
PROGNOSE DES LANGZEITVERHALTENS VON MONOPILEGRÜNDUNGEN

Dipl.-Ing. P. Hinz, Dr.-Ing. K. Lesny, Prof. Dr.-Ing. W. Richwien

EINLEITUNG

Die technischen Randbedingungen von Offshore-Windenergieanlagen in den deutschen Eignungsgebieten der Nord- und Ostsee sind mit Wassertiefen bis zu 40 m und Distanzen zum Festland von über 30 km sehr anspruchsvoll. Für die Realisierung der Windparks müssen daher auf diese Randbedingungen abgestimmte Planungswerkzeuge zur Verfügung stehen. Zu diesem Zweck wurde unser ingenieurpraktisches Bemessungskonzept entwickelt, welches den Rahmen für eine umfassende und zuverlässige Bemessung der Gründung absteckt. Es ist in zwei Stufen gegliedert und sieht neben der Bemessung für das Extremereignis auch eine Berechnung des Betriebsverhaltens vor, um zu prüfen, ob über die Lebensdauer etwaige Setzungen oder Schiefstellungen das Betriebsverhalten der Anlage beeinträchtigen können. Für die Beurteilung des Langzeitverhaltens der hier betrachteten Monopilegründung ist die Durchführung zyklischer Elementversuche notwendig. Mit diesen Ergebnissen und einem geeigneten Rechenmodell kann das Verhalten unter zyklischer Einwirkung abgeschätzt werden.

CHARAKTERISIERUNG DER DAUERBELASTUNG

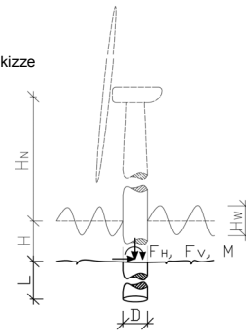
Während der Lebensdauer erfährt die Gründung der Anlage unterschiedlich starke Einwirkungen der veränderlichen Horizontalbelastungen aus Wind, Wellen und Strömung. Diese Einwirkungen sind grundsätzlich instationär stochastischer Natur, wobei die Wellen- und die Strömungskräfte durch einen zyklischen Verlauf angenähert werden können.

Für die Modellbildung wird zwischen Einwirkungen aus Extremereignissen und unter Betriebsbedingungen unterschieden. Besonders für den Anteil der Wellenlasten treten dabei deutliche Unterschiede auf (siehe Tab. 1, die zugehörige Systemskizze in Bild 1 und Richwien et al., 2007). Während die Extremwelle in der südlichen Nordsee bei einer Auftretenswahrscheinlichkeit von 0,02 je nach Berechnungsgrundlage rd. 22,3 m hoch ist, treten unter Betriebsbedingungen über die angestrebte Lebensdauer von 20 Jahren rd. 65 Millionen Wellen mit einer Höhe bis zu 1 m auf (Hapel, 1990). Die in Tab. 1 angegebenen Horizontalkräfte und Momente geben die zu erwartenden Größenordnungen für eine Monopile-Gründung mit einem Durchmesser $D=6$ m, und einer Turmkonstruktion mit einer Nabenhöhe $H_N=95$ m bei einer Wassertiefe von 30 m wieder. Lastfälle oder Lastfallkombinationen werden für die Ermittlung der Einwirkungen hier nicht betrachtet. Sie müssen im Einzelfall geprüft werden.

Tab. 1: Durchschnittliche Einwirkungen auf eine Offshore-Windenergieanlage

während Extremereignis										
Einwirkung	Lastwechselzahl [-]	Horizontalkraft [kN]	Anteil an der Gesamthorizontalkraft	Moment [kNm]	Anteil am Gesamtmoment					
Wind $v=44.2$ m/s	1	1.000	0,14	95.000	0,42					
Wellen Hw=20,2 m	1	6.000	0,85	130.000	0,57					
Strömung $v=1$ m/s	1	<100	<0,01	<1.750	<0,01					
während Betriebsbedingungen (nur bis Wellenhöhe = 3 m aufgeführt)										
Einwirkung	Lastwechselzahl [-]	Frequenz [1/s]	Horizontalkraft [kN]	Anteil an der Gesamthorizontalkraft			Moment [kNm]	Anteil am Gesamtmoment		
				Hw=0-1m	Hw=1-2m	Hw=2-3m		Hw=0-1m	Hw=1-2m	Hw=2-3m
Wind $v=10$ m/s	-	-	500	0,66	0,48	0,38	50.000	0,90	0,82	0,76
Wellen (Hw=0-1m)	rd. 65 Mio.	0,2	150	0,2	-	-	3.548	0,06	-	-
Wellen (Hw=1-2m)	rd. 30 Mio.	0,16	436	-	0,42	-	9.115	-	0,15	-
Wellen (Hw=2-3m)	rd. 14 Mio.	0,13	709	-	-	0,54	14.130	-	-	0,21
Strömung $v=1$ m/s	rd. 30.000	0,00005	<100	<0,13	<0,1	<0,08	<1.750	<0,03	<0,03	<0,2

