

Torsten Wichtmann  
 Jan Machaček  
 Hauke Zachert  
 Helen Günther

# Validierung eines hochzyklischen Akkumulationsmodells anhand von Modellversuchen und Messungen an realen Bauwerken

Der vorliegende Beitrag fasst langjährige experimentelle und numerische Arbeiten am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik (IBF) des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) zusammen, mit denen das Ziel verfolgt wurde, das hochzyklische Akkumulationsmodell von Niemunis et al. (2005) für Sand zu validieren. Zunächst wird die zutreffende Wiedergabe der Ergebnisse dräniertes zyklischer Triaxialversuche durch das Akkumulationsmodell demonstriert. Anschließend werden Finite-Elemente-Nachrechnungen von Modellversuchen an Monopile-Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen mit unterschiedlichen Maßstäben beschrieben. Für eine Validierung im Maßstab 1:1 wurde zunächst der Versuch der Ed. Züblin AG nachgerechnet, bei dem ein Prototyp einer aufgelösten Flachgründung für Offshore-Windenergieanlagen durch simulierte Sturmereignisse zyklisch beansprucht wurde. Als weiteres gut dokumentiertes Randwertproblem im Maßstab 1:1 wurde die Schleuse Uelzen I betrachtet, bei der die zyklische Beanspruchung des Untergrundes aus den wechselnden Füllständen innerhalb der Schleusenkammer resultiert. Für alle untersuchten Randwertprobleme wird die Ermittlung der Eingangsgrößen der Simulationen, d.h. der Stoffkonstanten und der Zustandsparameter des Bodens erläutert, welche auf der Basis von Labor- bzw. Felduntersuchungen erfolgte. Die Ergebnisse der Finite-Elemente-Simulationen der verschiedenen Randwertprobleme werden den jeweiligen Labor- bzw. Feldmessungen gegenübergestellt.

## Validation of a high-cycle accumulation model based on model tests and measurements at real buildings

The paper summarizes longtime experimental and numerical studies at the Institute of Soil Mechanics and Rock Mechanics (IBF) of Karlsruhe Institute of Technology (KIT) with the aim to validate the high-cycle accumulation (HCA) model of Niemunis et al. (2005) for sand. First, the accurate reproduction of the results from drained cyclic triaxial tests by the HCA model is demonstrated. Subsequently, finite element simulations of model tests on monopile foundations for offshore wind turbines in different scales are described. For a validation in the 1:1 scale the field test on a prototype of a shallow foundation for offshore wind

turbines performed by the Ed. Züblin AG is recalculated. This foundation has been subjected to a cyclic loading simulating several storm events. As another well documented boundary value problem in the 1:1 scale the ship lock Uelzen I has been studied in finite element simulations. In case of a ship lock the cyclic loading of the subsoil results from the changing water levels in the lock chamber. For all studied boundary value problems the determination of the input parameters of the simulations, i.e. the material constants and state variables of the soil, which are based on laboratory or field investigations, is explained. The results of the finite element simulations of the different problems are compared to the laboratory or field measurements.

## 1 Einleitung

Eine hochzyklische Beanspruchung von geotechnischen Konstruktionen kann u.a. durch Verkehr (z.B. Hochgeschwindigkeitszüge), Maschinen, Wind und Wellen (z.B. Onshore- und Offshore-Windenergieanlagen, Hafenanlagen, Bauwerke des Küstenschutzes) oder ein wiederholtes Befüllen und Entleeren (z.B. Schleusen, Tanks, Silos) verursacht werden. Auch Installationsprozesse (z.B. Einrütteln einer Spundwand) oder Maßnahmen zur Bodenverbesserung (z.B. Rütteldruckverdichtung) führen zu einer hochzyklischen Beanspruchung des Bodens. Diese ist gekennzeichnet durch eine relativ hohe Anzahl an Zyklen ( $N > 10^3$ ) mit relativ kleinen Dehnungsamplituden ( $\varepsilon^{\text{ampl}} < 10^{-3}$ ). In Abhängigkeit von den Randbedingungen kann die hochzyklische Beanspruchung zu einer Akkumulation von bleibenden Verformungen oder Spannungsänderungen im Boden führen. Übermäßig große akkumulierte Verformungen, insbesondere Setzungsdifferenzen und damit verbundene Schiefstellungen, können die Gebrauchstauglichkeit einer Gründung gefährden. Beispielsweise tolerieren die Turbinen einer Windenergieanlage nur geringe Schiefstellungen (0,5 bis 1°). Im Fall von Hochgeschwindigkeitsbahnstrecken sind ebenfalls sehr geringe Setzungsdifferenzen einzuhalten. Von (zum Teil exzessiven) akkumulierten Setzungen bei realen Bauwerken wird beispielsweise in [1–5] berichtet. Die zu erwartenden bleibenden Verformungen müssen vor der Baumaßnahme möglichst akkurat abgeschätzt

werden, um die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion während ihrer gesamten Lebensdauer nachzuweisen.

Für die Prognose der akkumulierten Setzungen von Flachgründungen sowie der bleibenden horizontalen Verschiebungen von Einzelpfählen unter hochzyklischer Beanspruchung wurden zahlreiche empirische Gleichungen vorgeschlagen [6–11], zum Teil auch im Bereich des Straßenbaus. Die Gleichungen liefern die bleibenden Verformungen in Abhängigkeit der aufgetragenen Last- bzw. Spannungsamplitude. Für Monopile-Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen wurden desweiteren einige aufwändigere Ingenieurmodelle entwickelt [12–15]. Die Anwendung der empirischen Formeln sowie der meisten Ingenieurmodelle ist auf einen bestimmten Gründungstyp (Flach- oder Pfahlgründung) sowie einfache Randbedingungen hinsichtlich der Bodenparameter, der Drainage (i.d.R. vollständig dräniert) und der Belastung (i.d.R. Schwellbelastung mit Minimallast gleich Null) beschränkt. Für axial zyklisch beanspruchte Pfähle wurden ebenfalls Modelle entwickelt und Bemessungsdiagramme vorgeschlagen [16–19], wobei in diesem Fall die Tragfähigkeit im Vordergrund steht. Aus den Bemessungsdiagrammen lässt sich z.B. die Zyklenanzahl bis zum Versagen in Abhängigkeit der statischen und zyklischen Lastanteile abschätzen.

Für kompliziertere Problemstellungen (hinsichtlich Geometrie, Belastung und Drainagebedingungen) können Finite-Elemente-Simulationen mit speziellen Akkumulationsmodellen [20–27] ein geeignetes Mittel sein, um die Boden-Bauwerk-Interaktion unter hochzyklischer Belastung zu untersuchen. Der vorliegende Beitrag beschränkt sich auf das von Niemunis et al. [24] vorgeschlagene Akkumulationsmodell für Sand. Die Defizite älterer Akkumulationsmodelle [20–23,28] (fehlende Einflussparameter, 1D-Formulierung, Beschränkung auf den volumetrischen Verformungsanteil) wurden ausführlich in [29] diskutiert. Später vorgeschlagene Modelle [26,27] basieren auf den gleichen, in [29] publizierten Versuchsdaten, stellen jedoch nach Meinung der Autoren dieses Beitrags keine Verbesserung der Materialbeschreibung dar.

Vor ihrer Anwendung auf praktische Problemstellungen sind numerische bzw. konstitutive Modelle zu validieren. Die Prognosequalität kann durch die Nachrechnung von Elementversuchen, Modellversuchen mit verschiedenen Maßstäben oder Messungen an realen Bauwerken überprüft werden. Mit solch einer Validierung der numerischen Prognosen des Akkumulationsmodells von Niemunis et al. [24] in unterschiedlichen Skalen befasst sich der vorliegende Beitrag.

## 2 Rechenstrategie

Für Untersuchungen zyklisch beanspruchter Gründungen mit der Finite-Elemente-Methode stehen prinzipiell zwei unterschiedliche Rechenstrategien zur Verfügung. Diese sind in Bild 1 für eine vertikal zyklisch beanspruchte Flachgründung dargestellt. Bei der ersten, auch

*implizit* genannten Methode (Bild 1a) wird jeder Zyklus inkrementell mit einem geeigneten konventionellen Stoffmodell berechnet, das mit Spannungs- und Dehnungsraten formuliert ist (z.B. Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung [30,31]). Das Stoffmodell prognostiziert die Entwicklung der Dehnung in jedem Element und damit auch die Akkumulation der Dehnung. Als wesentlicher Nachteil dieser Methode ist anzuführen, dass zur Berechnung der Zyklen viele Inkremente notwendig sind und sich mit jedem Inkrement Fehler des Stoffgesetzes und der Numerik aufsummieren. Beispielsweise überschätzen die vorhandenen Stoffmodelle die Akkumulation der Dehnung bei größeren Zyklenanzahlen ( $N > 100$ ) zumeist drastisch, da sie eine in etwa linear mit der Zyklenanzahl anwachsende bleibende Dehnung prognostizieren. Diese steht im Kontrast zu der in Laborversuchen beobachteten Abnahme der Akkumulationsrate mit steigender Zyklenanzahl. Desweiteren ist der Rechenaufwand insbesondere bei detaillierten 3D-Modellen sehr groß, so dass Untersuchungen mit dieser Methode in der Regel auf wenige Zyklen ( $N \leq 50$ ) begrenzt bleiben.

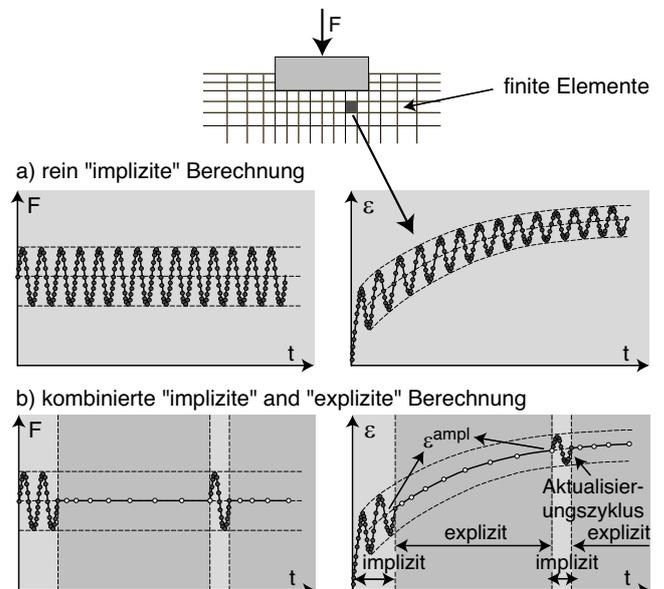


Bild 1. FE-Berechnung einer vertikal zyklisch beanspruchten Flachgründung: a) Rein implizite Berechnung, b) Kombination von impliziten und expliziten Berechnungsphasen unter Verwendung eines Akkumulationsmodells

Für hochzyklische Belastungen ist die in Bild 1b dargestellte Vorgehensweise besser geeignet. Dabei werden zunächst nur die ersten beiden Zyklen mit einem konventionellen Stoffmodell berechnet. Für die *explizite* Simulation der weiteren Zyklen kommt ein spezielles Akkumulationsmodell zur Anwendung. Dieses prognostiziert die Entwicklung der bleibenden Dehnung, ohne den Dehnungspfad während der einzelnen Zyklen zu verfolgen. Während der Berechnung mit dem Akkumulationsmodell werden die äußeren Lasten auf ihren Mittelwerten konstant gehalten. Die Verformungsakkumu-

lation im Sand infolge zyklischer Belastung wird demnach ähnlich wie das Kriechen von Ton unter konstanter Belastung behandelt. Ein wesentlicher Eingangsparameter des Akkumulationsmodells ist die Dehnungsamplitude  $\varepsilon^{\text{ampl}}$ , die für jedes Element aus dem Dehnungspfad während des zweiten konventionell berechneten Zyklus gewonnen wird. Da Dichteänderungen oder Spannungumlagerungen das Feld der Dehnungsamplitude verändern können, ist die Einschaltung von weiteren implizit berechneten Zyklen (sog. Aktualisierungs- oder Kontrollzyklen) in die Berechnung gegebenenfalls sinnvoll. In diesen Zyklen wird das Feld der Dehnungsamplitude aktualisiert. Anschließend wird die explizite Berechnung mit dem Akkumulationsmodell unter Verwendung des aktualisierten Feldes der Dehnungsamplitude fortgesetzt. Simulationen unter Verwendung dieser Rechenstrategie unterliegen keinen Einschränkungen hinsichtlich der maximal zu berechnenden Zyklenanzahl. Sie erfordern jedoch ein geeignet formuliertes Akkumulationsmodell.

