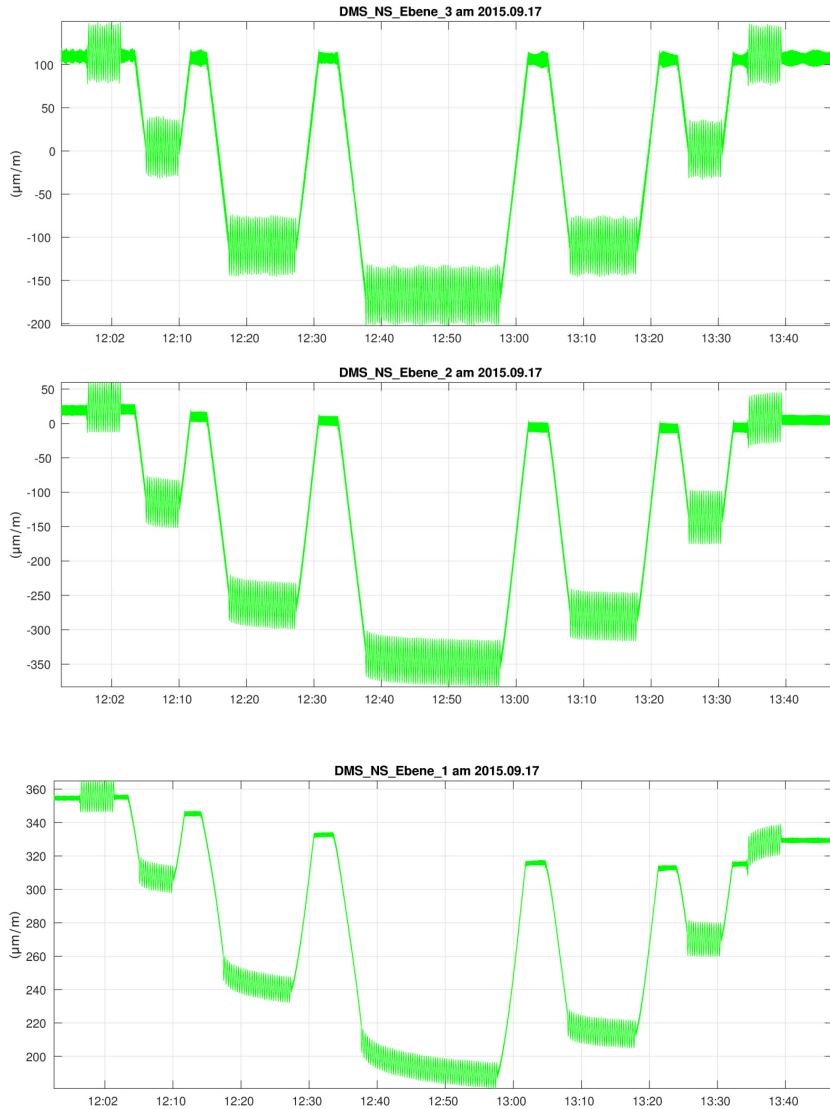
**Abbildung 9: Kraft-Verschiebungsverlauf in Höhe der Lasteinleitungsstelle im experimentellen Versuch**

Diese Erkenntnisse werden auch durch die Messergebnisse der Dehnungsmessstreifen und faseroptischen Sensoren bestätigt. Die in Abbildung 10 beispielhaft für die Mittellaststufe von 25 kN aufgeführten Resultate haben für die faseroptischen DMS auf der Zug- bzw. Druckseite des Pfahls Dehnungen im Bereich von +250 bzw. -260  $\mu\text{m/m}$  bei 0,25 m über GOK ergeben. Dies entspricht einer Abweichung von 2 bis 6 % gegenüber der berechneten Dehnung von 266  $\mu\text{m/m}$ . Die elektrischen DMS ergaben an der GOK Dehnungen in Höhe von +276  $\mu\text{m/m}$  (siehe Abbildung 11). Dies entspricht einer Abweichung von 3,8 % gegenüber der hier berechneten Dehnung von 286  $\mu\text{m/m}$ , sodass beide Messverfahren sehr gute Ergebnisse gebildet haben. Vergleicht man nun die FOS bzw. die Dehnungsmessstreifen an der Geländeoberkante mit den Dehnungsmessstreifen im Boden bei 1,5 m unter GOK, so erkennt man, dass die Dehnungen mit 350  $\mu\text{m/m}$  dort 1,2 bis 1,3-fach höher sind, obwohl der Hebelarm 1,5-mal größer ist. Während die anhand des Verschiebungsverlaufs beobachteten nichtlinearen Zu- bzw. Abnahmen bei den oberirdischen Sensoren nicht zu erkennen sind, kann man dieses anhand des Sensors in 1,5 m unter GOK sehr gut identifizieren. Dort ist bei Schwell- bzw. Wechselbeanspruchung eine nicht-