Bild 1:
Systemskizze



BEMESSUNGSKONZEPT

Unser zweistufiges Bemessungskonzept (Lesny & Richwien, 2005) ist weiterentwickelt worden und berücksichtigt die o. a. Belastungscharakteristik der Offshore-Gründungen. Der spezielle Bemessungsablauf für eine Monopilegründung ist in Bild 2 schematisch dargestellt. Zuerst werden auf bekannte Art und Weise die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit entsprechend DIN 1054 (2005) bzw. GL (2005) unter den Belastungen während eines Extremereignisses geführt. Im zweiten Schritt liegt der Schwerpunkt auf der Überprüfung des Betriebsverhaltens.

Dabei wird der zyklische Charakter der Einwirkungen berücksichtigt. Somit fließen auch Einwirkungen in die Bemessung ein, deren Größe zwar nicht unmittelbar zum Versagen des Bauwerks führen, die aber, wie der Seegang, durch wiederholtes Aufbringen über einen genügend langen Zeitraum letztlich doch zu unzulässigen Setzungen oder Schiefstellungen führen können. Während dieses Bemessungsschritts muss auf zyklische Elementversuche oder Modellversuche zurückgegriffen werden, solange es an Erfahrungen mit vergleichbaren

Gründungen und daraus abgeleiteten Regelungen mangelt. Modellversuche liefern jedoch wegen der Maßstabseffekte vor allem qualitative Ergebnisse und werden von uns nicht verfolgt.

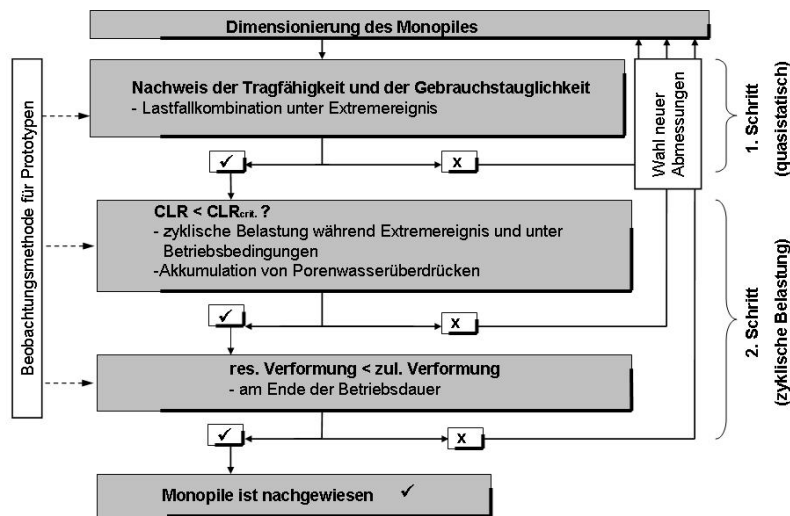


Bild 2: Schematischer Ablauf des zweistufigen Bemessungskonzeptes

DURCHFÜHRUNG ZYKLISCHER TRIAXIALVERSUCHE

Der räumliche Spannungszustand des Bodens im Nahfeld des Pfahls kann in zyklischen Triaxialversuchen recht genau nachempfunden werden. Die Abfolge der Belastung kann nicht wirklichkeitsgetreu festgelegt werden, da der tatsächliche Verlauf der Belastungsgeschichte stochastisch ist. Da jedoch die lineare Verformungsakkumulation für sehr große Zyklenzahlen sowohl für bindige als auch für nichtbindige Böden bestätigt ist (Stewart, 1986 und Lee & Focht, 1976), kann der Belastungsverlauf vereinfachend durch größer werdende Spannungskollektive abgebildet werden.