Das in diesem Beitrag verwendete Akkumulationsmodell von Niemunis et al. [24] basiert auf einer umfangreichen Parameterstudie [29, 32] mit dränierten hochzyklischen Versuchen an Sand. Hinsichtlich der Gleichungen des Modells wird auf [24, 29, 33] verwiesen.

### 3 Kalibrierung der Materialkonstanten

Für die Kalibrierung der Materialkonstanten des Akkumulationsmodells auf experimenteller Basis [34, 35] sind dränierte Triaxialversuche mit zyklischer Belastung notwendig. Eines der Versuchsgeräte am IBF, das für die in diesem Beitrag präsentierten Versuche verwendet wurde, ist schematisch in Bild 2 dargestellt. Die durch trockenes Rieseln präparierten zylindrischen Proben (Durchmesser 10 cm, Höhe 10 cm) wurden axial zyklisch beansprucht, während die horizontale Spannung konstant gehalten wurde.

Da der erste sog. *irreguläre* Zyklus in der Regel größere bleibende Verformungen liefert als die weiteren *regulären* Zyklen und dieser Zyklus entsprechend der im Bild 1 dargestellten Rechenstrategie stets mit einem konventionellen Stoffmodell berechnet wird, beschreibt das Akkumulationsmodell ausschließlich die kumulativen Effekte während der regulären Zyklen. Die folgende Darstellung von Versuchsergebnissen beschränkt sich daher ebenfalls auf die regulären Zyklen.  $N = 1$  kennzeichnet das Ende des ersten regulären Zyklus.

Eine typische Entwicklung der vertikalen Dehnung während der regulären Zyklen in einem Versuch mit  $10^5$  Lastspielen ist im Bild 3 dargestellt. Das Diagramm enthält den zeitlichen Verlauf der vertikalen Dehnung während der ersten 24 Zyklen sowie während jeweils 5 Zyklen zu späteren Zeitpunkten, d.h. nach  $N = 50, 100, 200, 1000, \dots, 10^5$  aufgetragenen Zyklen.

Eine Kalibrierung sämtlicher Parameter des Akkumulationsmodells erfordert vier Reihen dräniertes zyklischer Triaxialversuche, in denen die Spannungsamplitude  $q^{\text{ampl}}$ , die Anfangslagerungsdichte  $I_{D0}$ , der mittlere Druck  $p^{\text{av}}$  und das mittlere Spannungsverhältnis

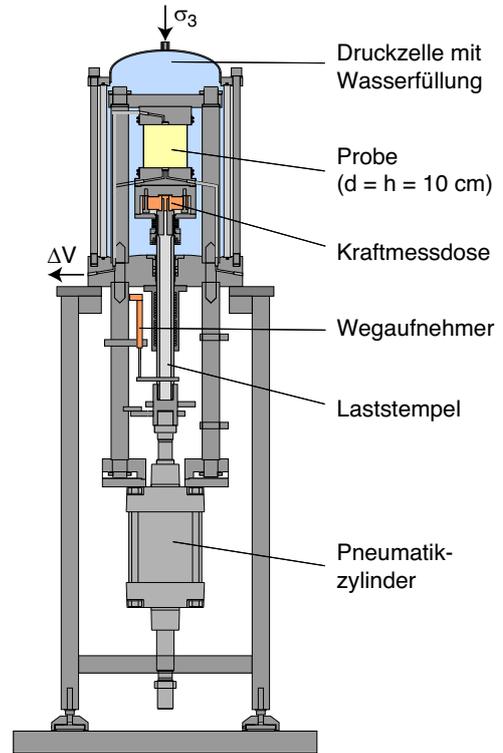


Bild 2. Zyklisches Triaxialgerät am IBF, KIT

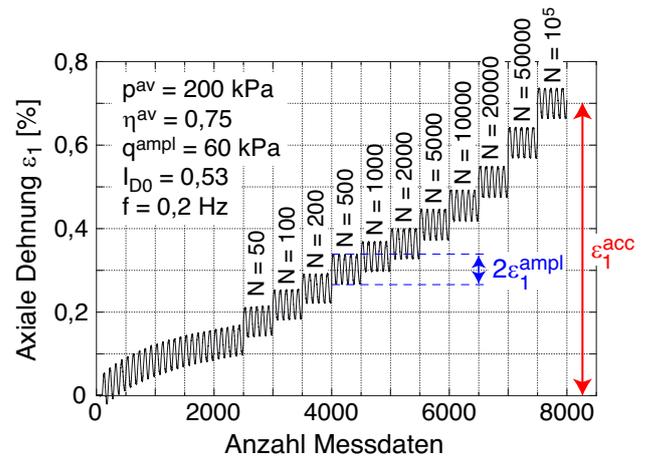


Bild 3. Entwicklung der Dehnung während eines dränierten Versuches an Karlsruher Feinsand mit  $10^5$  Zyklen

$\eta^{\text{av}} = q^{\text{av}}/p^{\text{av}}$  von Versuch zu Versuch variiert werden. Das Bild 4 zeigt exemplarische Ergebnisse solcher Versuchsreihen an Karlsruher Feinsand, Berliner Sand und einem Feinsand aus dem Untergrund des Testfundamentes der Ed. Züblin AG in Cuxhaven. Die Parameter dieser drei Sande werden in den nächsten Abschnitten für FE-Simulationen verwendet. In den Diagrammen von Bild 4 ist die Entwicklung der bleibenden Dehnung  $\varepsilon^{\text{acc}}$  (mit  $\varepsilon = \sqrt{(\varepsilon_1)^2 + 2(\varepsilon_3)^2}$ ) mit steigender Zyklenanzahl  $N$  dargestellt. Die Zunahme der Akkumulationsintensität mit steigender Amplitude, abnehmender relativer Anfangslagerungsdichte sowie steigendem mittlerem Spannungsverhältnis ist für alle drei

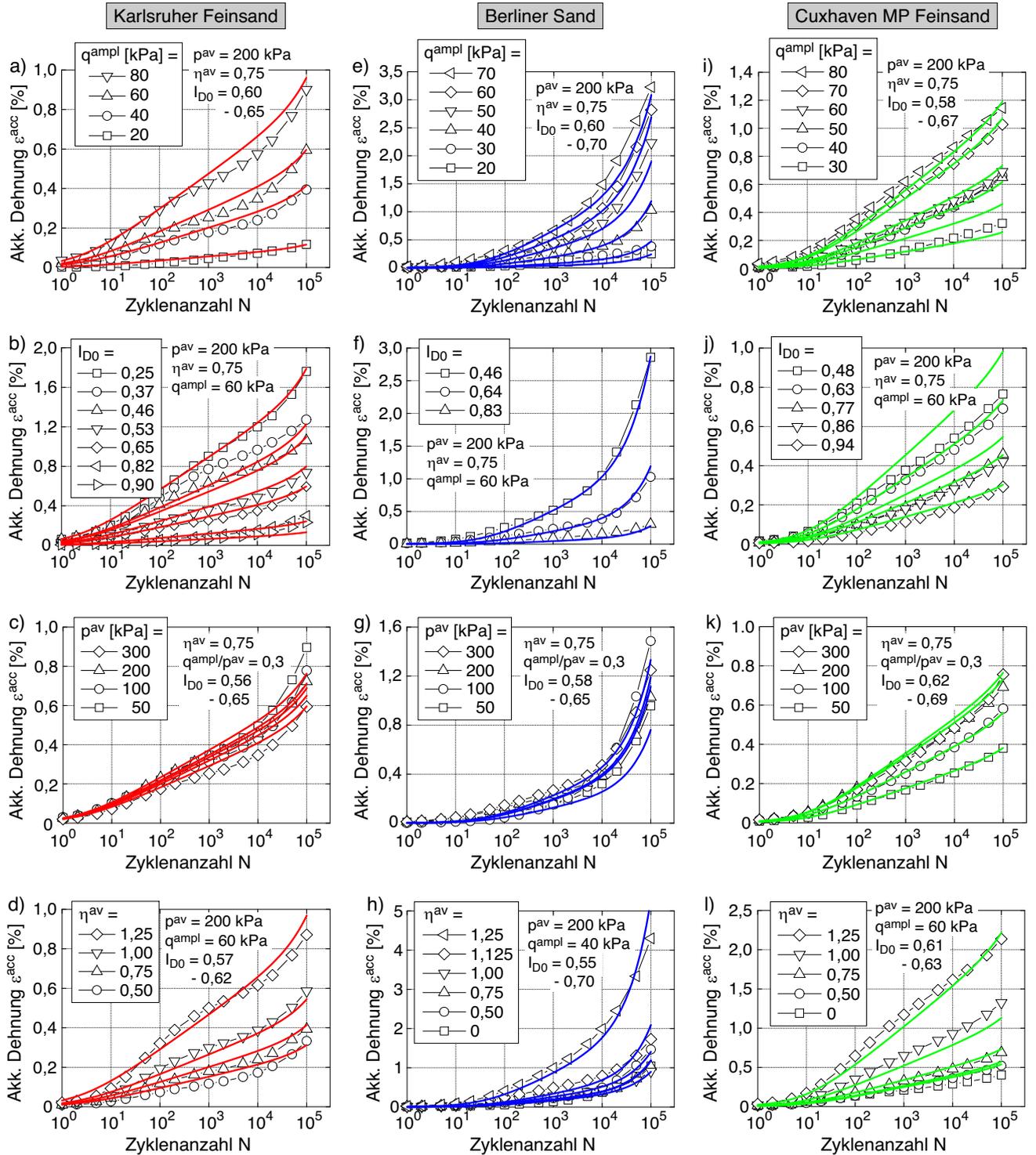


Bild 4. Entwicklung der akkumulierten Dehnung  $\varepsilon^{acc}$  mit der Zyklusanzahl  $N$  in Versuchen mit unterschiedlichen Spannungsamplituden  $q^{ampl}$  (Reihe 1), relativen Anfangslagerungsdichten  $I_{D0}$  (Reihe 2), mittleren Drücken  $p^{av}$  (Reihe 3) und mittleren Spannungsverhältnissen  $\eta^{av}$  (Reihe 4) in Versuchen an a-d) Karlsruher Feinsand ( $d_{50} = 0,14$  mm,  $C_u = 1,5$ ), e-h) Berliner Sand ( $d_{50} = 0,51$  mm,  $C_u = 3$ ) und i-l) Feinsand aus dem Untergrund des Testfundamentes der Ed Züblin AG ( $d_{50} = 0,10$  mm,  $C_u = 1,6$ ). Die durchgezogenen roten, blauen und grünen Kurven stammen aus Simulationen mit dem Akkumulationsmodell unter Verwendung des jeweils optimalen Satzes von Materialkonstanten.