lineare, sich einem Grenzwert annähernde Zu- bzw. Abnahme der Dehnungen, zu beobachten. Betrachtet man die Dehnungen in 3 m unter GOK, so erkennt man, dass diese bei 25 kN mit  $210 \mu\text{m/m}$  um 40% niedriger sind. Folglich liegt der Punkt des maximalen Momentes zwischen 3 m und 1,5 m unter der Geländeoberkante bzw. zwischen 2,2 m und 0,7 m unterhalb der Kolkoberfläche. Auffällig am Dehnungsverlauf bei 3 m unter GOK ist, dass zwar auch hier bei Schwelllast bzw. Wechsellast die Dehnungen nichtlinear zunehmen, jedoch der Anteil der nichtlinearen Dehnungen an den Gesamtdehnungen größer ist.



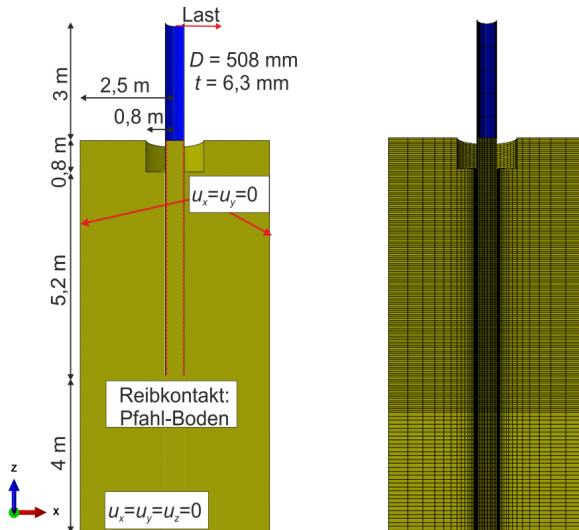
**Abbildung 10: Dehnungsverlauf der beiden faseroptischen Sensoren ( $0^\circ, 180^\circ$ ) bei 0,25 m über GOK im Belastungszyklus bis 25 kN Belastung (Dehnungen beim Start genullt)**



**Abbildung 11: Dehnungsverlauf der DMS-Streifen bei 0 m über GOK (oben), bei 1,5 m unter GOK (Mitte) und bei 3 m unter GOK (unten) für die Mittellast 25 kN**