Für die hier vorgestellten Versuche wurde ein leicht plastischer, feinsandiger Schluff als Modellboden verwendet. Dieser Boden wurde ausgewählt, da seine Eigenschaften durch eine vorangegangene, ausführliche Beprobung bekannt und Böden vergleichbarer Zusammensetzung in Teilen der Nord- und Ostsee anzutreffen sind.

Für eine wirklichkeitsgetreue Abbildung der natürlichen Verhältnisse am Pfahl müssen auch die Drainagebedingungen berücksichtigt werden. Die Drainageverhältnisse sind jedoch vom System abhängig und können daher im Elementversuch nicht abgebildet werden. Für den verwendeten Schluff ist unter

zyklischer Belastung ein undrännertes Verhalten anzunehmen und die Experimente wurden als UU-Versuche durchgeführt.

Durch Aufbringen der Belastung mit Hilfe der Mehrstufen-Technik (multi-stage) kann der genaue Beginn der Akkumulation plastischer Dehnungen festgehalten und durch eine entsprechende Anordnung der Lastkollektive die Auswirkungen z.B. eines Sturms simuliert werden, siehe Bild 3.

Das Versuchsprogramm umfasste bis zu 400.000 Zyklen pro Versuch bzw. bis zu 60.000 Zyklen pro Belastungsstufe. Daraus lässt sich direkt das Langzeitverhalten mit zugehörigen unteren und oberen zyklischen Belastungsverhältnissen ableiten. Die Versuchsergebnisse sind exemplarisch in Bild 4 enthalten. Dabei ist zu erkennen, dass trotz wechselnder Belastung innerhalb von über 200.000 Zyklen keine Akkumulation plastischer Dehnungen auftritt. Das bedeutet, dass zu Beginn das zyklische Belastungsverhältnis ausreichend klein ist bzw. die untere Grenze des zyklischen Widerstands erst dann erreicht wird.

Ab dem siebten zyklischen Belastungsverhältnis (CLR7 in Bild 4) akkumulieren plastische Dehnungen, wobei sich die plastische Dehnung um ca. 10 % vergrößert und sich noch stabilisiert. Ab rd. 400.000 Zyklen überschreitet die Beanspruchung das kritische Belastungsverhältnis und es wird ein progressiver Bruch provoziert.

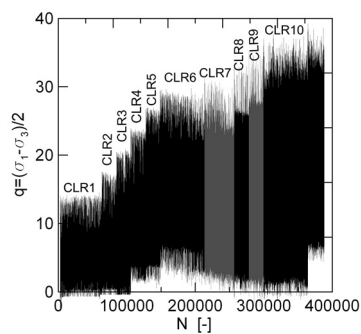


Bild 3: Belastungsverlauf

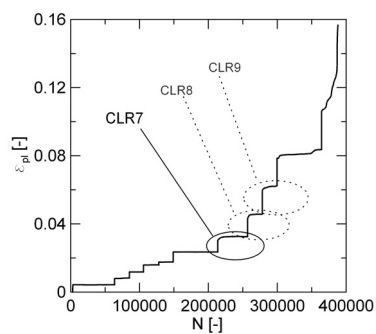


Bild 4: Entwicklung der plastischen Dehnungen

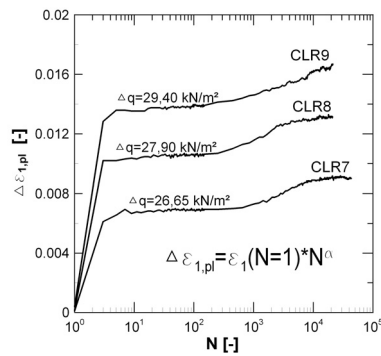


Bild 5: Verlauf der plastischen Dehnung in den einzelnen Laststufen

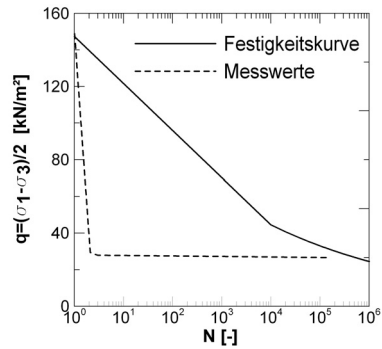


Bild 6: Aus Versuchen abgeleitete Funktion der Festigkeitskurve

Nach der Versuchsdurchführung und Auswertung der einzelnen Dehnungsverläufe entsprechend Bild 5 ist die Festigkeitskurve nach Bild 6 zu ermitteln. Aus ihr geht hervor, welches Spannungsniveau wie oft aufgebracht werden kann, um eine vorher definierte Dehnung zu erreichen. Die durchgeführten Versuche können einer Festigkeitskurve nach Gleichung 1 (Miner, 1945) angenähert werden, wobei hier die zugehörige Dehnung zu $\Delta \varepsilon_{1,pl} = 0,01$ festgelegt wurde.