Testmaterialien deutlich zu erkennen. Eine Variation des mittleren Druckes führt zumeist zu ähnlichen Akkumulationsverläufen, wenn das Verhältnis aus Spannungsamplitude  $q^{\text{ampl}}$  und mittlerem Druck  $p^{\text{av}}$  konstant gehalten wird. Dies trifft auf den Karlsruher Sand und den Berliner Sand näherungsweise zu (Bild 4c,g), während beim Cuxhavener Feinsand eine größere Druckabhängigkeit der Verläufe  $\varepsilon^{\text{acc}}(N)$  zu verzeichnen ist (Bild 4k). Ein konstantes Spannungsverhältnis  $q^{\text{ampl}}/p^{\text{av}}$  bedeutet allerdings eine Zunahme der Dehnungsamplitude mit dem Druck. Betrachtet man eine konstante Dehnungsamplitude, so ist in der Regel eine Abnahme der Akkumulationsintensität mit steigendem Druck zu beobachten, was die Druckfunktion des Akkumulationsmodells beschreibt. In den Versuchen mit ähnlichen Randbedingungen zeigte der Berliner Sand deutlich größere Akkumulationsraten (Bild 4), was auf die höhere Ungleichförmigkeitszahl  $C_u$  zurückzuführen ist (Für weiterführende Informationen wird auf die experimentellen Studien zum Einfluss der Korngrößenverteilungskurve in [35,36] verwiesen).

Im Anschluss an die Kalibrierung der Parameter können die Versuche mit einem Elementtestprogramm unter Verwendung des Akkumulationsmodells nachgerechnet werden, um die Prognosequalität zu überprüfen oder einzelne Parameter zu optimieren. Die in Bild 4 eingetragenen roten, blauen und grünen Kurven entstammen solchen Nachrechnungen unter Ansatz der optimalen Parameter (siehe Tabelle 1), wobei für alle drei Testmaterialien mit Ausnahme einiger weniger Einzelversuche eine gute Übereinstimmung der Modellprognose mit den Versuchsdaten festzustellen ist. Die gute Prognosequalität des Akkumulationsmodells auf der Elementtezebene konnte in der Vergangenheit bereits für zahlreiche andere Sande demonstriert werden [35,36].

Um den relativ hohen experimentellen Aufwand bei der Kalibrierung des Akkumulationsmodells zu reduzieren, wurde eine vereinfachte Methode entwickelt. Auf der Basis von ca. 350 zyklischen Triaxialversuchen an 22 speziell gemischten Korngrößenverteilungskurven eines Quarzsandes wurden Korrelationen der Materialkonstanten mit den Parametern der Korngrößenverteilungskurve (mittlerer Korndurchmesser  $d_{50}$ , Ungleichförmigkeitszahl  $C_u = d_{60}/d_{10}$ ) bzw. leicht im Labor zu ermittelnden Indexgrößen (z.B. Porenzahl  $e_{\text{min}}$  bei dichtester Lagerung) abgeleitet [35,36].

In allen im Folgenden beschriebenen FE-Simulationen wurde für die impliziten Berechnungsabschnitte die Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung [30, 31] verwendet. Die Parameter des hypoplastischen Grundmodells [30] wurden aus Index-, Schüttkegel- und Ödometerversuchen mit unterschiedlichen Einbaudichten sowie dränierten monotonen Triaxialversuchen mit dichter Anfangslagerung gewonnen. Nach einer ersten Abschätzung der Parameter in Anlehnung an [37] erfolgte eine Feinjustierung mit Hilfe von Elementtestsimulationen unter Verwendung des Programms IncrementalDriver von Niemunis [38]. Die Parameter der Erweiterung um die intergranulare

Dehnung [31] wurden aus den gleichen zyklischen Versuchen gewonnen, die auch für die Kalibrierung des hochzyklischen Akkumulationsmodells herangezogen wurden. In diesem Fall wurden einige wenige Zyklen mit IncrementalDriver nachgerechnet. Die Parameter der intergranularen Dehnung wurden derart eingestellt, dass der elastische Anteil der Verformung während der Zyklen in den Simulationen reproduziert wurde. Dies trägt der Tatsache Rechnung, dass das für die impliziten Berechnungsphasen verwendete Stoffmodell primär ein realistisches Feld der Dehnungsamplitude liefern muss.

Für die impliziten Schritte kann prinzipiell jedes Stoffmodell verwendet werden, das das Materialverhalten bei der monotonen Belastung auf die Mittelwerte sowie die Sekantensteifigkeit bei zyklischer Beanspruchung gut abbildet. Alternativ zur Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung können beispielsweise auch Stoffmodelle der Sanisand- [39–41] oder ISA-Familie [42, 43] eingesetzt werden. Im Abschnitt 5 wird die Verwendung einer isotropen Elastizität für den Aufzeichnungszyklus als weitere Alternative beschrieben.

#### 4 Modellversuche des IBF an Monopilegründungen

Am IBF wurden kleinmaßstäbliche Modellversuche an OWEA-Flachgründungen und Monopiles durchgeführt [44]. Dabei wurde Karlsruher Feinsand ( $d_{50} = 0,14$  mm,  $C_u = 1,5$ ) trocken in einen zylindrischen Modellversuchscontainer (Durchmesser 95 cm, Höhe 145 cm) eingerieselt. Der vorliegende Beitrag beschränkt sich auf die Versuche an horizontal zyklisch beanspruchten Monopiles. Der Aufbau der Modellversuche an den Monopiles ist dem Schema in Bild 5 zu entnehmen. Der Durchmesser des Pfahls (PVC-Hohlrohr) betrug 6,1 cm, die Einbindetiefe 60 cm und die Wandstärke  $t = 3$  mm. Der Pfahl wurde mit einer am unteren Ende aufgesetzten kegelförmigen Spitze in den eingerieselten Sand eingerammt. Die zyklische Belastung erfolgte mit Hilfe von Pneumatikzylindern, die an einem Belastungsrahmen aufgehängt waren. In einem zweiten, entkoppelten Rahmen wurden Wegaufnehmer angebracht, mit denen die Messung der horizontalen Verschiebung des Pfahls in zwei Punkten oberhalb der Sandoberfläche erfolgte. Weiterhin war das Hohlrohr in acht verschiedenen Tiefen mit Dehnungsmessstreifen bestückt, aus deren Messwerten die Biegelinie des Pfahls unter der Sandoberfläche sowie die Verteilung der Biegemomente im Pfahl abgeleitet werden konnten.

Für alle in diesem Beitrag präsentierten FE-Berechnungen wurde das kommerzielle Programmsystem Abaqus Standard verwendet. Die Modellversuche an Monopiles wurden mit dem im Bild 6 dargestellten FE-Modell nachgerechnet. Da ausschließlich Belastungen mit einer konstanten Richtung der Zyklen betrachtet wurden, wurde das Modell unter Ausnutzung der Symmetrie erstellt und nur eine Hälfte des Pfahls mit dem umgebenden Boden modelliert. Entsprechend den Modellversuchen war der Pfahl auch im

Material	$\varphi_{cc}$ [°]	$C_{ampl}$ [-]	$C_e$ [-]	$C_p$ [-]	$C_Y$ [-]	$C_{N1}$ [ $10^{-4}$ ]	$C_{N2}$ [-]	$C_{N3}$ [ $10^{-4}$ ]
Karlsruher Feinsand	33,1	1,33	0,60	0,23	1,68	2,95	0,41	1,9
Berliner Sand	32,1	2,33	0,38	0,26	2,52	4,40	0,024	1,4
Cuxhaven Mischprobe Feinsand	32,6	1,07	0,37	0,01	2,04	4,38	0,103	0,091
Cuxhaven Mischprobe Mittelsand	32,9	1,12	0,34	0,03	1,90	8,92	0,247	0
Schleuse Uelzen Schicht 2	33,3	1,70	0,46	0,47	2,26	9,45	0,0655	6,0
Schleuse Uelzen Schicht 3	33,5	1,70	0,43	0,45	2,38	2,10	0,0408	9,0
Schleuse Uelzen Schicht 4	34,0	1,70	0,37	0,36	2,74	3,12	0,0084	4,1
Schleuse Uelzen Schicht 5	33,8	1,07	0,37	0,01	2,04	5,54	0,1830	2,1

Tabelle 1. Parameter des hochzyklischen Akkumulationsmodells für unterschiedliche Sande

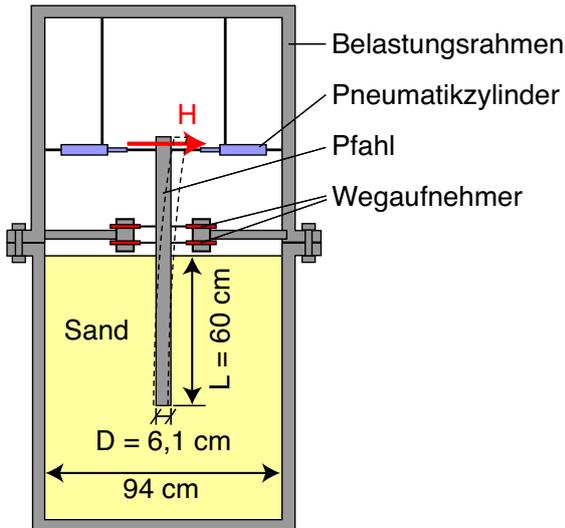


Bild 5. Schematische Darstellung der am IBF durchgeführten Modellversuche an Monopiles

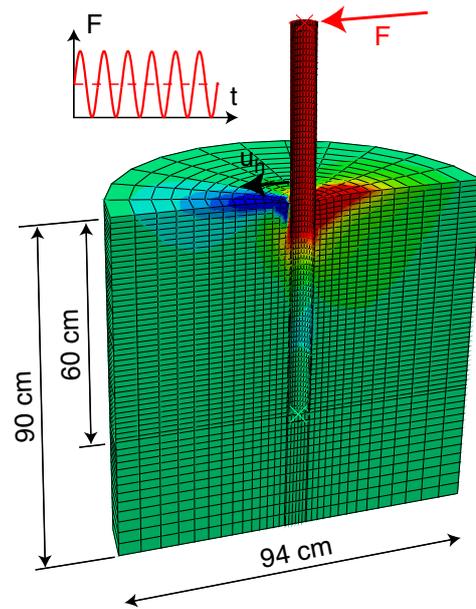


Bild 6. FE-Modell der am IBF durchgeführten Modellversuche an Monopiles (modifiziert aus [44])

FE-Modell am unteren Ende geschlossen und es befand sich kein Boden innerhalb des Pfahls. Es wurden acht-knotige 3D-Kontinuumelemente mit reduzierter Integration (C3D8R) verwendet. Zwischen dem Boden und dem Gründungselement wurden hier und in den weiteren betrachteten Randwertproblemen Kontakte mit Coulomb'scher Reibung (Reibungsbeiwert  $\mu = 0,5$ ) verwendet, die ein Separieren der Kontaktflächen erlauben. Die angesetzten Parameter des Karlsruher Feinsandes für die Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung (impliziter Teil der Berechnung) und das Akkumulationsmodell (explizite Phase, siehe Tabelle 1) wurden wie im Abschnitt 3 beschrieben auf Basis der monotonen und zyklischen Laborversuche (Bild 4a-d) ermittelt. Da eine Änderung der Anfangslagerungsdichte (Auflockerung / Verdichtung) im Nahbereich des Pfahls infolge des Installationsprozesses in den Modellversuchen nicht quantifiziert werden konnte, wurde in den Simulationen eine homogene Verteilung der Anfangsdichte angenommen. Die Berücksichtigung der Pfahlinstallation in Simulationen mit dem Akkumulationsmodell ist derzeit Gegenstand der Forschung.