### 3.2 Vergleich von numerischer Simulation und gemessenen Versuchsergebnissen

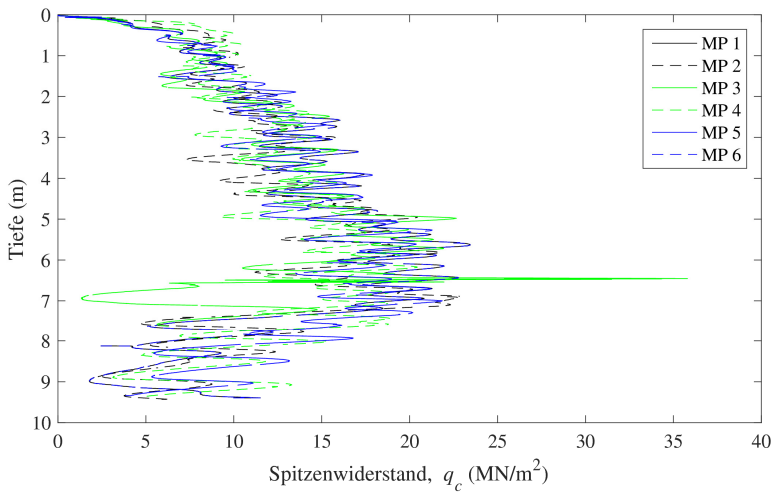
Zur Auslegung des Pfahls und der Belastungseinrichtung wurde ein zylindrisches numerisches 3D-Finite-Element-Modell mit dem Softwareprogramm Abaqus erstellt. Dabei konnte die vorhandene Symmetrie des Systems zur Belastungsebene ausgenutzt werden (siehe Abbildung 11). Der Abstand zwischen Pfahlachse und der Außenkante des Bodenkörpers betrug in Anlehnung an den Versuch 4,5 D. Das Bodenprofil wurde in Schichten von 1 m modelliert. Die Interaktion zwischen Pfahl und Boden wurde über einen Coulomb'schen Reibkontakt definiert. Zur Beschreibung des Bodenverhaltens wurde das Mohr-Coulomb'sche und für den Stahl das Hooke'sche Stoffgesetz gewählt. Der Elastizitätsmodul wurde anhand des Steifemoduls ermittelt, siehe [SIMMER, 1994]. Dabei wurde der Steifemodul, wie auch der Reibungswinkel nach DIN 4094-1 anhand der in Abbildung 12 dargestellten CPT-Ergebnisse berechnet und anschließend für jede Schicht gemittelt (vgl. Abbildung 13). Alle weiteren Eingangsparameter können Tabelle 2 entnommen werden.



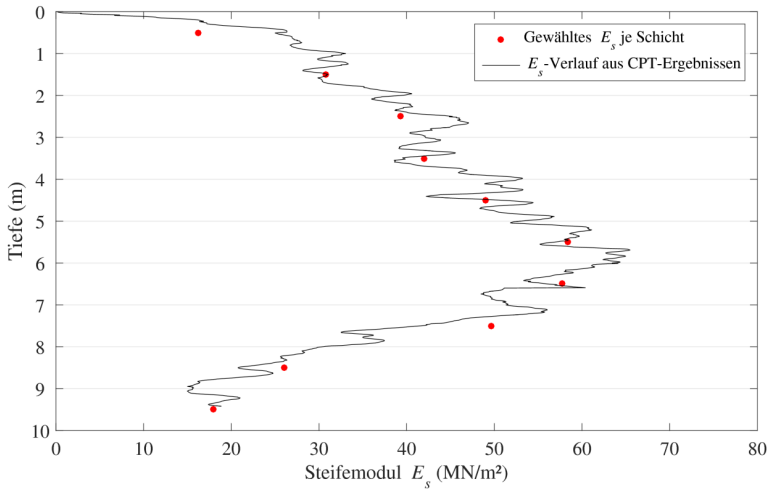
**Abbildung 11: Numerisches Modell mit den gewählten Randbedingungen (links) und mit verwendeter FE-Diskretisierung (rechts)**

**Tabelle 2: Eingangsparameter des Bodens in die numerische Simulation**

| Bodeneigenschaft         | Symbol     | Wert                     |
|--------------------------|------------|--------------------------|
| E-Modul                  | $E$        | $(1-\nu-2\nu^2)/(1-\nu)$ |
| Effektive Bodenwichte    | $\gamma'$  | 10,16 kN/m <sup>3</sup>  |
| Effektive Reibungswinkel | $\varphi'$ | $13,5 \lg q_c + 23$      |
| Reibungsbeiwert          | $\delta$   | $2/3 \varphi'$           |
| Kohäsion                 | $c$        | 1500 N/m <sup>2</sup>    |
| Querdehnzahl             | $\nu$      | 0,3                      |
| Dilatanzwinkel           | $\psi$     | $\varphi' - 30^\circ$    |
| Lateral Koeffizient      | $k$        | $1 - \sin \varphi'$      |