$$N = N_D \cdot \left[\frac{q}{q_D} \right]^{(-k)} \quad \text{Gl. 1}$$

mit:

$N_D = 703.186 \dots$ Zyklenzahl, bei der eine bestimmte Verformung unter der Spannung q_D erreicht wird

$q_D = 25,65 \text{ kN/m}^2 \dots$ Spannung, unterhalb derer keine plastischen Verformungen akkumulieren

$k = 7,7 \dots$ Steigung der Festigkeitskurve im logarithmischen Maßstab

Danach können die gemessenen Dehnungsverläufe unter Annahme der konsequenten Form der Miner-Regel (Haibach, 1989) entsprechend Gl. 2 rückgerechnet werden. Es ist nun möglich, für verschiedene Belastungskollektive die Auswirkungen auf die plastischen Dehnungen zu betrachten.

$$\bar{N} = N(q = \bar{q}_a) \cdot \sum_{i=1}^z [N_i] \cdot \sum_{d=j}^z \left[\frac{\bar{q}_d^m - \bar{q}_{d+1}^m}{\bar{q}_d^m \cdot \sum_{i=1}^d [N_i \cdot \bar{q}_i^k]} \right] \quad \text{Gl. 2}$$

wobei:

- \bar{N} ...berechnete Zyklenzahl für ein bestimmte Belastungsabfolge
- N ...im Laborversuch ermittelte Zyklenzahl für eine Deviatorspannung q
- q ...Deviatorspannung
- \bar{q}_a ...Spannungswert für das Maximum aus der Belastungsabfolge
- N_i ...Zyklenzahl der i -ten Belastungsstufe (CLR _{i}) aus insgesamt z Stufen
- x_d ...normierte Deviatorspannung der Laststufen oberhalb der Dauerfestigkeit
- m ...Formbeiwert für die Entwicklung der Verformungen bei Spannungswerten unterhalb der Dauerfestigkeit
- k ...Anstieg der Festigkeitskurve

Die Nachrechnung des Versuchs liefert ein Ergebnis nach Tab. 2. Die berechneten Werte stimmen besonders nach der zweiten Laststufe nicht mit den gemessenen Werten neben den Messwerten. Diese Unschärfe beruht auf der Linearisierung der Festigkeitskurve, wodurch im Bereich von geringeren Zyklenzahlen Ungenauigkeiten entstehen. Bei größeren Zyklenzahlen treffen die berechneten Werte die Messwerte besser, liegen aber mit 0,0248 zu 0,0389 immer noch um ca. 40 % unter dem Messwert. Neben der stets vorhandenen Streuung von Messwerten sind die Berechnungsannahmen offensichtlich zu stark vereinfacht, um ein quantitativ genaues Ergebnis zu erzielen. Die Berechnungsgrundlagen sind weiterzuentwickeln, um eine bessere Prognose bei der Entwicklung der bleibenden Verformungen zu gewährleisten.

Tab. 2: Nachrechnung eines zyklischen Triaxialversuchs

Laststufe CLR _{i}	N [-]	q [kN/m ²]	\bar{q} [kN/m ²]	berechneter Wert		Messwert		Übereinstimmung $= \frac{\text{berechneter Wert}}{\text{Messwert}}$	
				$\Delta \varepsilon$ [-]	ε_{ges} [-]	$\Delta \varepsilon$ [-]	ε_{ges} [-]	$\Delta \varepsilon$ [-]	ε_{ges} [-]
1	43.250	26,65	0,906	0,0041	0,0041	0,009	0,009	0,46	0,46
2	21.249	27,9	0,948	0,0026	0,0067	0,0131	0,0223	0,20	0,30
3	20.999	29,4	1,0	0,0181	0,0248	0,0166	0,0389	1,09	0,064