Die durchgezogenen Kurven in Bild 7 zeigen die na-

he der Sandoberfläche gemessenen mittleren horizontalen Pfahlverschiebungen als Funktion der logarithmisch aufgetragenen Zyklanzahl aus vier Versuchen mit unterschiedlichen Kraftamplituden  $F^{ampl}$ . In diesen Versuchen wurde eine Schwellbelastung mit einem Mittelwert der Kraft von  $F^{av} = F^{ampl}$  gewählt, d.h. für die minimale Last während der Zyklen galt  $F^{min} = 0$ . Die aus den FE-Simulationen erhaltenen mittleren Pfahlverschiebungen sind im Bild 7 als gestrichelte Kurven eingetragen. Während die mit der Hypoplastizität berechnete Verschiebung nach dem irregulären Zyklus den Messwert aus den Modellversuchen leicht übersteigt ( $N = 1$  kennzeichnet auch hier das Ende des ersten regulären Zyklus), verlaufen die Kurven während der anschließenden expliziten Berechnung mit dem Akkumulationsmodell mit Ausnahme des Versuches mit  $F^{ampl} = 5$  N annähernd parallel zu den experimentell ermittelten Verläufen. Trotz gewisser Abweichungen bei einzelnen Versuchen kann auf der Basis von Bild 7 eine relativ gute Reproduktion der Modellversuchsergebnisse durch die FE-Simulationen festgestellt werden.

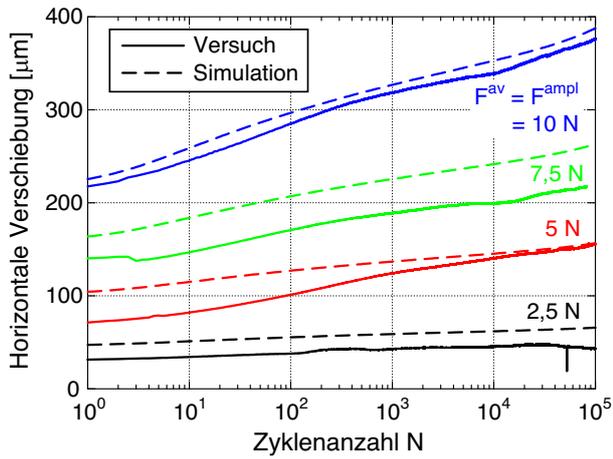


Bild 7. Vergleich der Horizontalverschiebungen des Pfahls nahe der Sandoberfläche aus den Modellversuchen und den FE-Simulationen (modifiziert aus [44])

Mit dem Akkumulationsmodell können auch Abfolgen von Zyklenpaketen mit unterschiedlichen Amplituden simuliert werden. Zu Beginn jedes Lastpaketes wird zunächst ein Schritt berechnet, in dem die mittleren Lasten auf den Wert des nächsten Paketes verändert werden. Dann folgt die implizite Berechnung von zwei Zyklen. Aus dem Dehnungspfad während des zweiten Zyklus wird das Feld der Dehnungsamplitude abgeleitet, das der anschließenden Berechnung des Paketes mit dem Akkumulationsmodell zugrunde liegt. Die Ergebnisse der Nachrechnung eines Modellversuches, in dem 13 Pakete mit jeweils  $10^4$  Zyklen und unterschiedlichen Amplituden (siehe Belastungsprogramm in Bild 8a) auf den Monopile aufgebracht wurden, sind dem Bild 8b zu entnehmen. Auch hier kann von einer sehr guten Übereinstimmung von Experiment und Simulation gesprochen werden.

In [44] wird darüber hinaus gezeigt, dass auch die gemessenen Änderungen der Biegemomente im Pfahl während der hochzyklischen Belastung in den Simulationen mit dem Akkumulationsmodell ausreichend genau reproduziert werden.

Es sei angemerkt, dass bei den klein- und mittelmaßstäblichen Modellversuchen, die in diesem und im folgenden Abschnitt beschrieben werden, in der Regel deutlich kleinere Spannungsniveaus vorliegen als in den Elementversuchen, die zur Kalibrierung der Parameter der Stoffmodelle herangezogen werden (Bild 4). Insofern stellt die Anwendung der für höhere Spannungen ( $p^{av} \geq 50$  kPa) ermittelten Parameter in den Nachrechnungen der Modellversuche immer eine Extrapolation dar. Der Untersuchung des Akkumulationsverhaltens bei vergleichbar kleinen Spannungen in Elementversuchen wird zukünftig verstärkt Aufmerksamkeit gewidmet werden. Dies erfordert jedoch eine entsprechend angepasste Versuchstechnik.

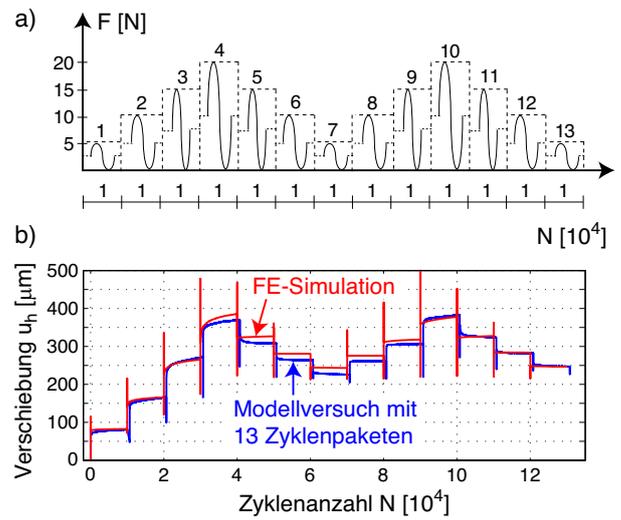


Bild 8. a) Belastungsprogramm in einem Modellversuch mit 13 Paketen mit jeweils  $10^4$  Zyklen und unterschiedlichen Amplituden, b) Vergleich der horizontalen Verschiebung des Monopiles in diesem Versuch mit der zugehörigen FE-Simulation [45]

## 5 Modellversuche der TU Berlin an Monopilegründungen

In einem nächsten Schritt [44, 46] wurden Modellversuche mit größerem Maßstab betrachtet, die in der Versuchsgrube der TU Berlin an horizontal zyklisch beanspruchten Monopiles mit Durchmessern zwischen 14 cm und 41 cm sowie Einbindelängen zwischen 1,6 m und 2,9 m durchgeführt wurden [47]. Den Aufbau der Modellversuche in der Versuchsgrube (Abmessungen 5 m  $\times$  2,5 m, Tiefe 3,7 m) zeigt das Bild 9. Der an den Seiten in Belastungsrichtung angeordnete Holzverbau diente der Installation von Messgebern für die horizontalen Pfahlverschiebungen sowie Porenwasserdrücke in unterschiedlichen Tiefen.

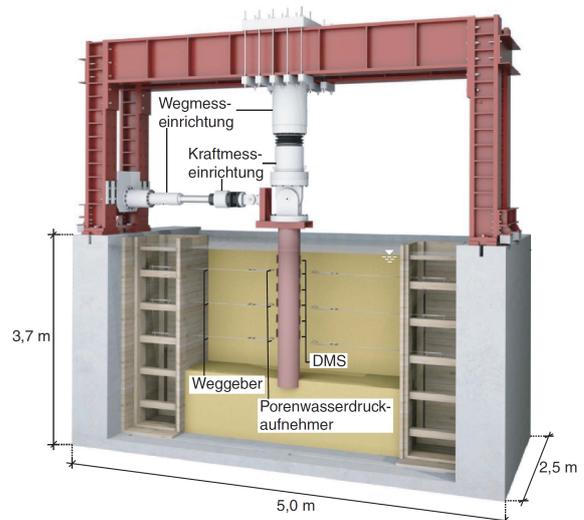


Bild 9. Aufbau der Modellversuche der TU Berlin an Monopiles (modifiziert aus [47])



chen Abmessungen haben gezeigt, dass der Einfluss der auf den Pfahl aufgetragenen Vertikallast auf die akkumulierten Horizontalverschiebungen vernachlässigbar klein ist. Auch für die Modellversuche der TU Berlin wurde dies in Vorstudien bestätigt. Bei der Simulation der Modellversuche der TU Berlin kam es bei der Aufbringung der vollen Vertikallast der Versuche zu einer starken Deformation der Elemente unterhalb des Pfahlfußes, was im weiteren Verlauf wiederum zu numerischen Problemen in der Berechnung mit dem Akkumulationsmodell führte. Daher wurde in den weiteren Berechnungen auf die Aufbringung einer Vertikalkraft verzichtet.

Ein weiteres Problem ergab sich aufgrund der großen Lasten bereits im impliziten Teil der Berechnung. Bei Verwendung der Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung wurden in einzelnen Elementen unrealistisch hohe Spannungsverhältnisse erhalten, die beim Übergang in den folgenden expliziten Teil Rechenabbrüche verursachten. Daraufhin wurde für die impliziten Berechnungsabschnitte die im Folgenden beschriebene Kombination zweier Stoffmodelle gewählt. Da die intergranulare Dehnung für die Entlastung nicht benötigt wird (nur für Wiederbelastung), wurde die Entlastung des Pfahls bis zur mittleren Last im ersten Zyklus mit der Hypoplastizität *ohne* intergranulare Dehnung berechnet. Anschließend wurde ein Zyklus mit einer druck- und porenzahlabhängigen isotropen Elastizität berechnet, um das Feld der Dehnungsamplitude zu ermitteln. Die Parameter dieser Elastizität wurden anhand der am Berliner Sand durchgeführten zyklischen Triaxialversuche kalibriert. Am Ende des Zyklus stellen sich dann wieder die ursprünglichen mittleren Spannungszustände ein, die mit dem Akkumulationsmodell kompatibel sind.

Das Bild 12 enthält einen Vergleich der Pfahlkopfvverschiebungen aus Simulation und Experiment für den Modellversuch mit sechs aufeinander folgenden Zykluspaketen mit unterschiedlichen Amplituden (Versuch Nr. 4 aus [47]). Aufgrund der oben erläuterten numerischen Probleme kam es im letzten Zykluspaket zum Abbruch der Berechnung (rote Kurve endet bei  $N < 8 \cdot 10^4$  in Bild 12). Trotz allem ist die Übereinstimmung zwischen Modellversuch und FE-Nachrechnung noch überraschend gut, auch wenn Details wie die Zunahme der Verformungsakkumulation im Paket 4 bei abnehmender Lastamplitude den Messungen im Versuch widersprechen. Generell ist festzustellen, dass eine Validierung des Akkumulationsmodells auf Basis dieser Modellversuche aufgrund der beschriebenen Komplikationen nur bedingt möglich ist.