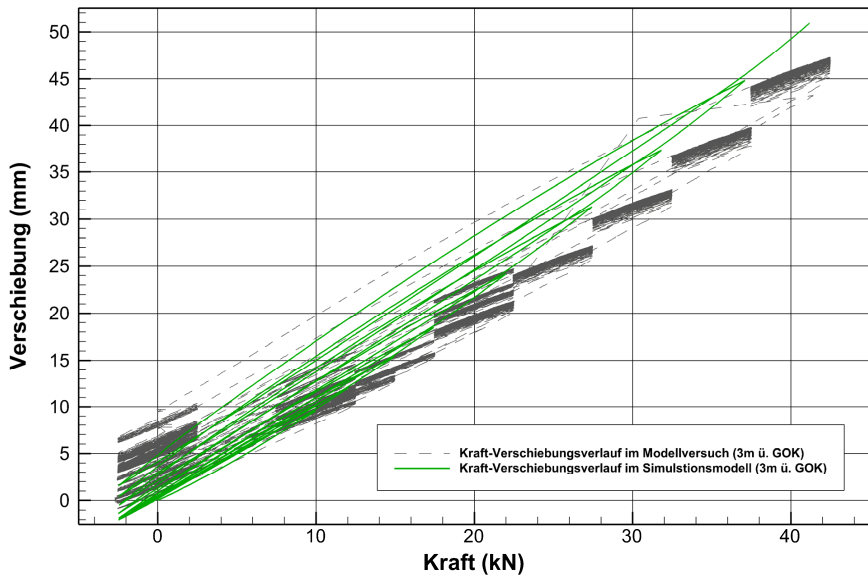
**Abbildung 12: Darstellung der Ergebnisse aus 6 CPT-Messungen in der GBVG**



**Abbildung 12: Gemittelter Steifemodulverlauf  $E_s$  nach DIN 4094-1**

Der Berechnungsablauf gliederte sich in 4 Abschnitte. Zunächst wurde der geostatische Anfangsspannungszustand simuliert. Anschließend wurde der Pfahl durch Ändern der jeweiligen Boden- in Pfahlelemente an seine entsprechende Position in den Boden eingesetzt und die Setzung des Pfahls aufgrund des Pfahleigengewichts berechnet. Im Anschluss wurden die Bodenelemente bis zu der Kolkteufe von 80 cm in einem Radius von 80 cm deaktiviert. Im letzten Schritt wurde schließlich der Pfahl mit den Laststufen gemäß der in Abbildung 3 dargestellten Belastungsfunktion beansprucht. Hierbei wurden die Schwell- und Wechselbelastung mit 2,5 kN Amplitude vereinfachend nicht berücksichtigt.

Der in Abbildung 13 dargestellte Vergleich zwischen Versuch und numerischer Simulation stellt die Verschiebungsverläufe jeweils in Höhe der Lasteinleitungsstelle dar. Es zeigt sich dabei, dass die numerisch ermittelten Verschiebungen für die maximalen Lasten der einzelnen Belastungsstufen im Vergleich zu den Versuchsergebnissen zu groß sind, das Pfahlsystem im Modell also zu weich abgebildet wurde. Jedoch wurde mit einer Abweichung von rund 15 % bei 42,5 kN eine zufriedenstellende Ergebnisprognose erzielt.



**Abbildung 13 Vergleich von Messwerten im experimentellem Versuch (grau) mit Ergebnissen der numerischen Simulation (grün) an der Lasteinleitungsstelle in 3 m über GOK**

#### **4 Zusammenfassung und Ausblick**

Im Zuge des vom BMWi geförderten Verbundprojekts UnderwaterINSPECT konnte ein großmaßstäblicher Versuch eines einvibrierten Monopiles mit Turm im Maßstab 1:10 verwirklicht werden. Dabei wurden zur messtechnischen Begleitung Beschleunigungssensoren, Neigungssensoren und elektrische Dehnungsmessstreifen an der Versuchsstruktur appliziert. Es gelang diese so zu installieren, dass sowohl während des Einbringvorgangs als auch im späteren Versuchsverlauf keine Beschädigungen an den Sensoren aufgrund von Feuchtigkeit oder mechanischen Einflüssen auftraten. Faseroptische Sensoren wurden nach der Vibrationsrammung oberirdisch an der Stahlstruktur geschweißt und geklebt angebracht und im weiteren Versuchsablauf mit ausgewertet. Hierbei zeigten Vergleiche zwischen den Ergebnissen von elektrischen Dehnungsmessstreifen und faseroptischen Dehnungssensoren einheitliche und plausible Dehnungsverläufe. Ein Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen und eines zur Versuchsauslegung aufgebauten numerischen Finite-Elemente-Modells zeigte ebenfalls gute Übereinstimmungen.