FALLBEISPIEL MONOPILEGRÜNDUNG – FEM vs. SWM

Aus dem oben beschriebenen Elementverhalten lässt sich mit einem angemessenen Berechnungsmodell auf das Systemverhalten der Monopile-Gründung schließen. In Frage kommen Finite-Elemente-Modelle, aber auch verschiedene Versionen des Modells des gebetteten Balkens. Außerdem müssen die Ergebnisse zur Bewertung an Messdaten überprüft werden. Liegen keine Messdaten vor, so sind zumindest Gegenrechnungen anzustellen, die auf anderen Theorien basierend, die Ergebnisse absichern können. Zu diesem Zweck kommt neben der Finite-Elemente-Methode (FEM) als zweites Berechnungsmodell das Strain-Wedge-Modell (SWM, Ashour 2001) zum Einsatz.

Als Variante des gebetteten Balkens ist es für die Berechnung eines zyklisch horizontal belasteten Pfahls von besonderem Interesse, weil es auf der Grundlage von Elementversuchen und einem theoretisch begründeten Pfahlmodell das Systemverhalten abbildet. Im Gegensatz zu anderen Modellen des gebetteten Balkens beruht das Strain-Wedge-Modell nicht auf einer begrenzten Zahl großmaßstäblicher Versuche mit einem eingeschränkten Gültigkeitsbereich.

Das FE-Modell ist in Richwien et al. (2006) ausführlich beschrieben. Es wird ein elasto-plastisches Stoffgesetz mit einer Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb zu Grunde gelegt.

Das Strain-Wedge-Modell wurde von Norris (1986) für einen homogenen Bodenaufbau vorgeschlagen und von Ashour et al. (1998) sowie Ashour et al. (2002) für geschichteten Bodenaufbau weiterentwickelt. Es ist ebenfalls in Richwien et al. (2006) beschrieben.

Mit Hilfe der expliziten Modellierung wird in einem Rechengang die plastische Verformung aus zyklischer Beanspruchung ermittelt (Hinz et al., 2007). Dazu sind die veränderten Bodeneigenschaften notwendig, die mit den Ergebnissen der zyklischen Triaxialversuche zur Verfügung stehen.

Für das Fallbeispiel wurden die Eingangswerte entsprechend Tab. 3 und Tab. 4 verwendet. Als Belastung wurden die Einwirkungen der Wellen berücksichtigt. Eine Überlagerung mit den zyklischen Strömungslasten wurde aus Gründen der Übersichtlichkeit nicht durchgeführt.

Tab. 3: Pfahlabmessungen

Durchmesser	[m]	4	6	8
Länge	[m]	35	35	35
Wandstärke	[mm]	50	70	90

Tab. 4: Bodenparameter

Größe	Einheit	FEM	SWM
Reibungs-winkel φ	[°]	30	30
Kohäsion c	[kN/m ²]	5	5
Feuchtwichte γ'	[kN/m ³]	10	10
Dehnung bei 50 % der Bruchspannung ε_{50}	[-]	-	0,003
Elastizitätsmodul E (Verlauf nach Wiemann, 2007)	[MN]	$E = 259 \cdot (z/43.2)^{0.7}$	-

Wie in Richwien et al. (2006) dokumentiert, werden vor allem die bodennahen Schichten einschließlich der Tiefe, in der die maximale Bettungsspannung erzeugt wird, durch zyklische Belastung beeinträchtigt. Diese Tiefe ist vom Pfahldurchmesser abhängig und lässt sich entsprechend der FE- und SWM-Berechnungen für homogenen Boden nach Bild 7 angeben. Im Allgemeinen reicht diese Einflusszone bis in eine Tiefe gleich dem ein- bis zweifachen Pfahldurchmesser.