## 6 1:1-Versuch der Ed. Züblin AG an einem Prototypen einer aufgelösten OWEA-Flachgründung

Als drittes Beispiel [44, 45, 49, 50] wird im Folgenden der 1:1-Versuch der Ed. Züblin AG an einem Prototypen einer aufgelösten Flachgründung für Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) behandelt [51]. Das Verhalten solch einer Gründung unter einer offshore-typischen zyklischen Belastung aus Wind und Wellen

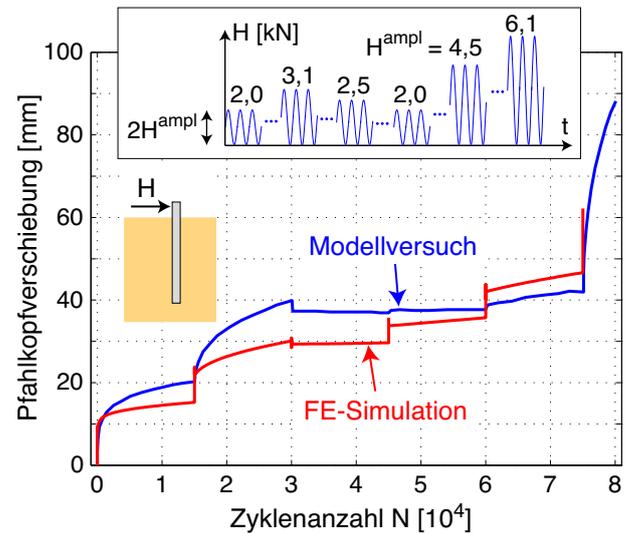


Bild 12. Vergleich der in einem Modellversuch der TU Berlin mit sechs Zykluspaketen gemessenen horizontalen Pfahlkopfvverschiebungen mit den Ergebnissen der zugehörigen FE-Simulation (Pfahldurchmesser  $d = 0,14$  m, Einbindetiefe ca. 2,4 m, Anfangslagerungsdichte  $I_{D0} = 0,73$ ) (modifiziert aus [44])

len wurde in einer gefluteten Baugrube nahe Cuxhaven untersucht. Eine 3D-Ansicht des Prototypen sowie ein Foto, einen Schnitt und eine Draufsicht des Testfundamentes enthalten die Bilder 13 bis 15. Der Prototyp bestand aus zwei kreuzförmig angeordneten Spannbeton-Hohlkästen, die auf vier separaten Fundamentplatten ruhten. Nach oben schloss ein ebenfalls aus einem Spannbeton-Querschnitt bestehender Turm an. Die Hohlkästen wurden nach der Platzierung der Gründung mit Sand verfüllt. Der Baugrund und das Testfundament selbst wurden mit Messtechnik instrumentiert. Das Aufbringen der zyklischen Belastung als Zugkraft am Turm erfolgte mit Hilfe einer hydraulischen Presse. Auf diese Weise wurden 20 Sturmereignisse mit insgesamt 1,6 Millionen Zyklen und unterschiedlichen Amplituden simuliert.

Der Baugrund wurde am IBF anhand von zwei Bohrkernen aufgenommen (siehe die Verläufe des mittleren Korndurchmessers  $d_{50}$  und der Ungleichförmigkeitszahl  $C_u$  mit der Tiefe in Bild 16, gewonnen aus Bohrungen unter den Platten B und D) und in Schichten unterteilt. Die Parameter der Stoffmodelle für die im oberen Bereich anstehenden Feinsande und die darunterliegenden Mittelsande wurden in Laborversuchsreihen ermittelt. Hierzu wurden Mischproben für den Fein- ( $d_{50} = 0,10$  mm,  $C_u = 1,6$ ) und den Mittelsand ( $d_{50} = 0,36$  mm,  $C_u = 2,4$ ) aus den Bohrkernen erstellt. Die Ergebnisse der zyklischen Versuche an der Feinsand-Mischprobe zeigen die Diagramme in Bild 4i-1, die Parameter des Akkumulationsmodells für beide Mischproben finden sich in der Tabelle 1. Die Werte  $C_{N3} \approx 0$  für diese beiden Sande spiegeln die in halblogarithmischer Darstellung in etwa linearen Akkumulationsverläufe  $\varepsilon^{acc}(N)$  wider (Bild 4i-1). Da die Kornzusammensetzung des Mittelsandes im

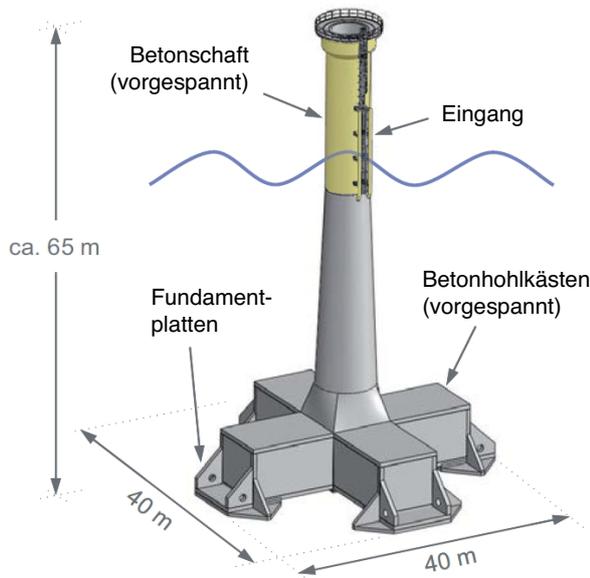


Bild 13. 3D-Ansicht der aufgelösten Flachgründung der Ed. Züblin AG [51] für Offshore-Windenergieanlagen



Bild 14. Foto des Prototypen der aufgelösten OWEA-Flachgründung der Ed. Züblin AG im Feldversuch nahe Cuxhaven [51]

oberen Bereich stärkeren Streuungen unterworfen ist, wurde der Baugrund dort in sieben Teilschichten unterteilt (SL1 - SL7 in Bild 16a,b). An Mischproben dieser Teilschichten wurde ein reduziertes Versuchsprogramm durchgeführt. Ein Teil der Parameter dieser Teilschichten wurde anhand dieser Versuche ermittelt, ein anderer Teil auf Basis der vorliegenden Versuchsreihe an der Mittelsand-Mischprobe abgeschätzt. Unterhalb der sieben Teilschichten wurden in den FE-Simulationen die Parameter der Mittelsand-Mischprobe angesetzt.

Die relative Lagerungsdichte des Bodens  $I_{D0}(z)$  in situ wurde auf Basis der im Rahmen der Baugrunderkundung aus Drucksondierungen erhaltenen Spitzenwiderstände (Bild 17a) ermittelt. Dabei wurde die in [52,53] beschriebene Methode der hypoplastischen Hohlraumverformung angewendet. Die erhaltenen Tiefenverläufe sind in Bild 17b dargestellt. Die Verläufe  $I_{D0}(z)$  unterhalb der vier Fundamentplatten wurden zunächst gemittelt (siehe schwarze Kurve in Bild 17b). In den FE-Berechnungen wurde ein konstanter Wert je Teilschicht angesetzt (siehe rote vertikale Linien in Bild 17b). Ver-

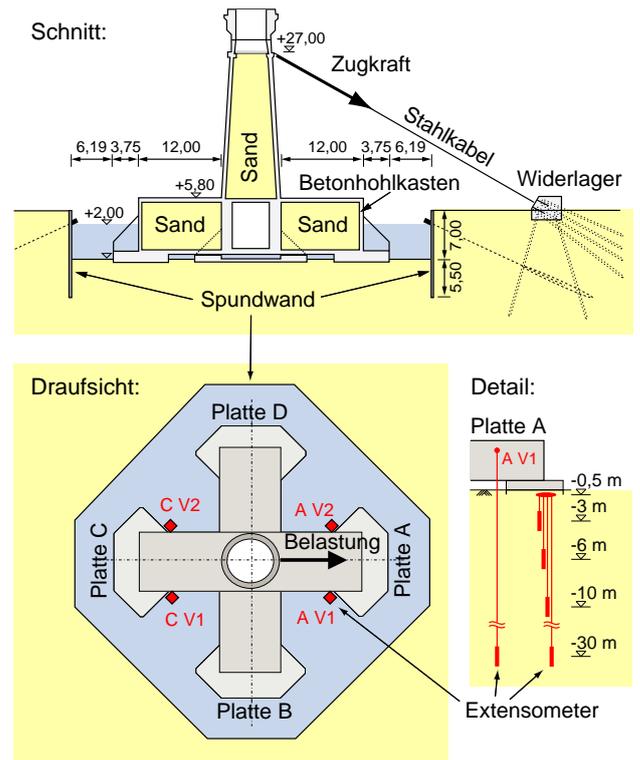


Bild 15. Schnittzeichnung und Draufsicht des Prototypen der aufgelösten OWEA-Flachgründung der Ed. Züblin AG im Feldversuch nahe Cuxhaven

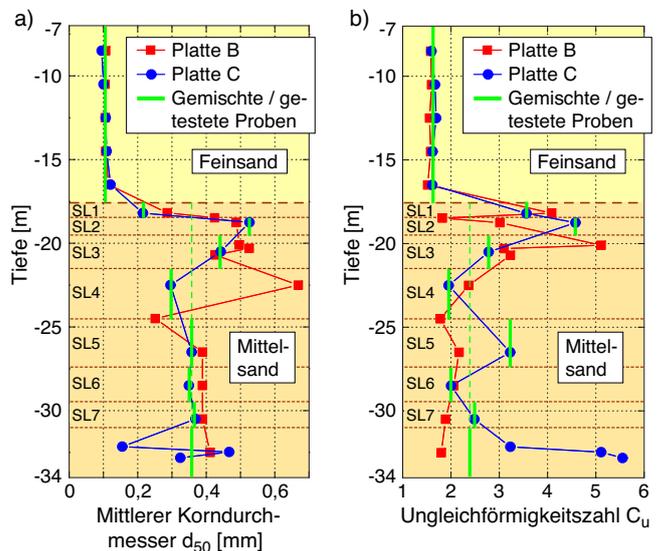


Bild 16. a) Mittlerer Korndurchmesser  $d_{50}$  und b) Ungleichförmigkeitszahl  $C_u = d_{60}/d_{10}$  als Funktionen der Tiefe für die in den Bohrkernen angetroffenen Materialien (rote und blaue Symbole) sowie die Proben, die zum Zweck der Kalibration der Materialkonstanten der Stoffmodelle im Labor getestet wurden (grüne Linien)

gleichsberechnungen mit dem unregelmäßigen Verlauf  $I_{D0}(z)$  (schwarze Kurve in Bild 17b) führten zu ähnlichen Ergebnissen.

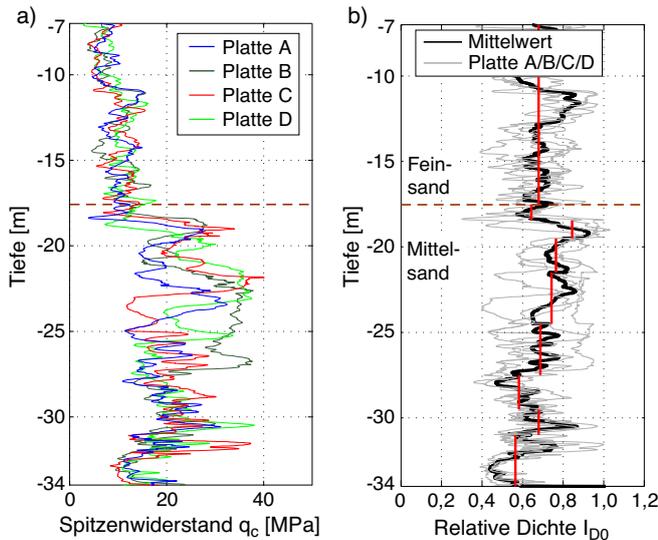


Bild 17. a) Spitzenwiderstand  $q_c(z)$  aus Drucksondierungen unterhalb der vier Fundamentplatten und b) daraus abgeleiteter Verlauf der relativen Anfangslagerungsdichte  $I_{D0}(z)$

Das erstellte FE-Modell des Testfundamentes (Bild 18) bildet auch den Bauablauf ab. Die Ergebnisse der Simulationen der Bauphase werden ausführlich in [44] diskutiert. Zur Berücksichtigung von Porenwasserüber- bzw. unterdrücken im Boden wurden Elemente vom Typ C3D8RP verwendet. Simuliert wurde der Feldversuch bis zum Abschluss des ersten Sturmereignisses, bei dem die größten Setzungen im Versuch auftraten. Das Sturmereignis besteht aus mehreren Zykluspaketen mit zunächst aufsteigenden und anschließend wieder abfallenden Amplituden (siehe Schema in Bild 19b). Dem ersten Sturmereignis ging eine Kalibrations- und Testphase mit ca. 310000 Zyklen kleinerer Amplitude voraus. Auch diese wurde in den Simulationen berücksichtigt, wobei die zahlreichen Zyklenpakete vereinfacht zu drei Paketen zusammengefasst wurden [44].