Hinsichtlich der Versuchsergebnisse konnte bei zyklischen lateralen Schwelllasten eine nichtlinear zunehmende Schiefstellung festgestellt werden, die sich unter konstanten Lastamplituden einem Grenzwert annähert. Schon unter kleinen Wechsellasten konnte eine zeitlich abnehmende Rückstellung des Pfahls je Lastzyklus beobachtet werden. Diese Ergebnisse wurden auch durch eine Analyse der gemessenen Dehnungsverläufe am Pfahl bestätigt.

Neben den hier vorgestellten Messungen an oberirdisch applizierten faseroptischen Sensoren wurden durch das Fraunhofer IWES im Testzentrum Tragstrukturen Hannover weitere faseroptische Sensoren im Boden an einem einvibrierten Stahlrohrpfahl erfolgreich getestet. Es ist somit vorstellbar, dass bei unterirdischen Dehnungsmessungen an Stahlrohrpfählen im Boden optische DMS aufgrund ihrer Feuchtebeständigkeit eine gute Alternative zu herkömmlichen DMS sein können. Weitere Untersuchungen sollen hierüber Aufschluss geben.

## **5 Danksagung**

Das diesem Beitrag zugrundeliegende Vorhaben wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Energie unter dem Förderkennzeichen 03SX345C gefördert.

## **Literatur**

**Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie:** *Standard Konstruktion – Mindestanforderungen an die Konstruktive Ausführung von Offshore-Bauwerken in der ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ)*. BSH-Nr. 7005, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH), 2015

**DIN 4094-1:** *Baugrund - Felduntersuchungen Teil 1: Drucksondierungen*. 2002

**DNV-OS-J101:** *Design of Offshore Wind Turbine Structures*. 2014

**Friedmann, H.; Eppler, J.; Kohlmeier, M.; Weinacht, B.; Winkel, G.:** *UnderwaterINSPECT - Technologien zur zuverlässigen und effizienten Prüfung von Unterwasser-Tragstrukturen an Offshore-Windenergieanlagen. Tagungsband der Statustagung Maritime Technologien 2015*, S. 97 – 112, Schriftenreihe Projektträger Jülich, Hrsg. Forschungszentrum Jülich GmbH, 2015

**Friedmann, H.; Kraemer, P.; Kohlmeier, M.:** Entwicklung eines Structural Health Monitoring Systems für Gründungsstrukturen von Offshore Windenergieanlagen – Großversuch zur Ermittlung messtechnischer Grundlagen. *Messen in der Geotechnik 2016*, 17.-18.03.2016 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 2016

**Kraemer, P.; Friedmann, H.:** Vibration-based structural health monitoring for offshore wind turbines – Experimental validation of stochastic subspace algorithm. *Wind and Structures*, 21(6), S. 693-707, 2015

**Simmer, K.:** *Grundbau: Teil 1 Bodenmechanik und erdstatische Berechnungen*. 19. Auflage, Stuttgart, 1994

#### Autoren

---

Severin Spill, M. Sc.

[severin.spill@iwes.fraunhofer.de](mailto:severin.spill@iwes.fraunhofer.de)

Dr.-Ing. Martin Kohlmeier

[martin.kohlmeier@iwes.fraunhofer.de](mailto:martin.kohlmeier@iwes.fraunhofer.de)

Fraunhofer-Institut für Windenergie und Energiesystemtechnik IWES  
Merkurstr. 13, 30419 Hannover

[www.iwes.fraunhofer.de](http://www.iwes.fraunhofer.de)  
Tel.: +49 511 762-17670

Dr.-Ing. Peter Kraemer

[kraemer@woelfel.de](mailto:kraemer@woelfel.de)

Dr. rer. nat. Herbert Friedmann

[friedmann@woelfel.de](mailto:friedmann@woelfel.de)

Wölfel Engineering GmbH + Co. KG  
Max-Planck-Str.15, 97204 Höchberg

[www.woelfel.de](http://www.woelfel.de)  
Tel.: +49 931 49708-0