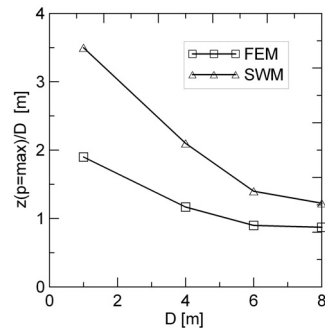


Bild 7: Tiefe der maximalen Bettungsspannung

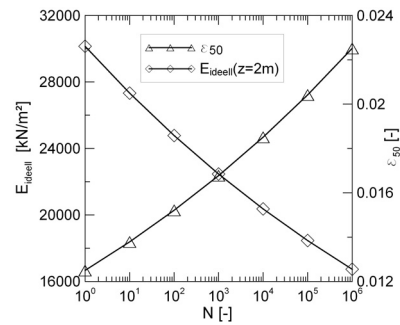


Bild 8: Indirekt proportionaler Verlauf von E_{ideell} im Vergleich zu ε_{50}

Um den Einfluss der Zyklik abzubilden, sind die Eingabeparameter für die Bodensteifigkeit entsprechend anzupassen. Zu diesem Zweck werden die aktuellen Bodenparameter aus den zyklischen Triaxialversuchen für eine bestimmte Zyklenzahl abgeleitet.

Einflussparameter FEM

Am Beispiel des elasto-plastischen Stoffgesetzes mit Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb ist der maßgebende Parameter der Elastizitätsmodul, der nun die akkumulierte Dehnung beinhaltet und dann als ideeller Elastizitätsmodul in einer einzelnen Laststufe nach Gl. 3 berechnet wird (Richwien et al., 2006):

$$E_{ideell} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_{pl}} = \frac{2 \cdot \Delta q}{\Delta\varepsilon_{pl}} = E(N=1) \cdot N^{(-\alpha)} \quad \text{Gl. 3}$$

wobei:

α ...Steigung der plastischen Dehnung

(indirekt proportional zum ideellen Elastizitätsmodul, siehe Bild 8)

Einflussparameter SWM

Maßgebender Parameter des SWM ist die Referenzdehnung ε_{50} . Sie ist als Dehnung bei 50-prozentiger Bruchspannung definiert. Über das Verhältnis der Dehnung im Keil ε zur Referenzdehnung wird das Spannungsniveau und somit die Steifigkeit definiert (Ashour et al., 2001). Die Referenzdehnung nach n Zyklen einer Belastungsstufe wird äquivalent zur Entwicklung der plastischen Dehnung nach Gleichung 4 berechnet.

$$\varepsilon_{50} = \varepsilon_{50,1} \cdot N^\alpha \quad \text{Gl. 4}$$

Auswertung der Berechnungen

Die Berechnungen für die Extremwelle liefern die Pfahlbiegelinien und Bettungswiderstände nach den Bildern 9 und 10. Das SWM erzeugt etwas größere Verschiebungen als die FEM. Dies liegt an den mobilisierten Bettungswiderständen, die bei dem FE-Modell im oberen Bereich offensichtlich größer sind als nach dem SWM. Bis zu einer Tiefe von rd. 10 m liegen die Bettungswiderstände noch relativ nah beieinander, mit zunehmender Tiefe weichen die Ergebnisse zunehmend voneinander ab. Der Peak des Bettungswiderstandes beim SWM liegt am Nulldurchgang der Biegelinie, wodurch rein rechnerisch der Bettungswiderstand gegen unendlich geht.

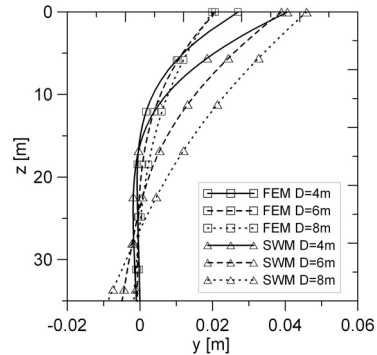


Bild 9: Biegelinien unter Extrembelastungen

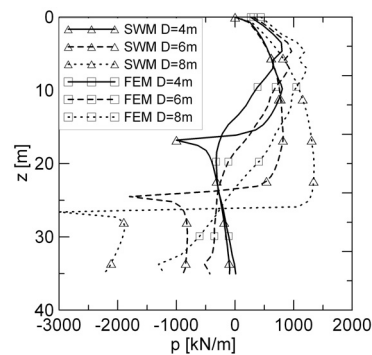


Bild 10: Zugehöriger Bettungswiderstand

Wertet man nun die auftretenden Spannungen im Nahfeld des Pfahles aus, so ergibt sich für die Tiefe des maximalen Bettungswiderstandes eine Spannungsabhängigkeit von der einwirkenden Belastung, die letztlich durch die Wellenhöhe erzeugt wird, siehe Bild 11.

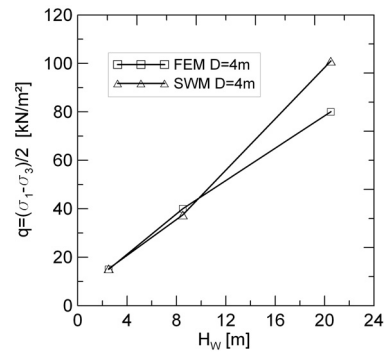


Bild 11: Bodenspannungen am Pfahl (D=4m)

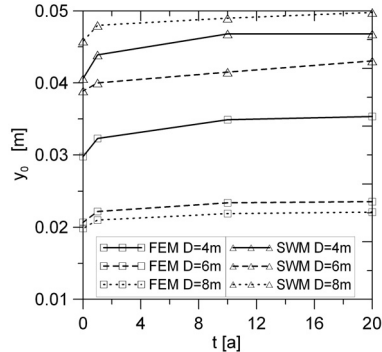


Bild 12: Pfahlkopfverschiebungen über die Betriebsdauer

Eine Verknüpfung dieser Spannungsgrößen mit der tatsächlichen Wellenverteilung über einen bestimmten Zeitraum unter Berücksichtigung der Festigkeitslinie in Bild 6 führt für beide Berechnungsmodelle zu Langzeitverformungen nach Bild 12. Der Großteil der Verschiebungen, rd. 80-90 %, werden bereits zu Beginn der Lasteinwirkungen eintreten und dann noch gering zunehmen. Die beste Übereinstimmung wird bei einem Pfahldurchmesser von 4 m erzielt.

ZUSAMMENFASSUNG

Die angestrebte Lebensdauer einer Monopilegründung von 20 Jahren erfordert die genaue Untersuchung des Betriebszustandes bei zyklischer Belastung. Aus den Wellenverteilungen und der am Pfahl auftretenden Spannung kann die Häufigkeit und die Größe der Spannungsänderungen im Boden eingegrenzt werden. Parallel dazu durchgeführte zyklische Triaxialversuche mit den gleichen Spannungsniveaus lassen Aussagen über die Langzeitstabilität des Bodens zu. Ohne die Verfügbarkeit von Langzeitmessungen an Prototypen ist dies zur Zeit die einzige ingenieurpraktische Möglichkeit, eine Prognose des Systemverhaltens über die Betriebsdauer zu erstellen.

LITERATUR

- Ashour, M., Norris, G., Pilling, P. (1998): Lateral Loading of a Pile in Layered Soil Using the Strain Wedge Model, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, April 1998
- Ashour, M., Norris, G., Pilling P. (2002): Strain-Wedge-Model Capability of Analyzing Behavior of Laterally Loaded Isolated Piles, Drilled Shafts, and Pile Groups, *Journal of Bridge Engineering*, Volume 7, No. 4
- GL (2005): Rules and Regulations . Offshore Windenergy Converters. Germanischer Lloyd, Hamburg.
- Haibach, E. (1989): Betriebsfestigkeit, Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung, VDI-Verlag, Düsseldorf.
- Hinz, P.; Lesny, K.; Richwien, W. (2007): Vorgehensweise bei der FE-Analyse von Monopiles unter hohen Zyklenzahlen. In: Dokumentation zum 5. Symposium Offshore-Windenergie, Bau- und umwelttechnische Aspekte, Hannover.
- Lesny, K.; Richwien, W. (2005): Bemessung von Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen. In: Tagungsband zum HTG-Kongress 2005, Bremen, S. 253-264
- Miner, M. A. (1945): Cumulative Damage in Fatigue. *Journal of Applied Mechanics*, American Society of Mechanical Engineers/ Applied Mechanics Division, Vol. 12, pp. 159-164, New York.
- Norris, G. (1986): Theoretically Based BEF Laterally Loaded Pile Analysis, 3rd International Conference on Numerical Methods in Offshore piling, Nantes.
- Richwien, W.; Lesny, K.; Hinz, P. (2005): Validierung bautechnischer Bemessungsmethoden für Offshore-Windenergieanlagen anhand der Messdaten der Messplattformen FINO 1 und FINO 2, Forschungsprojekt Gigawindplus,.
- Wiemann, J. (2007): Bemessungsverfahren für horizontal belastete Pfähle - Untersuchungen zur Anwendbarkeit der p-y Methode. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen, Verlag Glückauf GmbH.