In Bild 19a,b sind die gemessenen und berechneten Verläufe der Setzungen der am stärksten belasteten Fundamentplatte A sowie der gegenüberliegenden Platte C während des ersten simulierten Sturmereignisses gegenübergestellt. Für die Platte A wurden sowohl im Versuch als auch in der Nachrechnung größere Setzungen erhalten als für die Platte C. Die in der FE-Simulation prognostizierte Endsetzung der Platte C liegt nahe an dem im Versuch gemessenen Wert. Die Setzung der Platte A wird in der Simulation hingegen unterschätzt, was sich in gleicher Weise auf die prognostizierte Verdrehung des Fundamentes auswirkt (Bild 19c). Dies könnte auf Ungenauigkeiten bei der Einschätzung des Materialbestandes unterhalb der Platte A (getestet wurden Proben aus den Bohrungen unter B und D) oder der Lagerungsdichte des Bodens in diesem Bereich (Ansatz basierend auf linien-

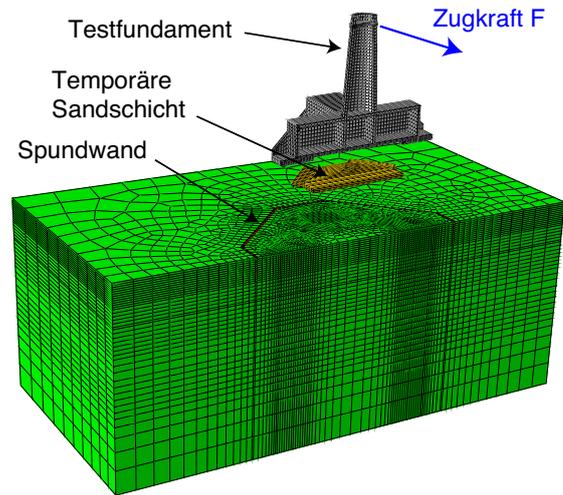


Bild 18. FE-Modell des Testfundamentes (modifiziert aus [44])

haften Aufschlüssen durch Drucksondierungen) zurückzuführen sein. Ein möglicher Einfluss von Dichteschwankungen im Untergrund wird in [44] diskutiert. Generell sind die Prognosen mit dem Akkumulationsmodell stark von der Lagerungsdichte des Baugrundes abhängig.

Die im Feldversuch gemessene Rückdrehung während der Belastungsphase mit abklingenden Amplituden (Bild 19c) setzt sich aus der Rückstellung infolge Reduktion der mittleren Lasten sowie einem weiteren Anteil zusammen, der sich während der Zyklen einstellt. Der letztgenannte Effekt wird auch als *Selbsteheilung* bezeichnet. In den Simulationsergebnissen ist die elastische Rückstellung während der impliziten Berechnungsphasen zu erkennen, die anschließende Selbsteheilung wird in diesem Fall jedoch nicht abgebildet. Gleiches gilt auch für den Modellpfahl in Bild 8. Bei Monopile-Gründungen mit realen Abmessungen beobachtet man die Selbsteheilung jedoch auch in Simulationen mit dem Akkumulationsmodell.

Die im Untergrund des Prototypen gemessene Entwicklung der Porenwasserdrücke konnte in den FE-Simulationen gut reproduziert werden [44]. Sowohl im Feldversuch als auch in der Simulation war keine Akkumulation des Porenwasserdruckes zu beobachten. Die Umlagerung von Sohlspannungen von den Platten A und C, die in der Belastungsrichtung liegen, auf die abseits gelegenen Platten B und D wurde sowohl im Feldversuch als auch in der Nachrechnung festgestellt (Bild 20). Diese Spannungsumlagerung ist eine Folge der größeren Dehnungsamplituden unter den Platten A und C, welche bei unbehinderter Verformung zu einer größeren Setzungsakkumulation führen würden. Diese kann sich aufgrund der ausgesteiften Konstruktion des Fundamentes jedoch nicht frei ausbilden, wodurch es zu einer Spannungsrelaxation unter den Platten A und C kommt. Aus Gleichgewichtsgründungen müssen die mittleren Sohlspannungen unter den Platten B und D ansteigen. Die Umlagerung der Sohlspannungen bedingt eine Zunahme der Beanspruchung der Spannbe-

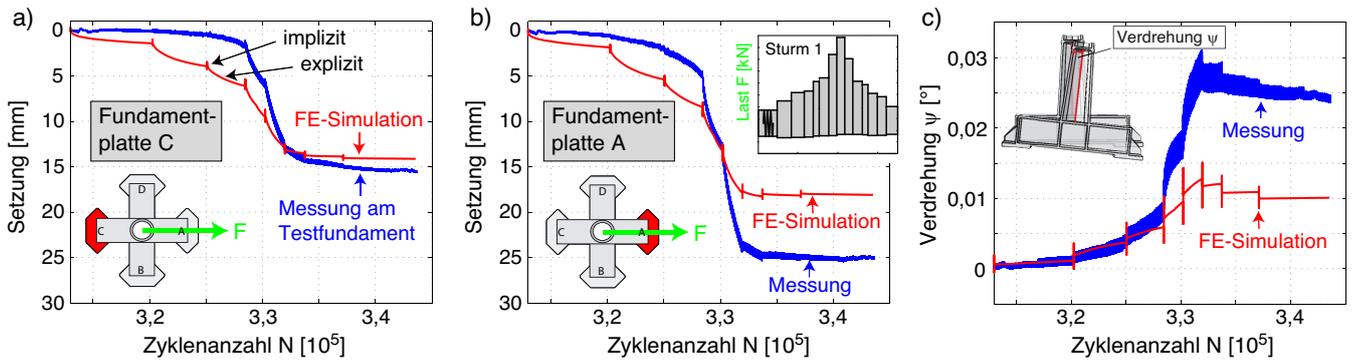


Bild 19. Vergleich der berechneten und gemessenen a), b) Setzungen der Fundamentplatten C und A sowie c) der Verdrehung infolge des ersten simulierten Sturms (modifiziert aus [44])

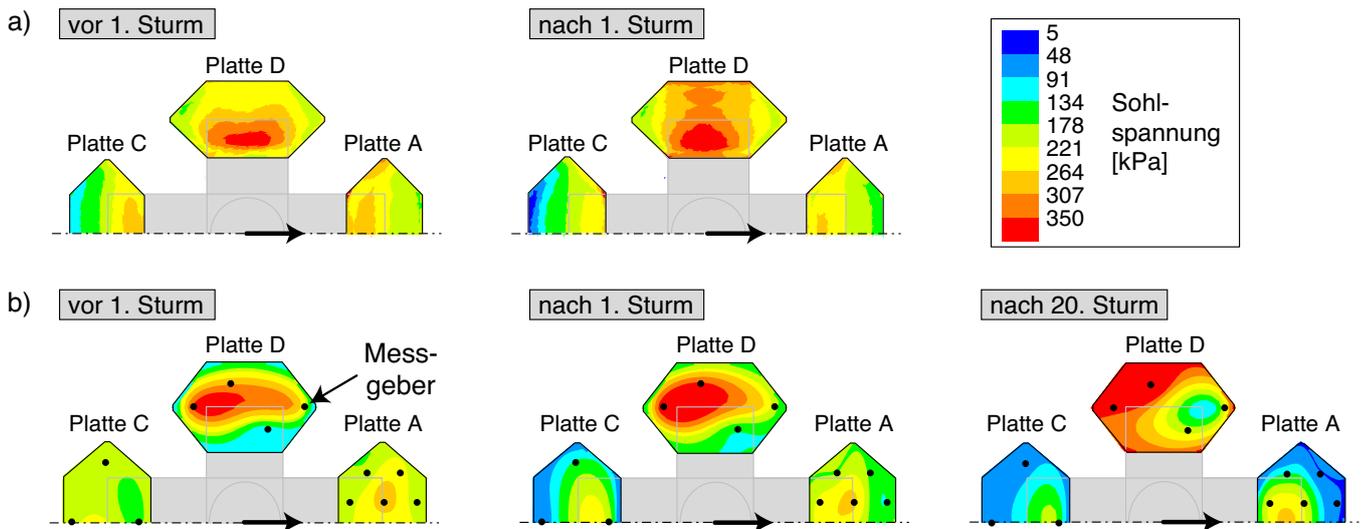


Bild 20. Umlagerungen der Sohlspannungen von den Platten A und C, die in der Belastungsrichtung liegen, auf die abseits gelegenen Platten B und D a) in der FE-Simulation und b) im Feldversuch (modifiziert aus [44])

tonhohlkästen. Dieses Beispiel zeigt, dass Simulationen mit dem Akkumulationsmodell nützlich sein können, um neuartige Gründungstypen zu untersuchen und eventuelle Defizite aufzudecken.

## 7 Schleuse Uelzen I

Die hochzyklische Beanspruchung des Untergrundes einer Schleuse resultiert aus dem wiederholten Befüllen und Leeren der Schleusenkammer, d.h. den oszillierenden Wasserdrücken, die auf den Boden und die Seitenwände der Schleusenkammer wirken. Ein gut dokumentiertes Beispiel für die aus solch einer hochzyklischen Beanspruchung resultierenden akkumulierten Setzungen stellt die Schleuse Uelzen I im Elbe-Seitenkanal dar (Bild 21). Mit dem Ziel der Validierung des Akkumulationsmodells wurde diese Schleuse in FE-Simulationen untersucht [54].

Die Schleuse Uelzen I besteht aus 11 Blöcken (Stahlbetonelemente, mit Dichtungen verbunden), einem Einlauf- und einem Auslaufbauwerk sowie seitlich gelegenen Sparbecken (Bilder 21 und 22). Während der Absenkung des Wasserspiegels in der Schleusenkammer

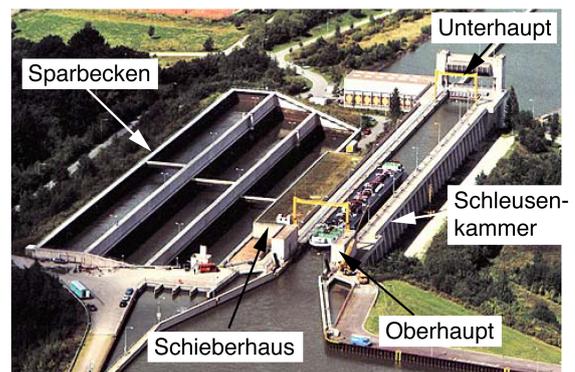


Bild 21. Schleuse Uelzen I im Elbe-Seitenkanal (modifiziert aus [54])

wird ein Teil des Wassers in den Sparbecken zwischengespeichert, bevor es beim Hebevorgang wieder in die Schleusenkammer gepumpt wird. Seit der Inbetriebnahme der Schleuse im Jahr 1974 wurden wiederholt Setzungsmessungen durchgeführt. Im Jahr 1995 wurde mit dem Bau einer zweiten Schleuse (Uelzen II) in direk-

ter Nachbarschaft begonnen, was dem stark angestiegenen Schiffsverkehr Rechnung trug. Die im Folgenden beschriebenen FE-Simulationen beschränkten sich auf den Zeitraum zwischen 1974 und 1995, d.h. der Bau von Uelzen II bleibt unberücksichtigt. Neben den Setzungsmessungen liegen Informationen über die Geometrie der Schleuse und die Anzahl von Schleusungsvorgängen pro Jahr vor.

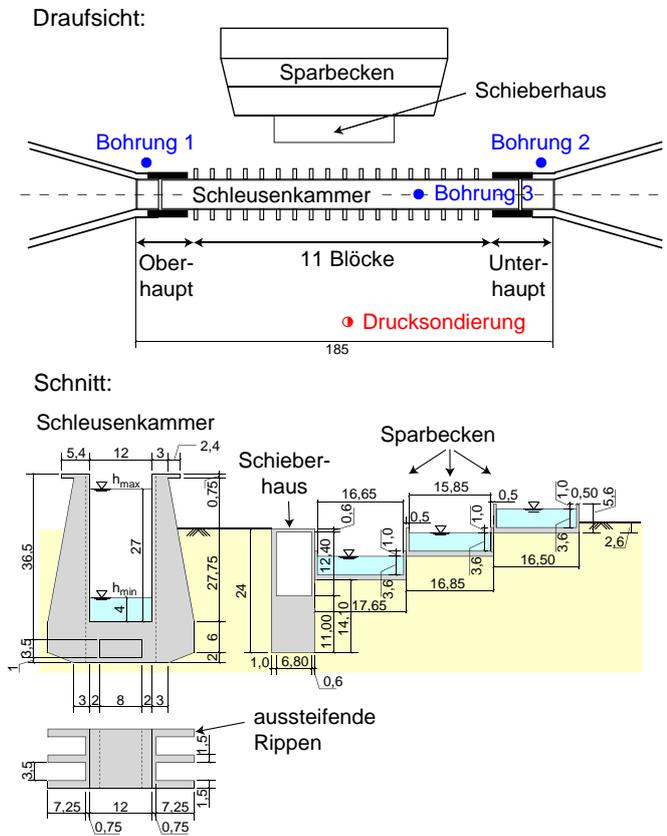


Bild 22. Draufsicht und Schnitt der Schleuse Uelzen I mit seitlichen Wasserbecken (modifiziert aus [54])

Der Aufbau des Baugrundes wurde aus den Informationen aus drei Bohrungen abgeleitet, welche in der Nähe der Schleuse abgeteuft wurden. Die Bohransatzpunkte sind im Lageplan von Bild 22 eingezeichnet. Unterhalb der Schleuse stehen vier Bodenschichten (Schichten 2 bis 5) an. Da keine Proben aus dem Untergrund der Schleuse zur Verfügung standen, wurden vier Sande mit ähnlichen Korngrößenverteilungskuren aus dem IBF-Probenlager gewählt oder durch Mischung eines natürlichen Quarzsandes mit rundkantigen Körnern künstlich hergestellt (Schicht 4). Die gewählten repräsentativen Ersatzsande für die Schichten 2, 3 und 5 stammen ebenfalls aus Norddeutschland, so dass von einer ähnlichen geologischen Genese wie im Fall der Sande aus dem Untergrund der Schleuse Uelzen I ausgegangen werden kann. Aus zyklischen Triaxialversuchen an diesen Sanden wurden die in der Tabelle 1 zusammengestellten Parameter des Akkumulationsmodells abgeleitet. Für das Hinterfüllmaterial (Schicht 1) wurden die Parameter des Berliner Sandes angesetzt. Das Tiefenprofil der relativen

Lagerungsdichte  $I_{D0}(z)$  wurde aus den Ergebnissen einer Drucksondierung abgeleitet (siehe Ansatzpunkt im Bild 22), wobei wiederum die Methode der hypoplastischen Hohlräumverformung [52,53] zur Anwendung kam. Der Boden unterhalb der Schleuse ist dicht bis sehr dicht gelagert [54].

Mit einem zweidimensionalen FE-Modell wurden zunächst Parameterstudien unter Betrachtung eines ebenen Verformungszustandes durchgeführt [54]. Dabei wurde unter anderem festgestellt, dass der Effekt der zyklischen Belastung des Untergrundes durch die wiederholten Wasserstandsänderungen in den Sparbecken auf die Setzungen der Schleusenammer gering ist, die Sparbecken demzufolge vernachlässigt werden können. Anschließend wurde ein 3D-Modell erstellt, welches die Schleuse und den Boden in einem Ausschnitt zwischen zwei benachbarten Aussteifungsrippen abbildet, die jeweils in der Mitte geschnitten werden (Bild 23). Das FE-Modell bildet die Bauphase detailliert ab (Absenkung des Grundwasserspiegels, Aushub der Baugrube, Herstellung der Betonbauwerke, Verfüllung der Baugrube, Wiederanstieg des Grundwasserspiegels) [54]. Die zyklische Belastung infolge der sich ändernden Wasserstände in der Schleusenammer (Höhenänderung  $\Delta h = 23$  m) wurde durch zeitlich und räumlich variable Streckenlasten auf die Kammersohle und -wände realisiert.

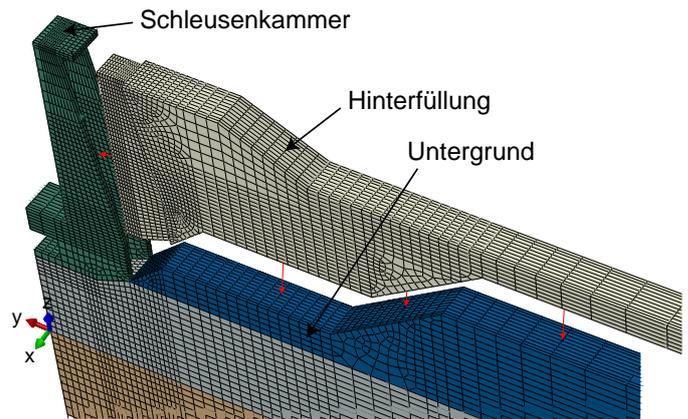


Bild 23. 3D-FE-Modell der Schleuse Uelzen I (modifiziert aus [54])

Das Bild 24 enthält schließlich den Vergleich von gemessenen und berechneten Setzungsverläufen. Im Fall der Messungen ergibt sich die eingezeichnete Bandbreite aus den vorliegenden Daten für 10 verschiedene Blöcke der Schleuse. Die Bandbreite der FE-Ergebnisse resultiert aus unterschiedlichen Ansätzen für das Profil der relativen Lagerungsdichte in größeren Tiefen [54]. Die gemessenen Setzungen werden in den FE-Simulationen leicht überschätzt. In Anbetracht der Unsicherheiten bezüglich des Dichteprofils in größerer Tiefe sowie der Ermittlung der Stoffkonstanten auf der Basis von Laborversuchen an repräsentativen Ersatzsanden ist die Übereinstimmung von Messwerten und Simulationsergebnissen dennoch als sehr zufriedenstellend einzuschätzen.

Abschließend sei erwähnt, dass das Studium der do-

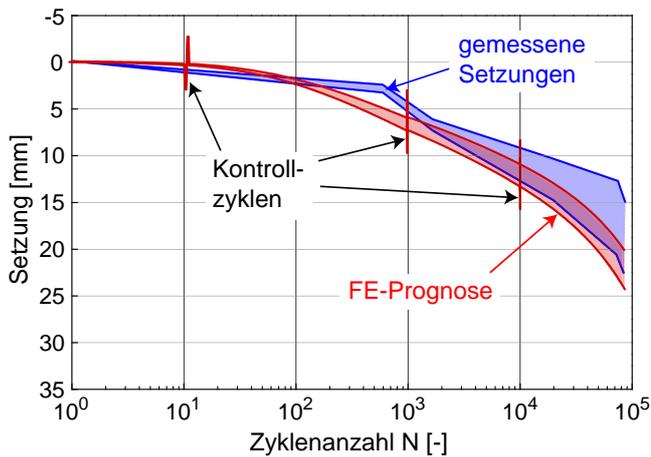


Bild 24. Vergleich der an der Schleuse Uelzen I gemessenen und der in den FE-Simulationen mit dem 3D-Modell prognostizierten Setzungsentwicklung (modifiziert aus [54])

kumentierten Setzungsmessungen offenbart hat, dass die deutlich größeren Setzungen, die für die Schleuse Uelzen I in einer früheren Studie [4] publiziert wurden, auf ein Versagen einer Dichtung und die darauf folgenden Erosionserscheinungen im Untergrund nahe eines der Schleusenhäupter zurückzuführen sind. Die durch die hochzyklische Beanspruchung hervorgerufenen akkumulierten Setzungen im mittleren Bereich der Schleuse sind hingegen viel geringer. Die hypoplastischen Simulationen in [4] blieben auf die ersten 20 Zyklen beschränkt, da zum damaligen Zeitpunkt kein geeignetes hochzyklisches Akkumulationsmodell vorlag.

## 8 Zusammenfassung

Durch die erfolgreiche Nachrechnung von dränierten zyklischen Triaxialversuchen an verschiedenen Sanden ist das hochzyklische Akkumulationsmodell von Niemunis et al. [24] seit längerer Zeit auf der Elementtestebene validiert. Mit dem Ziel der Validierung des Akkumulationsmodells anhand von Modellversuchen oder Feldmessungen wurden verschiedene Randwertprobleme mit hochzyklischer Beanspruchung in Finite-Elemente-Simulationen untersucht. Die akkumulierten horizontalen Pfahlverschiebungen, die am IBF in Karlsruhe bzw. der TU Berlin in Modellversuchen an horizontal zyklisch beanspruchten Monopiles mit unterschiedlichen Maßstäben gemessen wurden, konnten in FE-Simulationen mit dem Akkumulationsmodell reproduziert werden. Die bei den Nachrechnungen der Modellversuche der TU Berlin aufgetretenen numerischen Probleme wurden erläutert. Weiterhin wurde der 1:1-Versuch der Ed. Züblin AG an einem Prototypen einer aufgelösten Flachgründung für Offshore-Windenergieanlagen nahe Cuxhaven nachgerechnet. Die FE-Simulationen gaben die Setzungen einer Fundamentplatte in der Hauptbelastungsrichtung gut wieder, während die Setzungen der zweiten Platte und damit auch die Schiefstellung der Gründung in den numeri-

schen Berechnungen unterschätzt wurde. Gut reproduziert wurden jedoch die Entwicklung der Porenwasserdrücke (keine Akkumulation) sowie die Umlagerung der Sohlspannungen von den beiden Fundamentplatten in der Belastungsrichtung auf die abseits gelegenen Platten. Als letztes Beispiel wurden die Langzeitverformungen der Schleuse Uelzen I nachvollzogen, bei der die zyklische Beanspruchung des Untergrundes aus den oszillierenden Wasserständen in der Schleusenkammer resultiert. Die über ca. zwei Jahrzehnte gemessene Setzungsakkumulation wurde in den FE-Simulationen mit dem Akkumulationsmodell nur leicht überschätzt.

Auf Basis der präsentierten Nachrechnungen von Element-, Modell- und in-situ-Versuchen kann das hochzyklische Akkumulationsmodell als auf verschiedenen Skalen validiert gelten – vom Elementversuch im Labor über Modellversuche mit unterschiedlichen Maßstäben bis zum Versuch im 1:1-Maßstab bzw. Messungen an Bauwerken. Eine Anwendung auf reale hochzyklisch beanspruchte Gründungen (z.B. bei Offshore-Windenergieanlagen) scheint daher gerechtfertigt. In FE-Simulationen mit dem Akkumulationsmodell können beliebige Gründungsstrukturen unter mannigfaltigen zyklischen Belastungen und Randbedingungen untersucht werden. Anders als im Fall der einfacheren Ingenieurmodelle sind die Prognosen nicht auf die Verformungen begrenzt. In den FE-Simulationen mit dem Akkumulationsmodell ist eine Untersuchung der gesamten Boden-Bauwerk-Interaktion während der Lebensdauer eines Bauwerkes möglich. Ingenieurmodelle auf Basis der Gleichungen des Akkumulationsmodells wurden in [55, 56] vorgeschlagen.

## Danksagung

Die Autoren danken dem Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und nukleare Sicherheit (BMU) für die Förderung der Arbeiten zu Offshore-Windenergieanlagen im Rahmen der Projekte "Geotechnische Robustheit und Selbstheilung bei der Gründung von Offshore-Windenergieanlagen" (Nr. 0327618) und "Validierung eines Nachweisverfahrens für hochzyklisch beanspruchte Flachgründungen von Offshore-Windenergieanlagen anhand von Messdaten eines Großversuches" (Nr. 0325405A/B). Der Ed. Züblin AG sei für die Bereitstellung von Messdaten des Feldversuches im Rahmen des letztgenannten Projektes gedankt.

## Literatur

- [1] K. Mallwitz and U. Holzlöhner. Verfahren zur Ermittlung der Setzung von Fundamenten infolge zyklischer Beanspruchung. *Bautechnik*, 73(3):175–186, 1996.
- [2] H.-J. Heller. Bauwerkssetzungen bei sandigem Untergrund infolge von Erschütterungen durch Bahnverkehr. *Baumaschine und Bautechnik*, 35(2):56–61, 1981.
- [3] H.-J. Heller. Setzungen von Kranbahnstützen infolge von Lastwechseln bei sandigem Untergrund. *Bautechnik*, 72:11–19, 1995.

- [4] P.-A. von Wolffersdorff and R. Schwab. Schleuse Uelzen I - Hypoplastische Finite-Elemente-Analyse von zyklischen Vorgängen. *Bautechnik*, 78(11):771–782, 2001.
- [5] J.C. Chai and N. Miura. Traffic-load-induced permanent deformation of road on soft subsoil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 128(11):907–916, 2002.
- [6] A. Hettler. Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung. Dissertation, Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft Nr. 90, 1981.
- [7] U. Holzlöhner. Bleibende Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last. *Bautechnik*, 55:150–154, 1978.
- [8] A. Hettler. Verschiebungen von lotrecht mittig belasteten Einzelfundamenten und horizontal belasteten Pfählen in Sand unter Schwellast. *Der Bauingenieur*, 59:351–355, 1984.
- [9] F. Lekarp, U. Isacsson, and A. Dawson. State of the art. II: Permanent strain response of unbound aggregates. *Journal of Transportation Engineering*, 126(1):76–83, 2000.
- [10] F. Rosquoet, L. Thorel, J. Garnier, and Y. Canepa. Lateral cyclic loading of sand-installed piles. *Soils and Foundations*, 47(5):821–832, 2007.
- [11] A.J. Puppala, S. Saride, and S. Chomtid. Experimental and modeling studies of permanent strains of subgrade soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 135(10):1379–1389, 2009.
- [12] J. Dührkop. Zum Einfluss von Aufweitungen und zyklischen Lasten auf das Verformungsverhalten lateral beanspruchter Pfähle in Sand. Dissertation, Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg-Harburg, Heft Nr. 20, 2010.
- [13] H.E. Taşan, F. Rackwitz, and R. Glasenapp. Ein Bemessungsmodell für Monopilegründungen unter zyklischen Horizontallasten. *Bautechnik*, 88(5):301–318, 2011.
- [14] M. Achmus, Y.-S. Kuo, and A. Abdel-Rahman. Zur Bemessung von Monopiles für zyklische Lasten. *Der Bauingenieur*, 83:303–311, 2008.
- [15] C. Leblanc, G.T. Houlsby, and B.W. Byrne. Response of stiff piles in sand to long-term cyclic lateral loading. *Géotechnique*, 60(2):79–90, 2010.
- [16] H.G. Poulos. Cyclic stability diagram for axially loaded piles in sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 114(GT 8):877–895, 1988.
- [17] R.J. Jardine and J.R. Standing. Field axial cyclic loading experiments on piles driven in sand. *Soils and Foundations*, 52(4):723–736, 2012.
- [18] S. Thomas and H.-G. Kempfert. Experimentelle Erkenntnisse zum zyklisch axialen Pfahltragverhalten. *Geotechnik*, 36(3):169–179, 2013.
- [19] W. Rücker, K. Karabeliov, P. Cuéllar, M. Baeßler, and S. Georgi. Großversuche an Rammpfählen zur Ermittlung der Tragfähigkeit unter zyklischer Belastung und Standzeit. *Geotechnik*, 36(2):77–89, 2013.
- [20] A. Sawicki and W. Świdziński. Mechanics of a sandy subsoil subjected to cyclic loadings. *International Journal For Numerical And Analytical Methods in Geomechanics*, 13(5):511–529, 1989.
- [21] G. Bouckovalas, R.V. Whitman, and W.A. Marr. Permanent displacement of sand with cyclic loading. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 110(11):1606–1623, 1984.
- [22] A.S.J. Suiker and R. de Borst. A numerical model for the cyclic deterioration of railway tracks. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 57(4):441–470, 2003.
- [23] A. Gotschol and H.-G. Kempfert. Zyklisch viskoelastisch-viskoplastischer Stoffansatz nichtbindiger Böden und Schotter. *Bautechnik*, 81(4):279–285, 2004.
- [24] A. Niemunis, T. Wichtmann, and Th. Triantafyllidis. A high-cycle accumulation model for sand. *Computers and Geotechnics*, 32(4):245–263, 2005.
- [25] M. Abdelkrim, P. De Buhan, and G. Bonnet. A general method for calculating the traffic load-induced residual settlement of a platform, based on a structural analysis approach. *Soils and Foundations*, 46(4):401–414, 2006.
- [26] C. Karg, S. Francois, W. Haegeman, and G. Degrande. Elasto-plastic long-term behavior of granular soils: Modeling and experimental validation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(8):635–646, 2010.
- [27] C. Pasten, H. Shin, and J.C. Santamarina. Long-term foundation response to repetitive loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 140(4), 2014.
- [28] W.A. Marr and J.T. Christian. Permanent displacements due to cyclic wave loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 107(GT8):1129–1149, 1981.
- [29] T. Wichtmann. Explicit accumulation model for non-cohesive soils under cyclic loading. PhD thesis, Publications of the Institute of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Ruhr-University Bochum, Issue No. 38, 2005.
- [30] P.-A. von Wolffersdorff. A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 1(3):251–271, 1996.
- [31] A. Niemunis and I. Herle. Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 2(4):279–299, 1997.
- [32] T. Wichtmann, A. Niemunis, and Th. Triantafyllidis. Strain accumulation in sand due to cyclic loading: drained triaxial tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(12):967–979, 2005.
- [33] T. Wichtmann and Th. Triantafyllidis. Prognose der Langzeitverformungen für Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen mit einem Akkumulationsmodell. *Bautechnik*, 88(11):765–781, 2011.
- [34] T. Wichtmann, A. Niemunis, and Th. Triantafyllidis. On the determination of a set of material constants for a high-cycle accumulation model for non-cohesive soils. *International Journal For Numerical And Analytical Methods in Geomechanics*, 34(4):409–440, 2010.
- [35] T. Wichtmann, A. Niemunis, and Th. Triantafyllidis. Improved simplified calibration procedure for a high-cycle accumulation model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 70(3):118–132, 2015.

- [36] T. Wichtmann, A. Niemunis, and Th. Triantafyllidis. Validation and calibration of a high-cycle accumulation model based on cyclic triaxial tests on eight sands. *Soils and Foundations*, 49(5):711–728, 2009.
- [37] I. Herle. Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste. Dissertation, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft Nr. 142, 1997.
- [38] A. Niemunis. Incremental Driver User’s manual. , 2008. available from [www.pg.gda.pl/~aniem/an-liter.html](http://www.pg.gda.pl/~aniem/an-liter.html).
- [39] Y. Dafalias and M. Manzari. Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(6):622–634, 2004.
- [40] Y. Dafalias, A. Papadimitriou, and X. Li. Sand plasticity model accounting for inherent fabric anisotropy. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(11):1319–1333, 2004.
- [41] M. Taiebat and Y. Dafalias. SANISAND, simple anisotropic sand plasticity model. *International Journal For Numerical And Analytical Methods in Geomechanics*, 32(8):915–948, 2008.
- [42] W. Fuentes. Contributions in mechanical modelling of fill material. Dissertation, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie, Heft 179, 2014.
- [43] M. Poblete, W. Fuentes, and Th. Triantafyllidis. On the simulation of multidimensional cyclic loading with intergranular strain. *Acta Geotechnica*, 11(6):1263–1285, 2016.
- [44] H. Zachert. Zur Gebrauchstauglichkeit von Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen. Dissertation, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie, Heft Nr. 180, 2015.
- [45] H. Zachert, T. Wichtmann, and Th. Triantafyllidis. Soil structure interaction of foundations for offshore wind turbines. In *26th International Ocean and Polar Engineering Conference (ISOPE-2016)*, Rhodos, 2016.
- [46] H. Günther. FE-Nachrechnung von Modellversuchen an zyklisch belasteten Pfählen in Berliner Sand. Bachelorarbeit, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 2012.
- [47] H.E. Taşan, F. Rackwitz, and S. Savidis. Experimentelle Untersuchungen zum Verhalten von zyklisch horizontal belasteten Monopiles. *Bautechnik*, 88(2):102–112, 2011.
- [48] T. Wichtmann. Soil behaviour under cyclic loading - experimental observations, constitutive description and applications. Habilitation thesis, Publications of the Institute of Soil Mechanics and Rock Mechanics, Karlsruhe Institute of Technology, Issue No. 181, 2016.
- [49] H. Zachert, T. Wichtmann, P. Kudella, T. Triantafyllidis, and U. Hartwig. Validation of a high cycle accumulation model via FE-simulations of a full-scale test on a gravity base foundation for offshore wind turbines. In *International Wind Engineering Conference, IWEC 2014, Hannover*, 2014.
- [50] H. Zachert, T. Wichtmann, T. Triantafyllidis, and U. Hartwig. Simulation of a full-scale test on a Gravity Base Foundation for Offshore Wind Turbines using a High Cycle Accumulation Model. In *3rd International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG)*, Oslo, 2015.
- [51] U. Hartwig and T. Mayer. Entwurfsaspekte bei Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen. *Bautechnik*, 89(3):153–161, 2012.
- [52] V. Osinov and R. Cudmani. Theoretical investigation of the cavity expansion problem based on a hypoplasticity model. *International Journal For Numerical And Analytical Methods in Geomechanics*, 25(5):473–495, 2001.
- [53] R.O. Cudmani. Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindige Böden. Dissertation, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 152, 2001.
- [54] J. Machaček, T. Wichtmann, H. Zachert, and Th. Triantafyllidis. Long-term settlements of a ship lock: measurements vs. FE-prediction using a high cycle accumulation model. *Computers and Geotechnics*, 97(5):222–232, 2018.
- [55] T. Wichtmann, Th. Triantafyllidis, S. Chrisopoulos, and H. Zachert. Prediction of long-term deformations of offshore wind power plant foundations using engineer-oriented models based on HCA. *International Journal of Offshore and Polar Engineering*, 27(4):346–356, 2017.
- [56] T. Triantafyllidis and S. Chrisopoulos. Ein Modell zur Berechnung des Verformungsverhaltens von horizontal hochzyklisch beanspruchten Pfählen. *Bautechnik*, 93(9):605–627, 2016.

#### Autoren dieses Beitrages:

Prof. Dr.-Ing. habil. Torsten Wichtmann, Bauhaus-Universität Weimar, Professur Geotechnik, Coudraystraße 11c, 99423 Weimar

M.Sc. Jan Machaček, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Engler-Bunte-Ring 14, 76131 Karlsruhe

Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert, Arcadis Deutschland GmbH, Europaplatz 3, 64293 Darmstadt

M.Sc. Helen Günther, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe