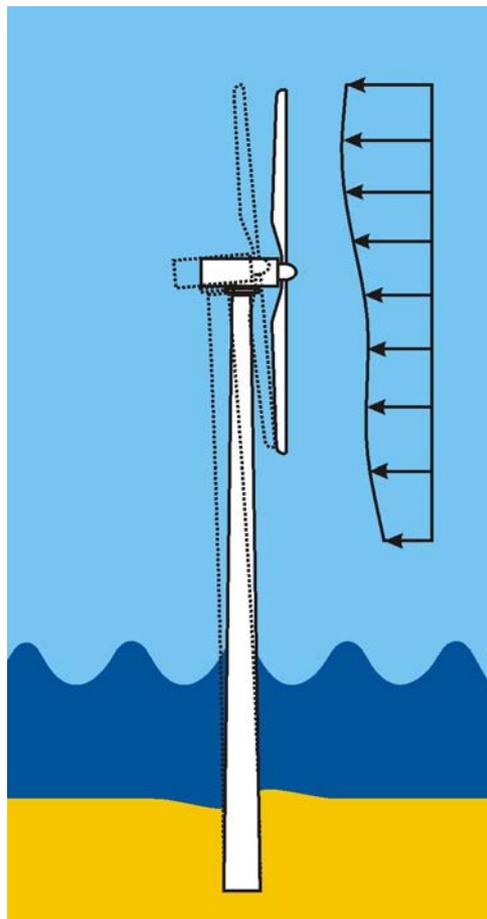


Validierung bautechnischer Bemessungsmethoden für Offshore-Windenergieanlagen anhand der Mess- daten der Messplattformen FINO 1 und FINO 2

„GIGAWINDplus“

Förderkennzeichen: 0329944

Jahresbericht 2006



April 2007

Forschungsvorhaben: **Validierung bautechnischer Bemessungsmethoden für Offshore-Windenergieanlagen anhand der Messdaten der Messplattformen FINO 1 und FINO 2 (GIGAWINDplus)**

Zahlungsempfänger: **Universität Hannover**

Förderkennzeichen: **0329944**

Laufzeit des Vorhabens: **01.04.2004 – 31.03. 2007**

Berichtszeitraum: **01.04.2006 – 31.03.2007**

Projektträger: **PTJ, Forschungszentrum Jülich GmbH**

gefördert durch das Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit

Beteiligte Institute:

Institut für Strömungsmechanik und elektronisches Rechnen im Bauwesen,
Universität Hannover, Prof. Dr.-Ing. W. Zielke (Projektkoordination)

Institut für Statik und Dynamik,
Universität Hannover, Prof. Dr.-Ing. R. Rolfes

Institut für Stahlbau
Universität Hannover, Prof. Dr.-Ing. P. Schaumann

Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau,
Universität Duisburg-Essen, Prof. Dr.-Ing. W. Richwien

Inhaltsverzeichnis

1	Zusammenfassung	3
2	Seegangs- und Wellenlasten	6
2.1	Zielsetzung	6
2.2	Ermittlung von Seegangslasten auf schlanke Strukturen	6
2.2.1	Berücksichtigung des Richtungseinflusses	6
2.2.2	Strukturmodell und schädigungsäquivalente Lastgrößen	7
2.2.3	Analyse der FINO-Messdaten und Lastsimulation	8
2.2.4	Analyse der Amrumbank-Messdaten	14
2.2.5	Lastsimulation Amrumbank	19
2.3	Ansätze zur Ermittlung der Design-Parameter	22
2.3.1	Wind- und Wellenkorrelation – Messung vs. Simulation	23
2.4	Zusammenfassung und Ausblick	24
3	Tragstruktur – Gründung	26
3.1	Berechnung des Tragverhaltens von Monopilegründungen unter zyklischer Belastung	26
3.1.1	Ergebnisse zyklischer Triaxialversuche	27
3.1.2	Umrechnung der Versuchsergebnisse auf wirklichkeitsnahe Belastungskollektive	32
3.1.3	Anwendung des Strain-Wedge-Modells	35
3.1.4	Parameterstudie mit statischen Lasten	38
3.1.5	Parameterstudie für das Verhalten unter zyklischen Lasten	41
4	Validierte Strukturmodelle und Systemidentifikation	50
4.1	Einleitung	50
4.2	Strukturmessungen	51
4.2.1	Qualitative Entwicklung der Messsignale „FINO 1“	51
4.2.2	Qualitative Entwicklung der Messsignale „Amrumbank West“	51
4.3	ARMA-Modelle in der Systemidentifikation	53
4.3.1	Mathematische Grundlagen zur Bildung eines AR-Modells	53
4.3.2	Modalanalyse mit den Koeffizienten der AR-Modelle	55
4.3.3	Systemidentifikation mit den Ergebnissen aus AR-Modellen	56
4.3.4	Systemidentifikation am Messmast „Amrumbank West“	56
4.4	Validierung der numerischen Strukturmodelle	58
4.4.1	Iteratives Verfahren zur Modellvalidierung	59

4.4.2	Implementierung in Matlab.....	61
4.4.3	Modellvalidierung Messmast „Amrumbank West“	62
4.4.4	Modellvalidierung Forschungsplattform „FINO 1“	66
4.5	Zusammenfassung und Ausblick.....	70
5	Tragstruktur – Lebensdaueranalysen und Prognoseverfahren	72
5.1	Einleitung	72
5.2	Richtungsseegang	72
5.2.1	Allgemeines	72
5.2.2	Anwendungsbeispiel Forschungsplattform FINO1	73
5.2.3	Einfluss über die gesamte Lebensdauer	75
5.3	Lokale Knotennachgiebigkeiten.....	81
5.3.1	Allgemeines	81
5.3.2	Möglichkeiten der Berücksichtigung der lokalen Knotennachgiebigkeit in Strukturmodellen.....	82
5.3.3	Modellierung der lokalen Knotennachgiebigkeit mit parametrischen Formeln nach BUITRAGO.....	83
5.3.4	Substrukturtechnik	90
5.3.5	Einfluss der LJV auf das Tragverhalten	102
5.4	Zusammenfassung	104
6	Literaturverzeichnis.....	104
6.1	Eigene Veröffentlichungen im Förderzeitraum.....	104
6.2	Sonstige Literatur	106
6.3	Software.....	108

1 Zusammenfassung

Dieser Forschungsbericht fasst die Arbeitsergebnisse zusammen, die in der Forschungsgruppe GIGAWIND im Jahre 2006 erzielt wurden. Das vom BMU seit Frühjahr 2004 unter der Kurzbezeichnung **GIGAWIND^{plus}** geförderte Projekt hat den vollständigen Namen **Validierung bautechnischer Bemessungsmethoden von Offshore-Windenergieanlagen anhand der Messdaten der Messplattformen FINO I und FINO II**. Dieser Titel beschreibt treffend die Zielsetzung des Projekts. Es werden Modelle weiterentwickelt und durch Messdaten von Messplattformen validiert. Bisher standen die Messungen an der FINO I - Plattform im Vordergrund. Die ursprünglich geplanten Messungen an der Plattform II konnten jedoch nicht im Förderungszeitraum des Projekts durchgeführt werden, da diese zu spät fertig wurde. Deshalb wurden durch die Forschungsgruppe stattdessen Messungen an der Plattform Amrumbank vorgenommen.

Die Förderung des Projekts durch das BMU lief am 31.03.2007 entsprechend dem Bewilligungsbescheid aus. Damit ist der jetzt vorgelegte Jahresbericht der letzte. Der Abschlussbericht, in dem alle Ergebnisse bewertend zusammengefügt werden, steht noch aus. Er wird entsprechend den Bewilligungsrichtlinien bis sechs Monate nach Beendigung des Projekts vorgelegt werden.

Wesentliche Ergebnisse sind bereits am 18. April 2007 anlässlich des 5. Symposiums der Forschungsgruppe vorgestellt worden. Diese Veranstaltung, die in Abständen von ca. 1 ½ Jahren durchgeführt wird, findet weiterhin einen großen Zuspruch vor allem auch bei Teilnehmern aus der Praxis. Die Webseite www.gigawind.de unterrichtet ständig über die Arbeitsergebnisse und bietet zahlreiche Veröffentlichungen als Downloads an. Sie spiegeln wieder, dass die Mitglieder der Forschungsgruppe ihre Ergebnisse auf zahlreichen nationalen und internationalen Konferenzen sowie in wissenschaftlichen Zeitschriften veröffentlichen.

Die nachfolgenden Schlagwörter charakterisieren wie bisher die behandelten Themenkreise:

Seegang und Seegangslasten
Validierte Strukturmodelle
Tragstruktur Gründung
Tragstruktur – Lebensdaueranalysen und Prognoseverfahren

Sie bilden auch die Gliederung des nachfolgenden Berichts, dessen wesentliche Ergebnisse hier einleitend zusammengefasst wird:

Seegangs- und Wellenlasten: Die weiteren Untersuchungen zur Berücksichtigung der Hauptseegangsrichtung und der Richtungsstruktur des Seegangsfeldes in der Seegangssimulation zeigen deutlich den großen Einfluss auf die Partikelkinematik und damit auf die resultierenden Strukturbelastungen. 2D-Simulationen mit Berücksichtigung des Spreadingparameters zeigen deutlich bessere Übereinstimmungen mit den Strukturmessdaten als eindimensionale Rechnungen. Zudem ermöglicht der Spreading-Parameter das gezielte Simulieren verschiedener Seegangszustände wie Windsee oder Dünung.

Mit dem als Monopile gegründeten Windmessmast Amrumbank West stehen Messdaten einer vergleichsweise einfachen Struktur zur Verfügung. Dementsprechend eindeutig konnten die Zusammenhänge der Seegangszustände und Strukturantworten in Bezug auf Energiegehalt und

Richtungsverteilung beobachtet werden. Mit einem sehr detaillierten FE-Modell wurde ein Werkzeug geschaffen, um Seegangs- und Strukturmessungen mit den Ergebnissen von Lastsimulationen zu vergleichen. Nach Kalibrierung und Validierung zeigen die in der Modalanalyse errechneten Eigenfrequenzen des Modells eine sehr gute Übereinstimmung mit den aus den Strukturmessungen identifizierten Eigenfrequenzen des realen Messmastes.

Validierte Strukturmodelle und Systemidentifikation: Das numerische Modell einer dynamisch beanspruchten Tragstruktur weist auch bei sorgfältiger Modellierung hinsichtlich des Eigenschwingverhaltens noch Abweichungen zur realen Struktur auf. Abhilfe schafft hier eine Validierung des FE-Modells, die ausgewählte Steifigkeits- oder Massenparameter gezielt so verändert, dass die modalen Größen des validierten FE-Modells mit dem gemessenen Eigenschwingverhalten übereinstimmen. Im Gegensatz zu manuellen Parameterstudien werden hier voll automatische Algorithmen verwendet. Voraussetzung dafür ist die eindeutige Identifikation gemessener Moden im Rechenmodell. In der Offshore-Windenergie findet die Modellvalidierung z. B. Anwendung in der Optimierung von Typenstatiken (Messung an Prototypen) mit dem Ziel der wirtschaftlichen Auslegung von großen Windparks. Bei Messungen im Offshore-Bereich stehen der Systemidentifikation nur Messdaten infolge natürlicher Erregung und Betrieb zur Verfügung, die spezielle Analysemethoden hinsichtlich der Trennung von Eigen- und Erregerfrequenzen erfordern. Im Jahresbericht 2005 sind einige dieser Methoden gegenübergestellt worden. Im vorliegende Bericht wird die Systemidentifikation mit ARMA-Modellen durchgeführt, die sich als besonders tauglich erwiesen haben.

Tragstruktur – Gründung: Die Arbeiten konzentrierten sich auf die Durchführung zyklischer Triaxialversuche und die Übertragung des Elementverhaltens auf das Systemverhalten der Gründung. Die Ergebnisse zyklischer Triaxialversuche wurden ausgewertet und für eine Analyse des Betriebsverhaltens der Anlage herangezogen. Unter Verwendung der Miner-Regel ist es möglich, unterschiedliche zyklische Belastungsverhältnisse zu berücksichtigen. Die akkumulierten Verformungen können somit für ein Bodenelement berechnet und der im Anschluss folgenden Berechnung des Systems zu Grunde gelegt werden.

Um das Systemverhalten eines Monopiles am Ende der Nutzungsdauer vorherzusagen, wurden weitere Berechnungsansätze geprüft. Die Anwendbarkeit des Strain-Wedge-Modells für Monopilegründungen wurde in einer umfassenden Parameterstudie belegt. Dabei wurde es mit den bekannten Ansätzen der p-y-Methode verglichen. Es konnten ähnliche Ergebnisse erzielt werden. Das Strain-Wedge-Modell hat jedoch den Vorteil, dass ausschließlich im Labor zu ermittelnde Bodenkennwerte Eingang in die Berechnung finden. Die Zuhilfenahme empirischer Systemparameter ist nicht erforderlich.

Tragstruktur – Lebensdaueranalysen und Prognoseverfahren: Im Berichtszeitraum lag der Fokus der Untersuchungen zum einen auf dem Einfluss der Richtungsverteilung der Wellen bei der Lastermittlung und zum anderen auf der Modellierung der lokalen Knotennachgiebigkeiten bei der numerischen Simulation und deren Einfluss auf Trag- und Ermüdungsverhalten der Struktur. Bezüglich der Richtungsverteilungen wurde im Unterschied zum Teilprojekt „Seegangs- und Wellenlasten“ insbesondere der Frage nachgegangen, wie die dort entwickelten Methoden am besten in dem Entwurfsprozess berücksichtigt werden können und wie sich deren Berücksichtigung auf das Ermüdungsverhalten einzelner Strukturdetails bei aufgelösten Tragstrukturen auswirkt.

Lokale Knotennachgiebigkeiten haben einen signifikanten Einfluss auf das Tragverhalten sowie die Schnittgrößenverteilungen innerhalb der aufgelösten Tragstrukturen. Die Berücksichtigung der Nachgiebigkeiten kann zu einer deutlichen Reduktion der rechnerischen Ermüdungsbeanspruchung und damit zu wirtschaftlicheren Entwürfen führen. Es wurden Methoden vorgestellt und implementiert, die Knotennachgiebigkeiten in numerischen Simulationsmodellen effizient zu berücksichtigen.

2 Seegangs- und Wellenlasten

Verfasser des Kapitels:

Zielke, W.¹, Mittendorf, K.² und Kossel, T.¹ (¹Institut für Strömungsmechanik, ²Maritime Systems Engineering Department, Texas A&M, Galveston, Texas, USA)

2.1 Zielsetzung

Den Zielsetzungen des Verbundprojekts GIGAWIND^{plus} folgend, stellten auch 2006 die Validierung der Ansätze zur Wellenlastermittlung und die Entwicklung geeigneter Modelle zur Ermittlung der Design-Parameter für Wind- und Wellenbelastungen die Hauptarbeitsgebiete dar.

Im dritten Projektjahr lagen die Schwerpunkte der Aktivitäten in folgenden Bereichen:

- Validierung der Ansätze zur Richtungsseegangssimulation mittels Naturmessdaten der FINO-Forschungsplattform
- Ermittlung des Einflusses von Richtungsseegang auf schädigungsäquivalente Ermüdungslastgrößen
- Analyse und Vergleich von Wind-Wellen-Korrelationsdaten aus Messung und numerischen Hindcast für den FINO-Standort
- Analyse der am Messpfahl Amrumbank-West gewonnenen Strukturmessdaten

2.2 Ermittlung von Seegangslasten auf schlanke Strukturen

Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) werden maßgeblich durch Seegang beansprucht. Bei der Auslegung der Tragstruktur werden getrennte Untersuchungen für Extrem- und für Ermüdungslasten durchgeführt.

Für Dauerfestigkeitsuntersuchungen kommen Modelle unregelmäßiger Wellen zum Einsatz. Sie basieren bisher fast ausschließlich auf der Überlagerung von eindimensionalen linearen Einzelwellen, so dass nichtlineare Effekte und die Kurzkämmigkeit des Seegangs ignoriert werden. Die Kurzkämmigkeit des momentanen Seegangs kann mathematisch durch Überlagerung mehrerer einzelner linearer Wellen aus verschiedenen Richtungen beschrieben werden. Ein Modell dazu ist im letzten Jahresbericht vorgestellt worden.

Ausgehend von den durchgeführten Parameterstudien sind in diesem Projektjahr Seegangsbeanspruchungssimulationen unter Berücksichtigung des Richtungseinflusses für die FINO-Plattform durchgeführt und die Ergebnisse mit den gemessenen Strukturverformungen verglichen worden. Dabei führte die Berücksichtigung der mittleren Seegangsrichtung und des Seegangspreadings bei der Simulation zu deutlich besseren Modellergebnissen.

2.2.1 Berücksichtigung des Richtungseinflusses

In den durchgeführten Simulationen ist die Kurzkämmigkeit des momentanen Seegangs mathematisch durch die Überlagerung mehrerer einzelner linearer Wellen aus verschiedenen Richtungen beschrieben worden. Das hier verwendete Verfahren zur Simulation von Lasten infolge Richtungsseegangs basiert auf diesem linearen Superpositionsansatz, wobei die Amplituden mittels der inversen Fourier-Transformation aus dem zweidimensionalen Seegangsspektrum gewonnen werden.

$$\eta(t, x, y) = \sum_n \sum_m a_n \cos(k_n \cdot \cos \theta_m + k_n \cdot \sin \theta_m - \omega_n t + \Phi_{nm})$$

mit:

a Amplitude [m]

k Wellenzahl [1/m]

 ω Kreisfrequenz [2 π /s],

t Zeit [s]

x und y horizontalen Koordinaten

 θ Winkel zur X-Achse [°] und Φ Wellenphase [-].

Das Spektrum des Richtungsseegangs $E(\omega, \theta)$ ist eine Funktion der Wellenfrequenz ω und der Wellenaufrichtung θ . Es ergibt sich aus der Multiplikation des Frequenzspektrums $F(\omega)$ mit einer Richtungsfunktion $D(\omega, \theta)$:

$$E(\omega, \theta) = F(\omega) \cdot D(\omega, \theta)$$

Für die Parametrisierung der Richtungsfunktion $D(\omega, \theta)$ wurde für die weiteren Untersuchungen die Cosine-2^S-Methode verwendet (Mitsuyasu, 1977).

$$D(\theta) = \frac{\Gamma(s+1)}{\pi^{0.5} \Gamma(s+0.5)} \cdot \cos^2(\theta - \theta_0)$$

Der Parameter S beeinflusst die Seegangsstruktur:

- S=10 Wind Wellen
- S=25 Dünung mit kurzer Verfallsdauer
- S=75 langkämmiger Seegang

Die Energiedichte des Seegangs wird durch ein JONSWAP-Spektrum beschrieben. Die Umrechnung des Spreading-Parameters der Boje zum S-Wert des Modells erfolgt über folgende Beziehung:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{s+1}}$$

2.2.2 Strukturmodell und schädigungsäquivalente Lastgrößen

Die Analyse des Einflusses des Seegangsspreadings auf die schädigungsäquivalenten Lasten sind am Beispiel der FINO-Plattform durchgeführt worden. Hierzu ist ein vereinfachtes FEM-Modell aus Balkenelementen erstellt worden (vgl. Bild 2-1). Die Aufbauten (wie z.B. die Container und der Windmessmast) auf der Plattform sind vereinfacht durch zusätzliche Massenpunkte abgebildet worden.

Für die Analyse sind Messdaten der Dehnungsmessstreifen von Plattformebene A und B verwendet worden (vgl. Bild 2-1). Eine Modellverifikation ist in *Mittendorf (2006)* zu finden.

Die schädigungsäquivalenten Lastgrößen sind analog zu dem von Böker *et al.* (Jahresbericht GIGAWINDplus 2005) verwendeten Verfahren ermittelt worden.

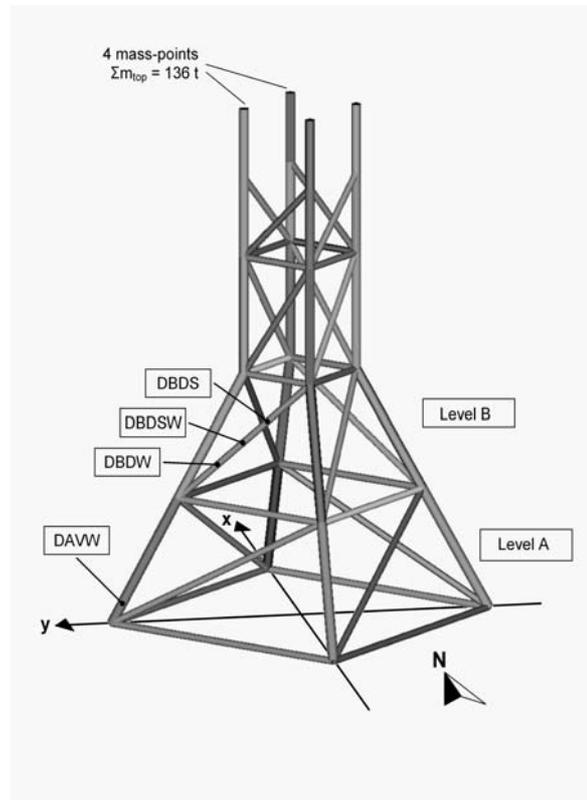


Bild 2-1: FINO-Plattform (links) und vereinfachtes Strukturmodell (rechts)

2.2.3 Analyse der FINO-Messdaten und Lastsimulation

Untersucht worden sind zunächst die Variationen bei den schädigungsäquivalenten Lasten für vergleichbare stationäre Seegangszustände, welche durch die signifikante Wellenhöhe H_s und Peak Periode T_p gekennzeichnet sind. Ausgesucht worden sind hierfür ein stürmischer Seegang FM03 ($H_s = 6,3\text{m}$ und $T_p = 12,5\text{s}$), sowie zwei mittlere Seegangereignisse mit gleicher Wellenhöhe aber unterschiedlichen Peakperioden (FM01 $H_s = 1,9\text{m}$ und $T_p = 8,3\text{s}$, und FM02 $H_s = 1,9\text{m}$ und $T_p = 5,9\text{s}$). Die an den einzelnen Sensorpositionen aufgezeichneten und ausgewerteten schädigungsäquivalenten Lasten sind in Tabelle 2-1 bis Tabelle 2-3 zusammengefasst.

FM01 Datum		Spread	S	Hs	Tp	Dir	Uw	AVN	AVS	AVW	BDW	BDSW	BDS
		Boje		[m]	[s]	[°]	[m/s]	kN	kN	kN	kN	kN	kN
22.08.2004 16:00	x	15	28	1.90	8.30	353.00	0.91	23.09	10.66	9.86	11.81	14.26	12.34
28.01.2004 03:00	x	14	33	1.90	8.30	345.00	9.08	18.21	10.17	11.67	9.43	10.62	9.66
13.06.2004 13:00	x	15	28	1.90	8.30	345.00	6.11	19.86	9.92	10.69	11.19	12.94	11.36
13.06.2004 18:00	x	11	53	1.90	8.30	339.00	6.69	23.35	11.83	11.78	10.94	12.09	10.95
15.12.2004 18:00	x	18	19	1.90	8.30	276.00	5.77	11.38	8.18	19.37	10.24	12.67	11.72
26.12.2004 02:00	x	21	14	1.90	8.30	312.00	9.48	19.36	11.19	17.94	13.50	16.02	14.85
28.01.2004 16:00	x	24	10	1.90	8.30	319.00	8.23	22.30	13.38	22.53	13.91	15.72	14.92
							Max/Min	2.05	1.64	2.28	1.48	1.51	1.54
							Mean	19.65	10.76	14.84	11.57	13.47	12.26

Tabelle 2-1: Auswertung der Messdaten zu Seegangereignis FM01

FM02 Datum		Spread	S	Hs	Tp	Dir	Uw	AVN	AVS	AVW	BDW	BDSW	BDS
		Boje		[m]	[s]	[°]	[m/s]	kN	kN	kN	kN	kN	kN
11.01.2005 20:00	x	25	10	1.90	5.90	254.00	19.55	25.97	18.54	31.61	14.58	15.28	14.20
01.01.2004 23:30	x	23	11	1.90	5.90	91.00	14.21	12.50	10.27	25.14	13.27	13.79	12.41
02.01.2004 00:00	x	22	13	1.90	5.90	89.00	14.46	12.12	9.56	23.52	12.21	12.66	11.40
02.01.2004 08:00	x	15	28	1.90	5.90	89.00	12.34	9.45	7.56	22.04	10.55	10.88	9.69
17.06.2004 12:00	x	34	5	1.90	5.90	262.00	11.84	15.39	9.83	19.74	9.35	9.45	10.71
28.06.2004 13:00	x	27	8	1.90	5.90	291.00	12.25	15.89	9.51	20.16	12.45	13.74	12.54
16.12.2004 10:00	x	20	15	1.90	5.90	247.00	16.93	21.58	16.49	27.93	12.27	13.31	12.69
25.01.2005 19:00	x	33	5	1.90	5.90	22.00	N	23.13	15.12	20.19	12.98	13.78	12.90
							Max/Min	2.75	2.45	1.60	1.56	1.62	1.47
							Mean	17.00	12.11	23.79	12.21	12.86	12.07

Tabelle 2-2: Auswertung der Messdaten zu Seegangereignis FM02

FM03 Datum		Spread	S	Hs	Tp	Dir	Uw	AVN	AVS	AVW	BDW	BDSW	BDS
		Boje		[m]	[s]	[°]	[m/s]	kN	kN	kN	kN	kN	kN
08.01.2005 19:00	x	21	14	6.30	12.50	288.00	22.92	98.67	56.50	73.64	56.79	63.12	60.32
21.12.2003 12:00	x	16	25	6.30	12.50	320.00	28.61	99.13	48.67	79.38	48.99	52.67	55.61
21.12.2003 15:00	x	20	15	6.30	12.50	331.00	23.94	85.28	41.57	60.10	48.23	43.54	45.27
							Max/Min	1.16	1.36	1.32	1.18	1.45	1.33
							Mean	94.36	48.91	71.04	51.34	53.11	53.73

Tabelle 2-3: Auswertung der Messdaten zu Seegangereignis FM03

Die schädigungsäquivalenten Lasten weisen bei gleichen Seegangparametern eine große Variabilität auf (vgl. Bild 2-2). Abweichungen von über 100% sind teilweise bei den Vertikalstreben zu beobachten, die Diagonale weist eine etwas geringere Schwankungsbreite auf.

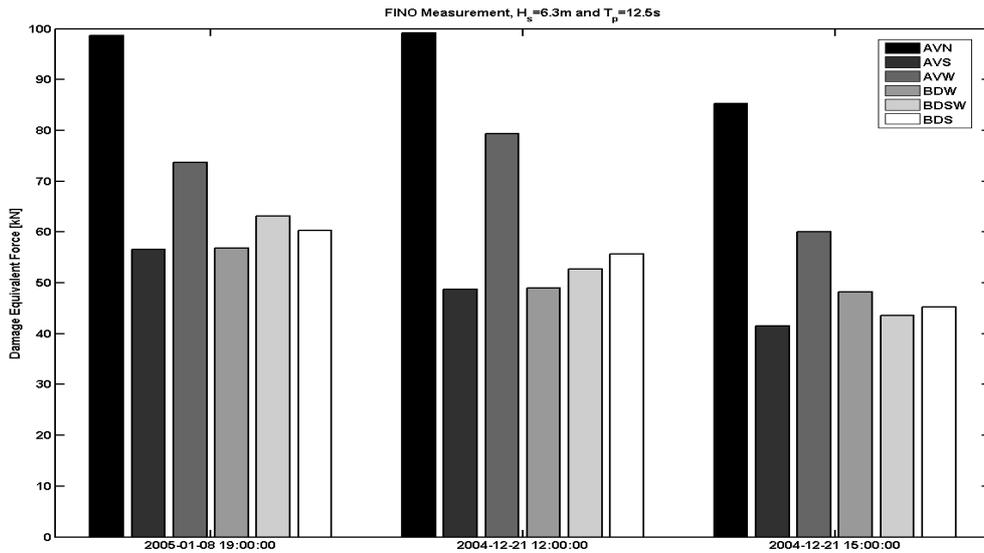


Bild 2-2: Variation der schädigungsäquivalenten Lasten bei gleichen signifikanten Seegangsparemtern (FINO, $H_s = 6,3m$ und $T_p = 12,5s$)

Die betrachteten stationären Seegangperioden weisen Unterschiede in der mittleren Windgeschwindigkeit, sowie in der mittleren Wellenrichtung auf. Änderungen der Windgeschwindigkeit von 48% führen zu Änderungen bei den Ermüdungslasten im Bereich von 9% bis 17%. Weiterhin konnte beobachtet werden, dass die höchste mittlere Windgeschwindigkeit nicht zu den größten Lasten führte. Vielmehr zeigt sich eine Abhängigkeit der schädigungsäquivalenten Lastgröße von der Wellenhaupttrichtung.

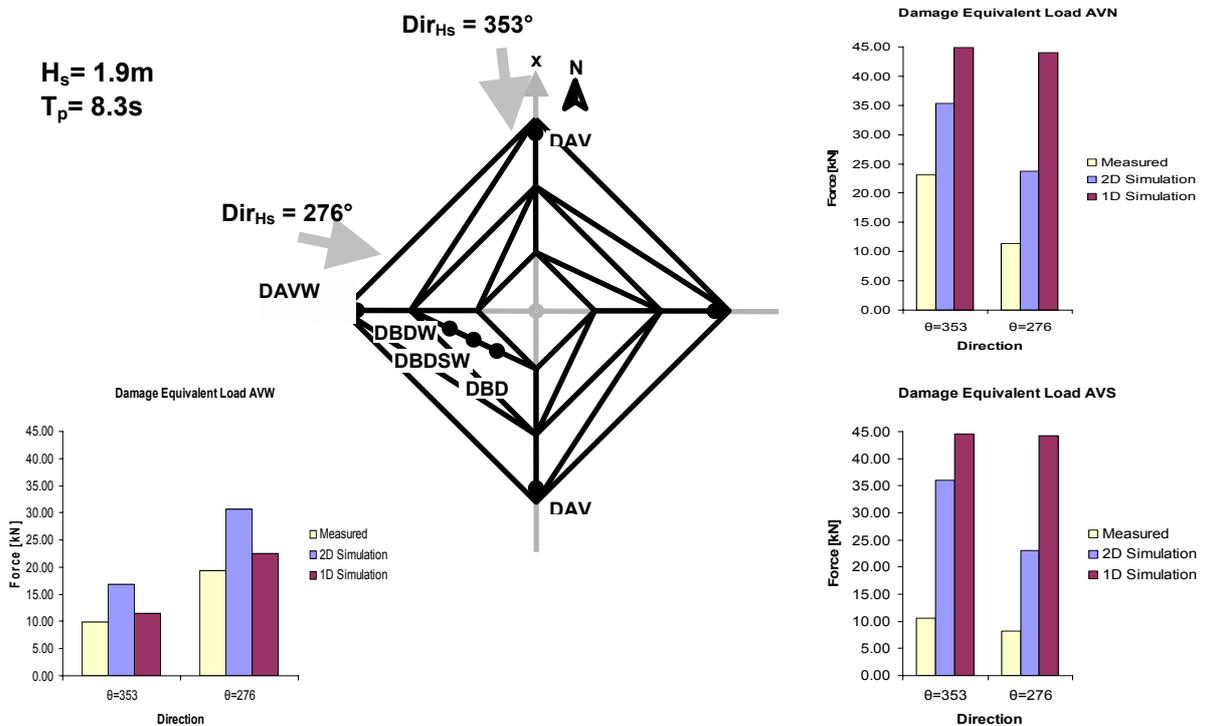


Bild 2-3: Simulierte und gemessene schädigungsäquivalente Lasten an der vertikalen Streben (AVN, AVS, AVW) der FINO-Plattform

Eine Verschiebung der Hauptwellenrichtung von 77° (Bild 2-3) führt zu einer Umlagerung der maximalen Ermüdungsbeanspruchungen in den Standbeinen der Plattform. Die Diagonalstrebe (DBDW) zeigt eine ähnliche Umlagerung der Beanspruchungen.

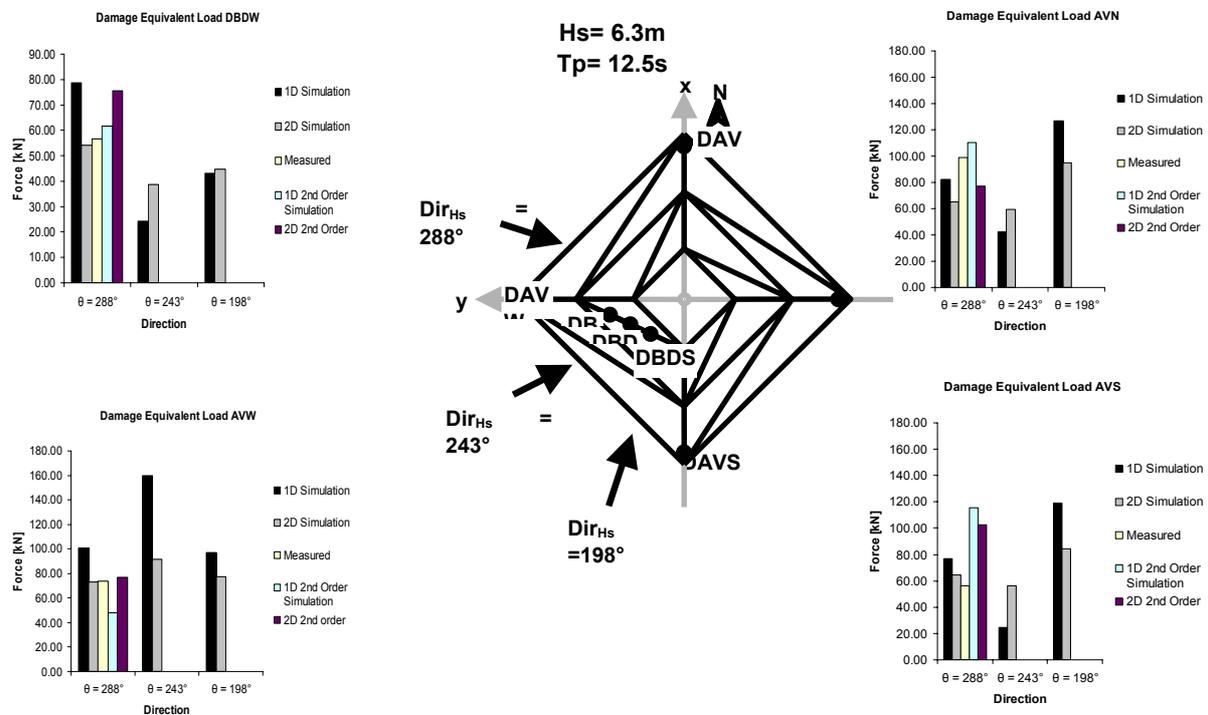


Bild 2-4: Simulierte und gemessene schädigungsäquivalente Lasten der FINO-Plattform bei Änderung der Hauptwellenrichtung

Dieses Verhalten kann im Rahmen einer Seegangslastsimulation mit Berücksichtigung der Wellenrichtung reproduziert werden (vgl. Bild 2-3 und Bild 2-4). Für gleiche Seegangszustände ($H_s = 6,3\text{m}$ und $T_p = 12,5\text{s}$) mit konstantem Zufallsphasenvektor wurden die drei unterschiedlichen Hauptrichtungen ($\theta_0 = 288^\circ$, $\theta_0 = 224^\circ$ und $\theta_0 = 198^\circ$) für die Lastermittlung angesetzt. Für eine bessere Vergleichbarkeit ist der Spreadingparameter S in allen Rechnungen konstant ($S = 10$) gehalten worden. Deutlich ist in den Berechnungsergebnissen der Wechsel der Hauptbelastungen mit Änderung der Hauptrichtung zu beobachten (Bild 2-4). Bei der 1D-Simulation ist dieses Verhalten deutlich ausgeprägter als bei der 2D-Simulation und in den Naturmessdaten. Die Messdaten deuten daraufhin, dass die Ermüdungslasten zusätzlich auch durch das Wellenspreading beeinflusst werden.

Die Messdaten in Bild 2-5 zeigen die Variation der schädigungsäquivalenten Lastgröße bei Änderung des Spreadings und nahezu gleicher Hauptwellenrichtung. Mit einer Zunahme der Seegangsstreuung verringern sich die resultierenden Lasten. Ein identisches Verhalten kann mittels der 2D-Seegangssimulation wiedergegeben werden (vgl. Bild 2-6).

Ein Vergleich von gemessenen und simulierten Ermüdungslastgrößen zeigt eine große Streuung auf. Werden in der Simulation die Wellen Hauptrichtung und die Seegangsstreuung angemessen berücksichtigt, so werden die Abweichungen zwischen Beobachtung und Simulationsergebnissen deutlich reduziert.

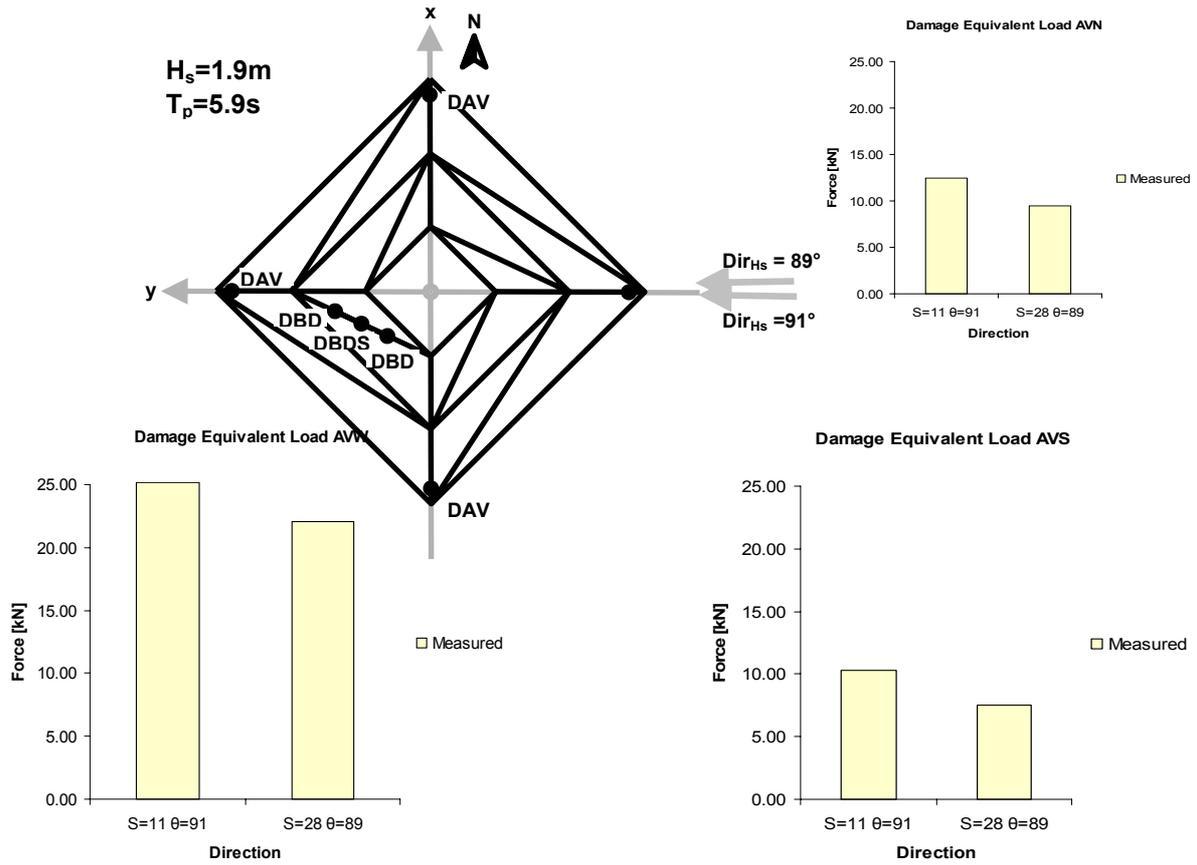


Bild 2-5: Gemessene schädigungsäquivalente Lasten ähnlicher Richtung mit variablem Spreading

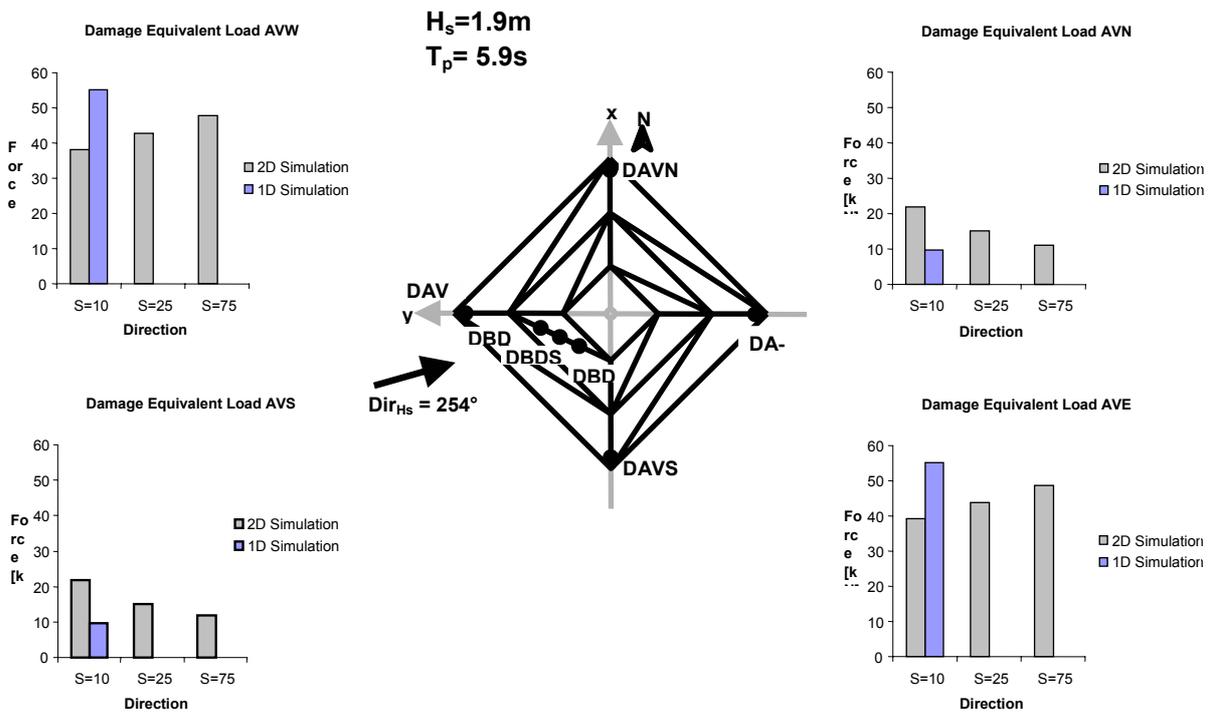


Bild 2-6: Schädigungsäquivalenter Lasten infolge Simulation mit Seegangsspreiding

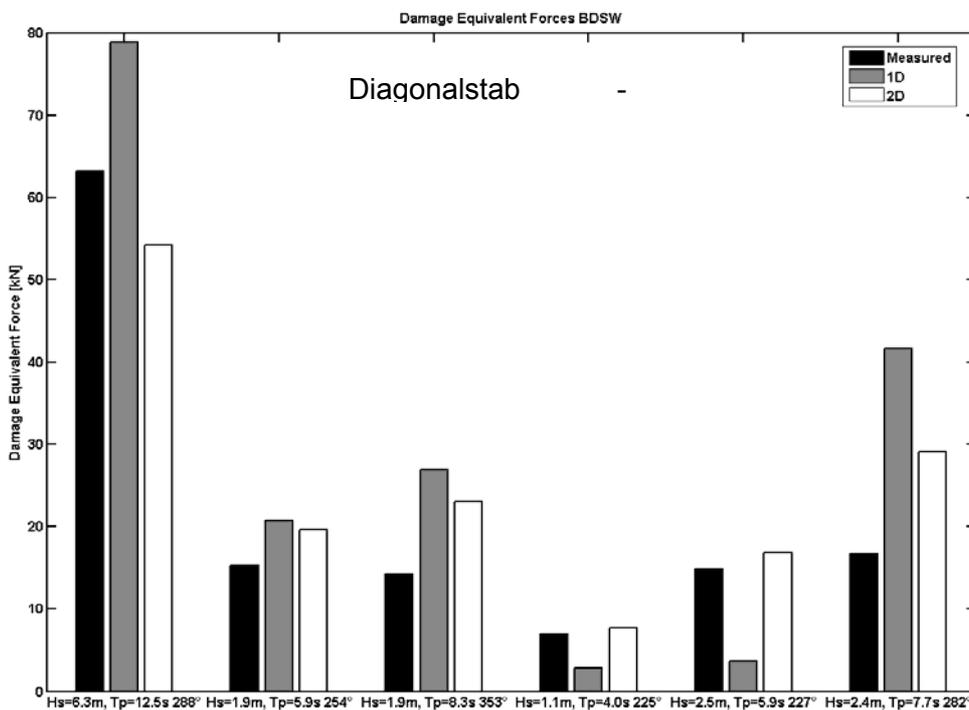


Bild 2-7: Vergleich gemessener und simulierter schädigungsäquivalenter Lasten (Diagonalstrebe)

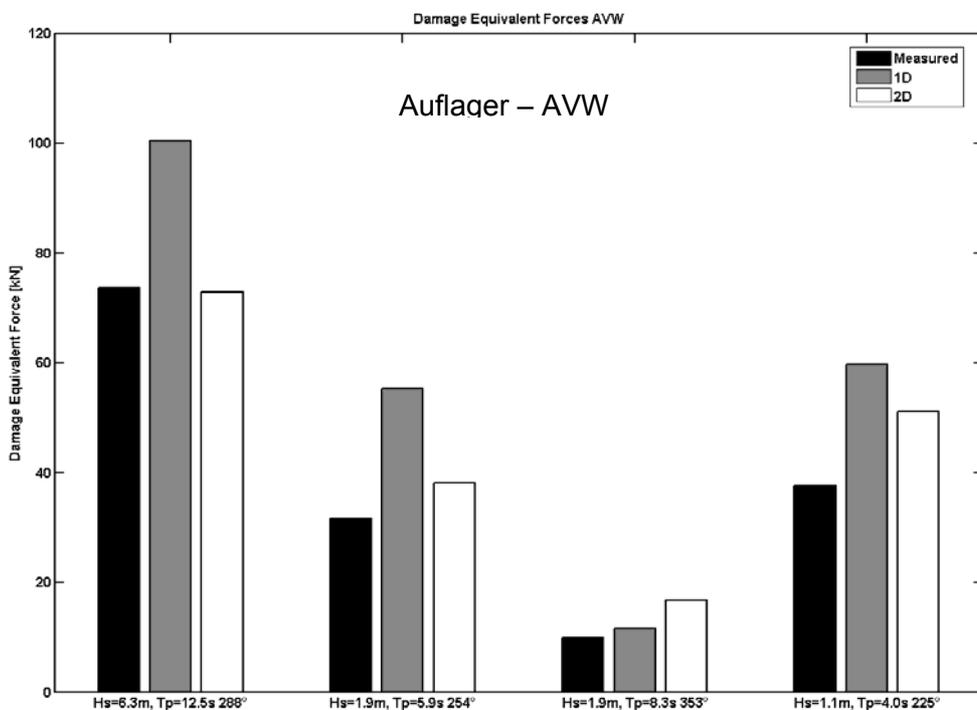


Bild 2-8: Vergleich gemessener und simulierter schädigungsäquivalenter Lasten (Auflager West)

Die durchgeführten 2D-Seegangssimulationen, dargestellt in den Bild 2-7 und Bild 2-8, zeigen gegenüber der 1D-Simulation eine deutliche Verbesserung bei der Beanspruchungsermittlung. Für eine Verbesserung in der Lastsimulation erscheint es sinnvoll, trotz eines erhöhten Rechenaufwandes die Hauptrichtung des Seegangsfeldes, sowie den Streugrad in der Simulation zu berücksichtigen.

2.2.4 Analyse der Amrumbank-Messdaten

Der Messmast „Amrumbank West“ befindet sich in der Nordsee etwa 35 km westlich der Insel Amrum. Strukturmessungen am Monopile sind weniger strukturspezifischen Lastabtragungseffekten unterworfen als etwa die an der aufgelöste Fachwerkstruktur der Plattform FINO 1, Richtungseffekte des Seegangs und der Strukturantwort sind daher besser zu analysieren. Für die Messungen kommen Dehnungsmessstreifen und Beschleunigungsaufnehmer zum Einsatz (Bild 2-9). Bojenmessungen liefern die Seegangsdaten.

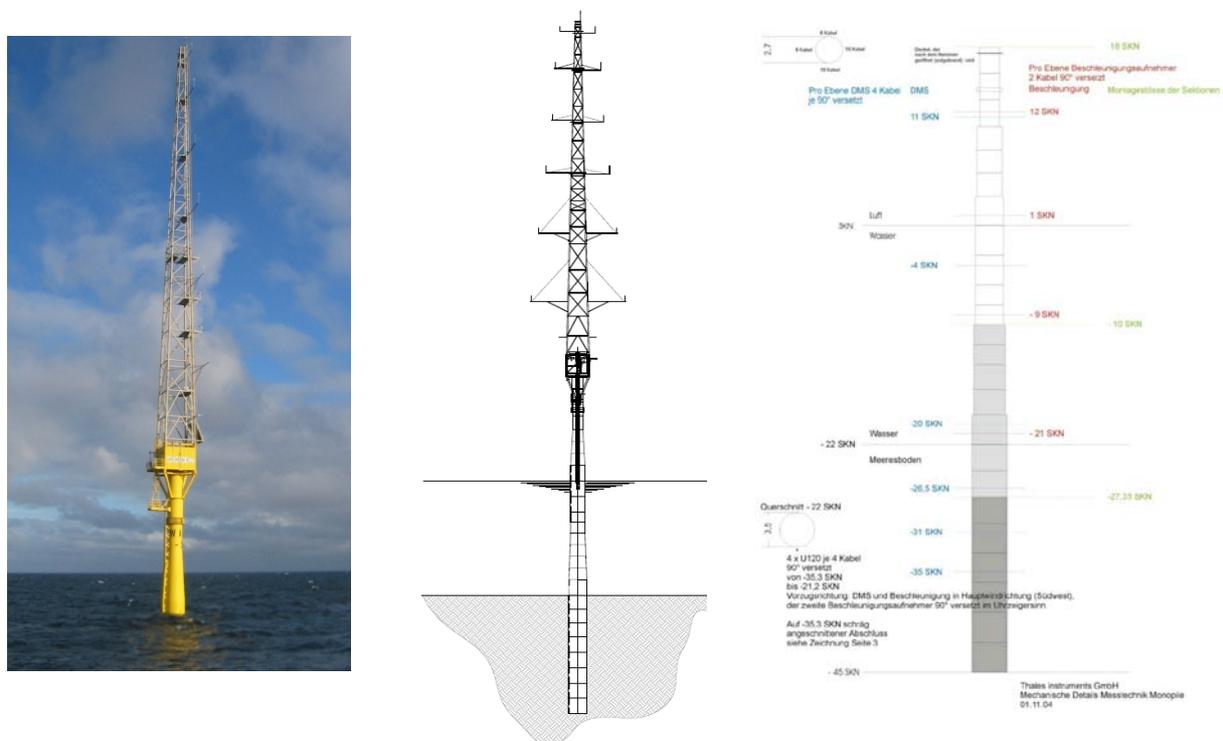


Bild 2-9: Windmessmast Amrumbank West, rechts: Anordnung der Dehnungsmessstreifen und Beschleunigungsaufnehmer

Der Umfang der Messdaten für den Windmessmast Amrumbank West ist relativ gering und umfasst ein knappes halbes Jahr. Synchroner Seegangs- und Strukturmessungen liegen für folgende Zeiträume vor:

- 22.11.2005 bis 13.02.2006 (~82 Tage)
- 16.05.2006 bis 13.07.2006 (~57 Tage)
- 10.08.2006 bis 27.09.2006 (~47 Tage)

Das Auftragen der signifikanten Wellenhöhe über die Hauptwellenrichtung (Bild 2-10) zeigt die vorherrschende Seegangsrichtung Nord-West (315°). Eine zweite dominierende Seegangs-

richtung lässt sich aus Süd-Ost vermuten, die Anhäufung ist jedoch aufgrund der geringen Datengrundlage nicht sehr ausgeprägt.

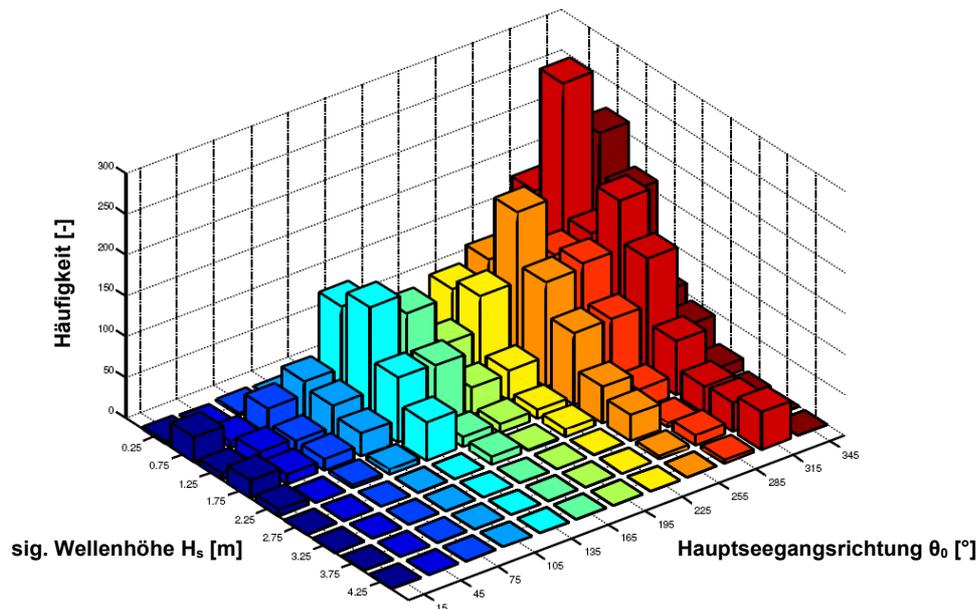


Bild 2-10: Häufigkeitsverteilung H_s und θ_0 in den Seegangsmessdaten

Zunächst erfolgt die Betrachtung der Strukturdehnungen und Schnittkräfte im Frequenzbereich. Die nachfolgenden Spektren sind mit dem jeweiligem Maximalwert normalisiert, um eine einheitliche Darstellung zu gewähren.

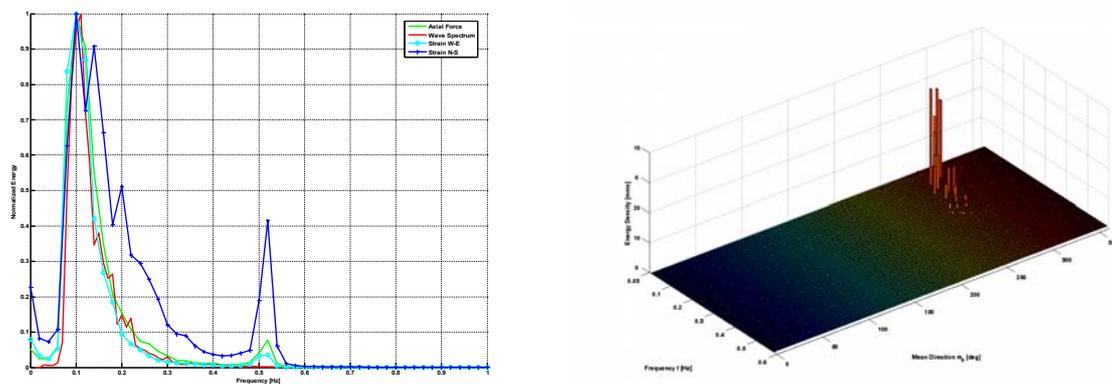


Bild 2-11: Amrumbank Seegangs- und Antwortspektren, $H_s = 4,41\text{m}$, $T_p = 6,7\text{s}$, $\theta_0 = 284^\circ$, $s = 21^\circ$, 08.02.2006, 15:00

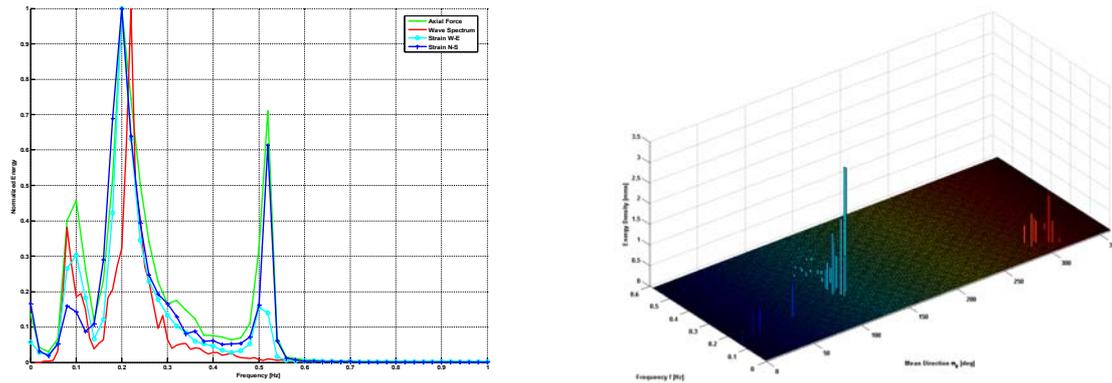


Bild 2-12: Amrumbank Seegangs- und Antwortspektren, $H_s = 1,80\text{m}$, $T_p = 4,8\text{s}$, $\theta_0 = 123^\circ$,
 $s = 32^\circ$, 25.11.2005, 22:00

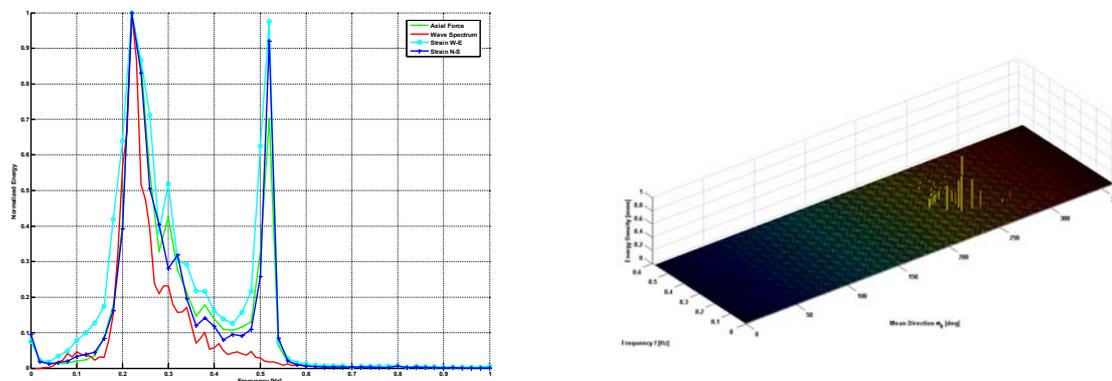


Bild 2-13: Amrumbank Seegangs- und Antwortspektren, $H_s = 1,02\text{m}$, $T_p = 3,9\text{s}$, $\theta_0 = 243^\circ$, $s = 35^\circ$,
 06.02.2006, 14:00

Den spektralen Darstellungen ist zu entnehmen, dass der dominierende Energieanteil in der Strukturantwort im Bereich der Seegangsenergie liegt. Weiterhin ist deutlich ein zweiter Peak bei ca. 0,5 Hz im Antwortspektrum zu erkennen, welches ungefähr der ersten Eigenfrequenz entspricht (Rolfes et al., Jahresbericht GIGAWINDplus 2005). Mit geringer werdender signifikanter Wellenhöhe ist eine Zunahme des zweiten Peaks im Responsespektrum zu erkennen. Bild 2-12 zeigt ein Doppelpeak-Seegangsspektrum. Die beiden Peaks im Wellenspektrum finden sich auch im Antwortspektrum wieder. Ein Einfluss der Seegangsstreuung lässt sich nicht direkt in den Spektren erkennen.

Im folgenden soll untersucht werden, ob sich ein Zusammenhang zwischen der gemessenen Hauptlastrichtung ψ des Hauptmoments und den Richtungen der im Seegangsspektrum enthaltenen Komponenten herstellen lässt.

Die Hauptmomente einer einstündigen Messung werden in zehn Klassen eingeteilt und je Klasse die Häufigkeit der Lastrichtungen in Histogrammform dargestellt. Zum Vergleich wird die relative Häufigkeit der Richtungen der im Seegangsspektrum enthaltenen Frequenzkomponenten ausgezählt und ebenfalls in Histogrammform dargestellt. Zusätzlich zeigt ein Scatter-Plot des Energiegehalts der einzelnen Seegangskomponenten in Abhängigkeit der Richtung die räumliche Energieverteilung an (Bild 2-14 bis Bild 2-17).

Es ist dabei deutlich zu erkennen, dass die Richtungen der größten Momente mit den Richtungen der größten Seegangsenergie zusammenfallen. Weiterhin ist erkennbar, dass schmalbandige Richtungsverteilungen zu schmalbandigeren Richtungsverteilungen der Strukturantwort führen und dass sich die Richtungshäufigkeiten bestimmter Wellenkomponenten im Antwortverhalten widerspiegeln.

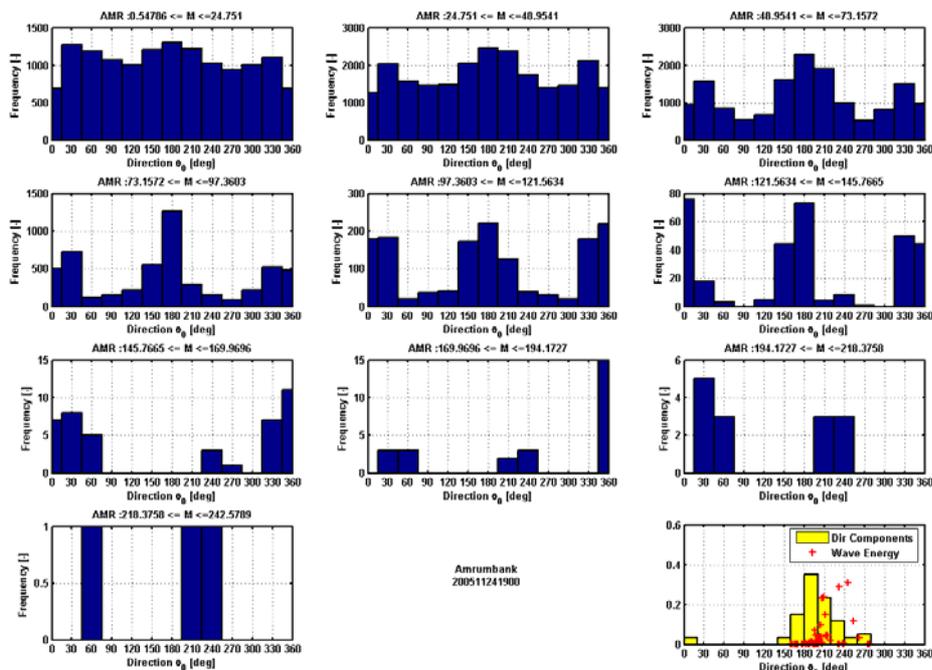


Bild 2-14: Hauptlastrichtungen Amrumbank, 24.11.2005, 19:00

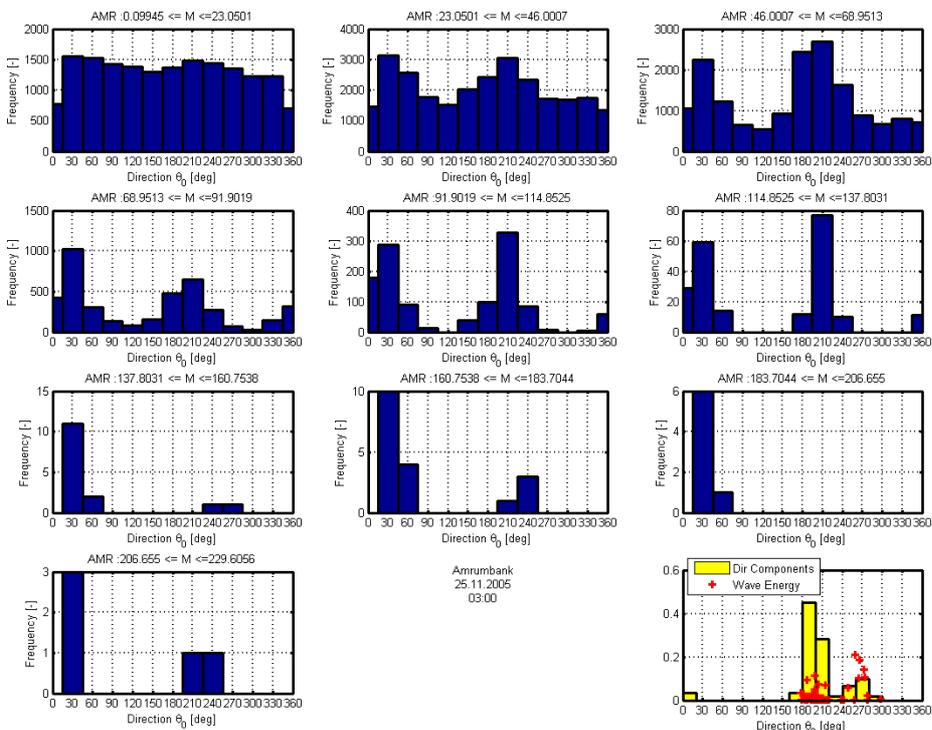


Bild 2-15: Hauptlastrichtungen Amrumbank, 25.11.2005, 03:00

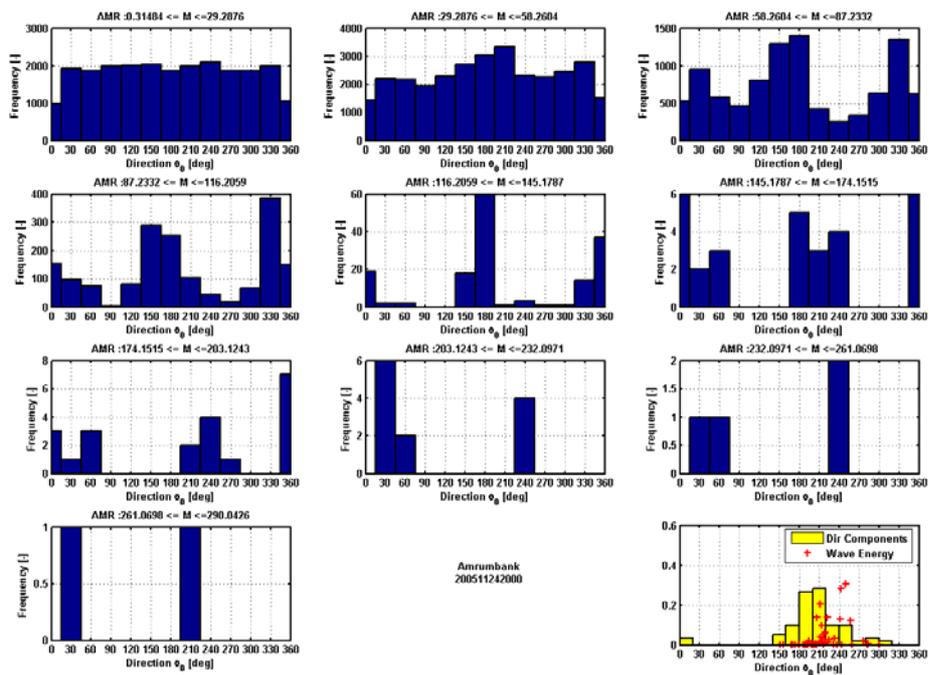


Bild 2-16: Hauptlastrichtungen Amrumbank, 24.11.2005, 20:00

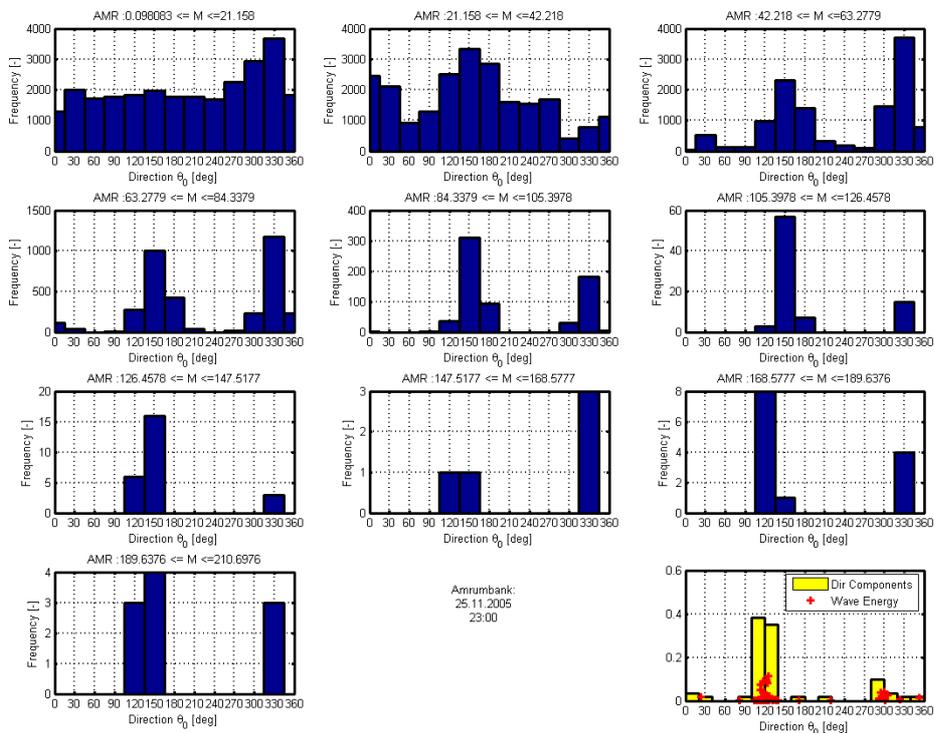


Bild 2-17: Hauptlastrichtungen Amrumbank, 25.11.2005, 23:00

2.2.5 Lastsimulation Amrumbank

Die Simulation folgt dem in Bild 2-18 dargestellten Berechnungsablauf. Zur Anwendung kommen das am Institut für Strömungsmechanik entwickelte Programm WaveLoads, die kommerzielle FE-Software ANSYS[®] sowie Auswertetools in Matlab unter Verwendung der WAFO-Toolbox des Centre for Mathematic Science der Lund Universität Schweden.

Aus den Messdaten werden einzelne Seegangereignisse ausgewählt, die zur Parametrisierung des Wellenmodells verwendet werden.

Die Struktur wird im FE-Modell mit Balkenelementen abgebildet, da die Wellenlasten unter Annahme einer hydrodynamisch transparenten Struktur mit Hilfe der Morison-Formel auf die Stabachse bezogen errechnet werden. Zusätzlich zur Geometrie werden hier Materialparameter und Lagerungsbedingungen definiert.

Aus diesen Eingabedaten errechnet WaveLoads die Lasten aus Seegang und erzeugt zudem Eingabedateien, mit denen in ANSYS sowohl eine Modalanalyse der Struktur, als auch eine transiente Analyse unter den errechneten Lasten erfolgt.

Als Vergleichsgrößen werden in Matlab unter Verwendung der WAFO-Toolbox schädigungsäquivalente Belastungsgrößen errechnet, die den Vergleich der Simulationsergebnisse mit den Strukturmessungen ermöglichen.

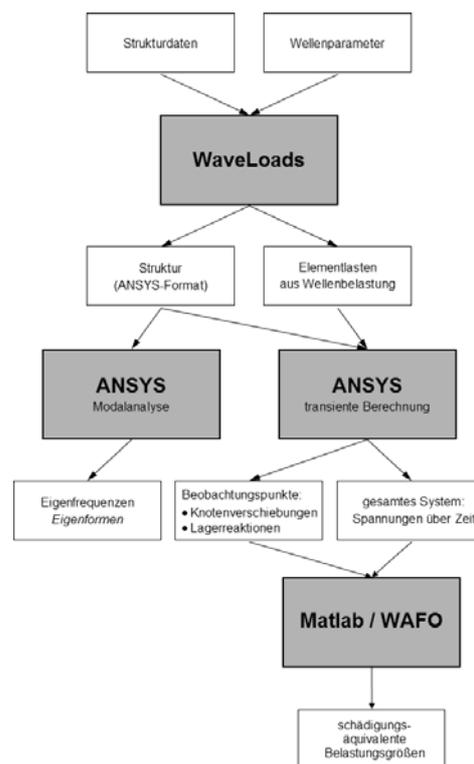


Bild 2-18: Berechnungsablauf

Das FE-Modell des Amrumbank-Mastes ist so detailliert wie möglich ausgeführt, um Steifigkeiten und Schwingungsverhalten so genau wie möglich abbilden zu können.

Die Gründung des Monopiles mit Einbinden in den Boden wird im FE-Modell durch Lagerung mit horizontalen und vertikalen Federn modelliert. Die Federsteifigkeiten errechnen sich nach einem vereinfachten Bodenmodell aus Bettungsmodul bzw. Mantelreibung und Spitzendruck (vgl. auch Rolfes et al., Jahresbericht GIGAWIND^{plus} 2005).

Da sich der Mast im trägen Medium Wasser befindet, müssen die Einflüsse der hydrodynamischen Wassermasse berücksichtigt werden. Dies geschieht im Modell durch Erhöhen der Stahl-

rohichte des im Wasser befindlichen Teil des Monopiles unter Ansetzen des eingeschlossenen Wassers sowie des verdrängten Wasservolumens als Annahme für das außen mitschwingende Wasser:

$$\rho_{ges} = \rho_{Stahl} + \rho_{Wasser} \cdot \frac{V_{Wasser,innen} + V_{Wasser,verdrängt}}{V_{Stahl}}$$

Die Komplexität des Übergangsstücks mit dem Messcontainer und den darin enthaltenen Anlagen zwingt zu weitaus größeren Annahmen und Näherungen als die anderen Teile des FE-Modells. Die Modellierung des Monopiles mit Balkenelementen macht Zwischenaussteifungen nötig, um die Steifigkeit an dieser wichtigen Stelle möglichst genau abzubilden. Der Container mit den Messeinrichtungen ist durch eine würfelförmige, diagonal ausgesteifte Konstruktion dargestellt. Die zusätzlichen Aussteifungen sind masselos angesetzt, das Gewicht des Messcontainers und der Ausrüstung ist durch Punktmassen realisiert.

Der Gittermast wird als aufgelöste Struktur modelliert, um Steifigkeit und Schwingungsverhalten besser abzubilden, als es bei einer Idealisierung mit Einzelbalken möglich wäre. Aufgrund der Querschnittsverstärkungen in den Knotenpunkten werden die Stäbe im Modell biegesteif aneinander angeschlossen. Das Anschließen der Stäbe in den Stabachsen gleicht die zusätzlichen Massen der Querschnittsverstärkungen näherungsweise aus.

Detailliertere Beschreibungen des Modells und der Verifikation finden sich in *Kossel (2006)*.

Bild 2-19 zeigt links das FE-Modell in der Visualisierung der WaveLoads-GUI, sowie rechts in ANSYS mit Darstellung der Querschnittsgeometrien und der Lagerung.

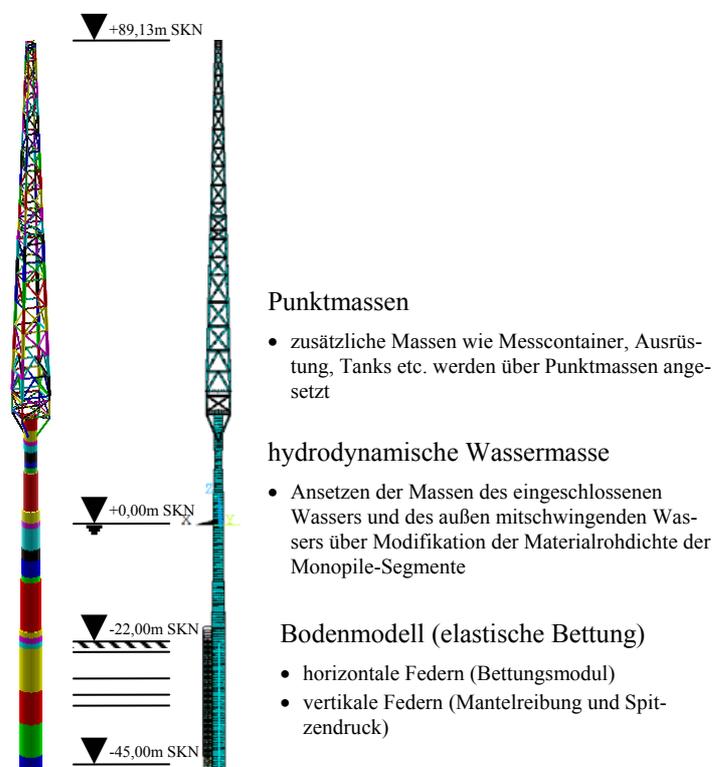


Bild 2-19: Numerisches Modell Amrumbank, links: Darstellung in WaveLoads GUI, rechts: FE-Modell in ANSYS mit Darstellung der Querschnittsgeometrie

Die in der Modalanalyse errechneten Eigenfrequenzen zeigen eine gute Übereinstimmung mit den von *Rolfes et al. (Jahresbericht GIGAWINDplus 2005)* aus den Strukturmessungen bestimmten (Bild 2-20). Zudem zeigt sich der Vorteil der aufgelösten Struktur des Gittermastes im FE-Modell, mit der sich auch die translatorischen Eigenfrequenzen darstellen lassen (Bild 2-21). Die Längsdehnungen der diagonalen Verstrebungen bewirken hier z.T. ein Tordieren des gesamten Gittermastes.

	Eigenfrequenz FE-Modell [Hz]	zugeordneter Peak (Messung) [Hz]	identifizierte Eigenform
1	0,43	0,51	1. EF GS
2	0,43	0,51	
3	1,63	1,57	2. EF GS
4	1,63	1,57	
5	3,30	3,03	3. EF GS
6	3,30	3,03	
7	4,94	-	1. transl. EF
8	5,41	5,10	4. EF GS
9	5,41	5,10	
10	8,45	-	5. EF GS
11	8,45	-	
12	8,49	-	2. transl. EF
13	8,67	-	3. transl. EF
14	11,98	-	6. EF GS
15	11,98	-	
16	12,54	-	4. transl. EF

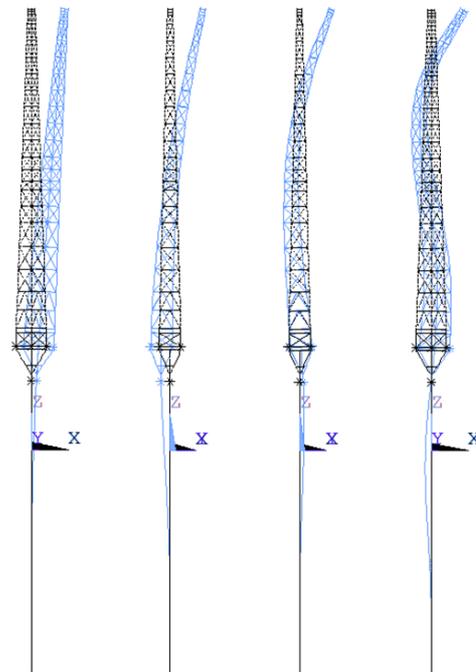


Bild 2-20: Biegeeigenformen der ersten vier Biegeeigenfrequenzen

	Eigenfrequenz FE-Modell [Hz]	zugeordneter Peak (Messung) [Hz]	identifizierte Eigenform
1	0,43	0,51	1. EF GS
2	0,43	0,51	
3	1,63	1,57	2. EF GS
4	1,63	1,57	
5	3,30	3,03	3. EF GS
6	3,30	3,03	
7	4,94	-	1. transl. EF
8	5,41	5,10	4. EF GS
9	5,41	5,10	
10	8,45	-	5. EF GS
11	8,45	-	
12	8,49	-	2. transl. EF
13	8,67	-	3. transl. EF
14	11,98	-	6. EF GS
15	11,98	-	
16	12,54	-	4. transl. EF

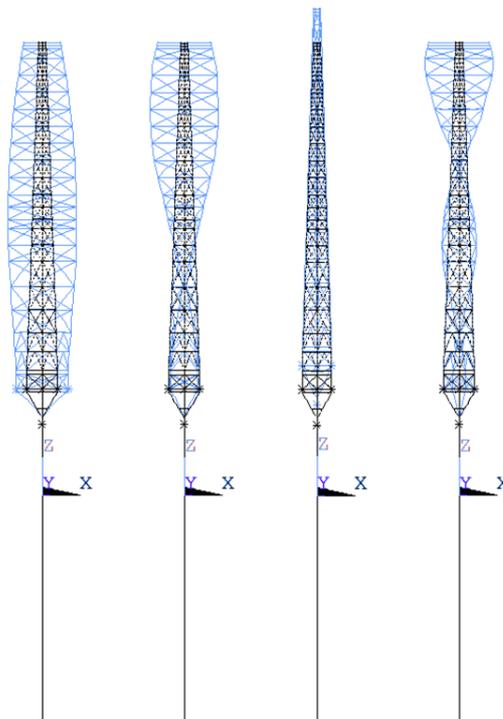


Bild 2-21: translatorische Eigenformen

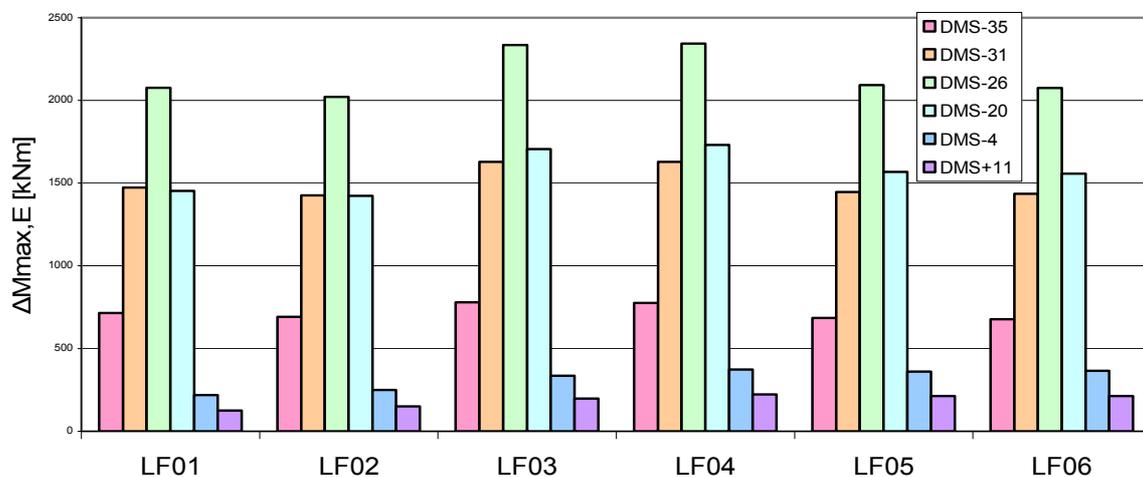
Für die Lastsimulation wurden aus den Seegangsmessungen sechs Seegangsereignisse ausgewählt, die paarweise die gleichen signifikanten Wellenhöhen H_s und Peakperioden T_p , aber möglichst unterschiedliche Seegangshaupttrichtungen und Spreadingparameter aufweisen.

Nr.	Datum	H_s [m]	T_p [s]	θ_0 [°]	Spread Boje
LF01	08.02.06 22:00	4,7	12,5	302	5
LF02	08.02.06 23:00	4,7	12,5	307	16
LF03	08.02.06 18:00	4,6	11,1	303	5
LF04	08.02.06 17:00	4,6	11,1	300	10
LF05	16.12.05 13:00	3,6	10,0	301	4
LF06	16.12.05 23:00	3,6	10,0	309	5

Tabelle 2-4: Seegangsereignisse für Lastsimulation Amrumbank

Die Auswertung der Ergebnisse der Lastsimulation erfolgt auch hier nach dem Prinzip der schädigungsäquivalenten Beanspruchungsgrößen.

Ausgewertet werden die Lastsimulationen am FE-Modell in den Querschnitten, in denen an der realen Struktur die Dehnungsmessstreifen (DMS) für die Messungen zum Einsatz kommen (vgl. auch Bild 2-9, rechts). In Bild 2-22 sind die Auswertungen für die betragsgrößten Biegemomente dargestellt. Ein Vergleich mit den Messwerten liegt zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch nicht vor.



Bi

ld 2-22: Ergebnisse der Lastsimulation

2.3 Ansätze zur Ermittlung der Design-Parameter

In den vorangegangenen zwei Jahresberichten wurde bereits die Notwendigkeit der Erweiterung der Entwurfsmethoden für Offshore-Windenergieanlagen in Hinblick auf eine Auslegung infolge kombinierter Wind- und Wellenlasten diskutiert. Dabei wurden verschiedene Ansätze zur Beschreibung der Wind- und Wellenkorrelation analysiert und miteinander verglichen. Nachdem im zweiten Projektjahr die manuellen Spektralmodelle zur Beschreibung des Zusammenspiels von mittlerer Windgeschwindigkeit und signifikanter Wellenhöhen untersucht worden sind, lag im dritten Jahr der Schwerpunkt auf der Untersuchung numerischer Seegangmodelldaten.

Grundlage hierfür ist ein 12-jähriger numerischer Hindcast des Seegangsklimas der Deutschen Bucht. Details über das Modell sind in *Mittendorf et al. (2004a)* beschrieben. Ausgewertet wurden mittlere Windgeschwindigkeiten und signifikante Seegangparameter für den Standort der FINO-Forschungsplattform.

2.3.1 Wind- und Wellenkorrelation – Messung vs. Simulation

Der Scatter-Plot der gemessenen und simulierten signifikanten Wellenhöhen und mittleren Windgeschwindigkeiten ist in Bild 2-23 gegeben. Ein optischer Vergleich lässt auf eine große Übereinstimmung der Daten schließen.

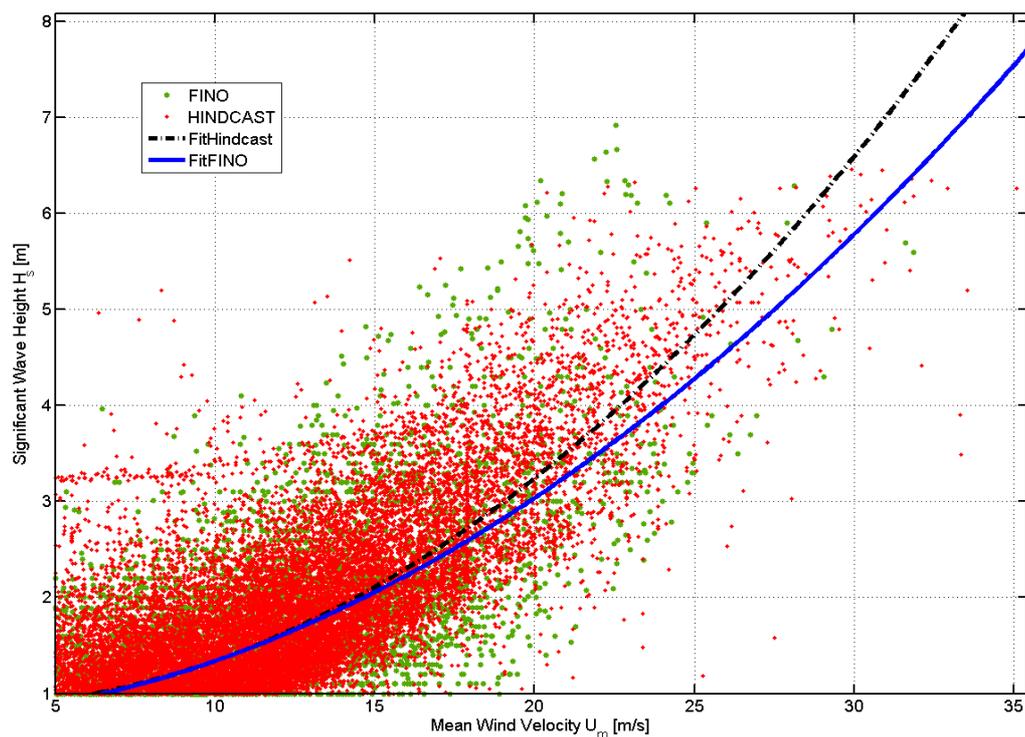


Bild 2-23 Verteilung der gemessenen und simulierten signifikanten Wellehöhen und mittleren Windgeschwindigkeiten, FINO.

Zur besseren Vergleichbarkeit ist für beide Datensätze (Messung und numerischer Hindcast) ein Ausgleichspolynom dritten Grades bestimmt worden. Die Differenzen dieser Kurven sind je Windgeschwindigkeitsklasse ermittelt worden und in Bild 2-24 dargestellt. Deutlich ist dabei die Zunahme der Abweichung mit größer werdender Windgeschwindigkeitsklasse festzustellen. Die maximale Abweichung liegt bei 16%.

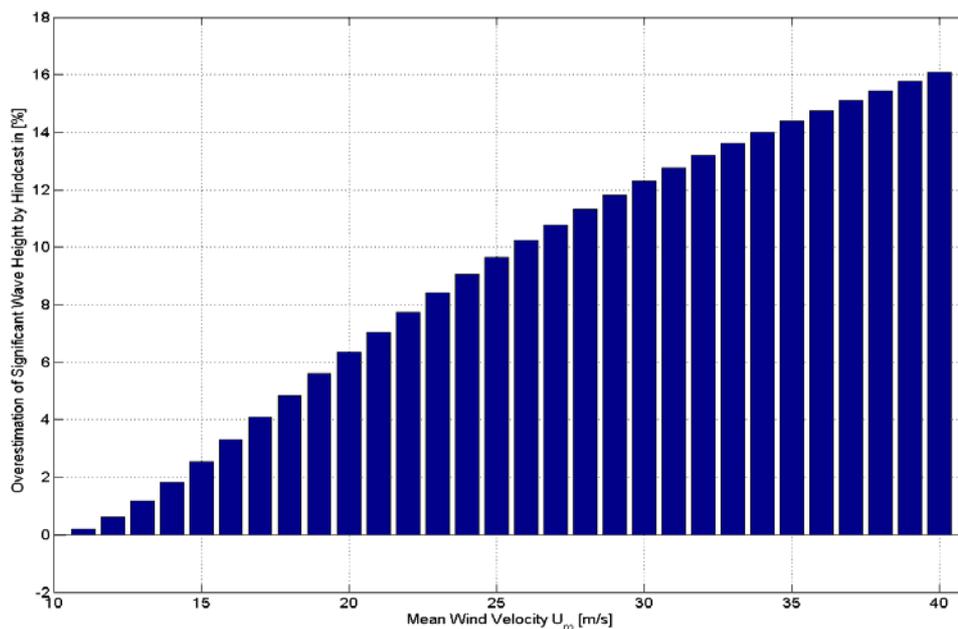


Bild 2-24 Differenzen zwischen Messung und Hindcast je Windgeschwindigkeitsklasse.

2.4 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorliegenden Untersuchungen zeigen deutlich den großen Einfluss der Hauptseegangsrichtung und des Seegangsspreadings auf die Partikelkinematik und damit auf die errechneten Lasten in den Seegangssimulationen.

Die zweidimensionale Simulation führt zu einer Reduktion in der Partikelkinematik und damit in den Lasten aus Seegang um bis zu 25%. Der mehrdimensionale Lastangriff bewirkt zudem ein realistischeres Antwortverhalten der Struktur.

Die Variation des Spreading zeigt ebenfalls signifikante Änderungen in den Strukturbelastungen. Zudem ermöglicht das Spreading als Parameter im Wellenmodell das gezielte Simulieren verschiedener Seegangszustände wie Windsee oder Dünung.

In den durchgeführten Lastsimulationen mit dem numerischen Modell der Forschungsplattform FINO 1 und dem Vergleich mit den Strukturmessungen zeigten sich die gewonnenen Erkenntnisse deutlich in den Verbesserungen der Ergebnisse der 2D-Simulationen im Vergleich zu den eindimensionalen Simulationen. Die Datenauswertung nach dem Prinzip der schädigungsäquivalenten Lastgrößen hat sich hier einmal mehr bewährt und ermöglichte den Vergleich der Simulationen untereinander und mit den an der realen Struktur gewonnenen Messdaten.

Die Analyse der am Messmast Amrumbank West gewonnenen Messdaten zeigt den Vorteil der einfachen Monopilestruktur. Lastumlagerungseffekte, denen die Messdaten der Plattform FINO 1 mit Jacketgründung unterworfen sind, treten hier nicht auf. Entsprechend eindeutig zeigte sich die Energieverteilung der Strukturantwort in der spektralen Darstellung im Bereich der Seegangenergie. Zudem konnte eine dynamische Anregung im Bereich der ersten Eigenfrequenz beobachtet werden.

Ebenso deutliche Ergebnisse zeigte der Vergleich der Richtungsverteilungen der Seegangenergie und der Strukturantwort, wo sich sowohl die Hauptrichtungen als auch die Bandbreiten des Seegangs im Antwortverhalten widerspiegeln.

Mit dem FE-Modell des Messmastes Amrumbank steht das Werkzeug zur Verfügung, die Seegangs- und Strukturmessungen mit den Ergebnissen der Lastsimulationen zu vergleichen. Es wurde besonderen Wert auf die Detaillierung des Modells gelegt, um das Verhalten der Struktur so genau wie möglich nachzubilden. Die in der Modalanalyse errechneten Eigenfrequenzen des Modells zeigen sehr gute Übereinstimmung mit den aus den Strukturmessungen von *Rolfes et al.* (*Jahresbericht GIGAWINDplus 2005*) identifizierten Eigenfrequenzen des realen Messmastes.

Im weiteren Verlauf bis zum Abschluss des Projektes liegt das Hauptaugenmerk auf weiteren Lastsimulationen mit dem FE-Modell Amrumbank und dem vertieften Vergleich mit den Messdaten. Dazu sind weitere Simulationen durchzuführen, um die Datenbasis mit unterschiedlichen Seegangseignissen zu vergrößern. Der Einfluss der Richtungsverteilung und die Unterschiede in den Wellenmodellen und generierten Richtungsspektren sind weiterhin wichtige Punkte in diesen Untersuchungen.

3 Tragstruktur – Gründung

Verfasser des Kapitels:

Richwien, W., Lesny, K. und Hinz, P. (Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen)

3.1 Berechnung des Tragverhaltens von Monopilegründungen unter zyklischer Belastung

Die Arbeiten im Berichtszeitraum fokussierten sich auf die weitere Ausfüllung unseres Bemessungskonzeptes. Dazu wurden zyklische Triaxialversuche durchgeführt, mit denen das Elementverhalten des Bodens bei zyklischer Belastung beurteilt wird. Dabei hat sich herausgestellt, dass der zyklische Anteil der Belastung aus Wellen relativ gut erfasst werden kann, die Anteile aus Wind- und Strömungslasten jedoch schwerer zu quantifizieren sind. Hier sind weitere Forschungsarbeiten nötig, um auch deren Einfluss auf das Tragverhalten einer Gründung exakt beurteilen zu können.

Die Ergebnisse zyklischer Triaxialversuche wurden ausgewertet und für eine Analyse des Betriebsverhaltens der Anlage herangezogen. Unter Verwendung der Miner-Regel ist es möglich, unterschiedliche zyklische Belastungsverhältnisse zu berücksichtigen. Die akkumulierten Verformungen können somit für ein Bodenelement berechnet und der im Anschluss folgenden Berechnung des Systems zu Grunde gelegt werden.

Außerdem wurden weitere Berechnungsansätze geprüft, um das Systemverhalten eines Monopiles am Ende der Nutzungsdauer vorherzusagen. Die Anwendbarkeit des Strain-Wedge-Modells für Monopilegründungen wurde in einer umfassenden Parameterstudie belegt. Ein Vergleich mit den bekannten Ansätzen der p-y-Methode lieferte ähnliche Ergebnisse. Ein Vorteil des Strain-Wedge-Modells ist, dass ausschließlich im Labor zu ermittelnde Bodenkennwerte Eingang in die Berechnung finden. Die Zuhilfenahme empirischer Systemparameter ist nicht erforderlich.

3.1.1 Ergebnisse zyklischer Triaxialversuche

Für die hier vorgestellten Elementversuche wurde ein leicht plastischer Schluff verwendet, dessen Kornverteilungslinie in Bild 3-1 dargestellt ist. Der Schluff besitzt sandige, tonige und schwach kiesige Anteile. Die Ungleichförmigkeitszahl beträgt rd. 10,9 und die Krümmungszahl rd. 2,7. Demnach ist der Schluff weitgestuft. Die Bodenproben wurden gesättigt, ihr Wassergehalt betrug nach dem Ausbau rd. 0,24. Der Wassergehalt an der Fließgrenze beträgt rd. 0,33 und an der Ausrollgrenze rd. 0,22. Somit besitzt der Schluff eine steife Konsistenz. Der Boden wurde zu 2 % der Masse mit Bentonit stabilisiert.

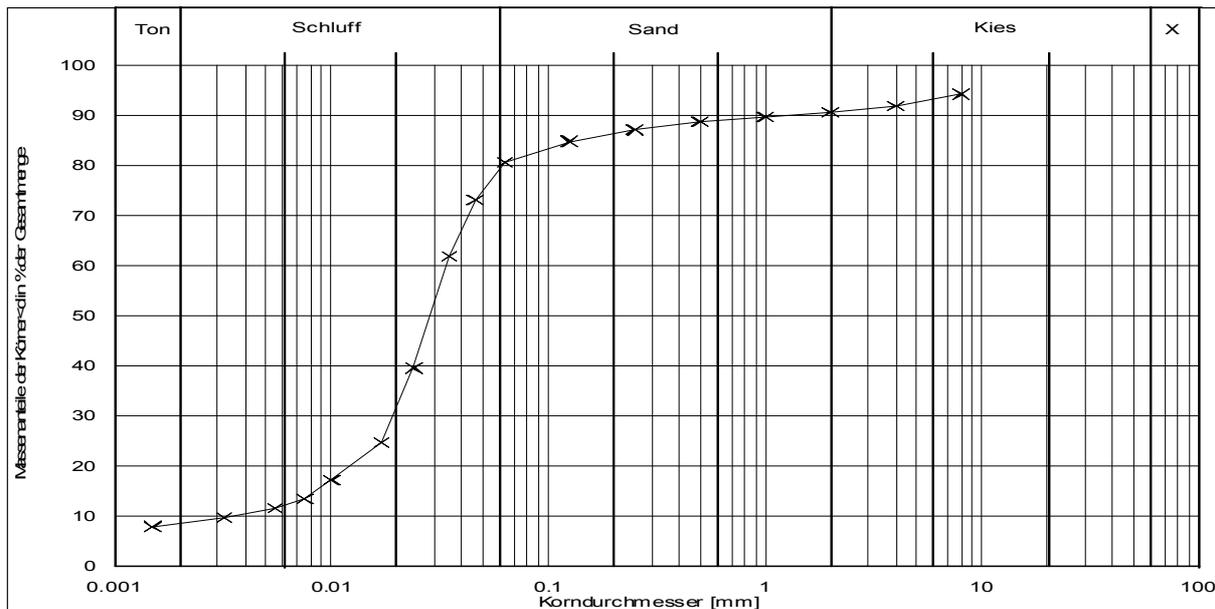


Bild 3-1: Kornverteilung des verwendeten Schluffs

Die Abbildungen 2 bis 6 zeigen die Ergebnisse weiterer zyklischer Mehrstufen-Triaxialversuche an dem Schluff. In allen drei dargestellten Versuchen wurden jeweils drei verschiedene Laststufen aufgebracht, wobei stets mit der kleinsten begonnenen und der Versuch mit größer werdender Belastung fortgesetzt wurde. Die Zyklenzahlen betragen bis zu rd. 100.000 pro Mehrstufenversuch, wobei die einzelnen Laststufen mit mindestens rd. 10.000 Zyklen bis zu maximal rd. 40.000 Zyklen gefahren wurden.

Es gibt für jeden Boden bei ausreichend geringer zyklischer Belastung einen Spannungsbereich, in dem die Zuwächse plastischer Verformungen abnehmen. Für bindige Böden, wie hier untersucht, existiert auch ein Bereich, innerhalb dessen keine plastischen Dehnungen akkumuliert werden. Bei nichtbindigen Böden ist dieser Bereich i. A. sehr klein und es werden nahezu bei jeder Spannungsänderung auch plastische Verformungen verursacht, vgl. FESTAG (2003), GOTSCHOL (2002) und WICHTMANN (2005). Es ist jedoch nicht möglich, diesen Spannungsbereich vorher zu bestimmen, ohne zyklische Elementversuche durchzuführen.

Die durchgeführten Versuchen bestätigen unsere bisherige Annahme über das Verhalten von vornehmlich bindigen Böden bei zyklischer Belastung. Es können folgende Parameter aus den zyklischen Triaxialversuchen ermittelt werden:

1. Es existiert eine minimale zyklische Spannungsänderung, ab der plastische Dehnungen akkumulieren. Unterhalb dieser Dauerfestigkeit kann die Akkumulation plastischer Dehnungen vernachlässigt werden.
2. Es existiert eine maximale zyklische Spannungsänderung, bis zu der ein stabilisierendes Verhalten der Bodenprobe auftritt und die Dehnungsraten einem konstanten Wert entgegenstreben. Oberhalb dieses Wertes treten unzulässige Verformungen auf oder die Bodenprobe versagt durch einen progressiven Bruch.
3. Die Entwicklung der gemessenen plastischen Dehnungen kann für zyklische Spannungsänderungen, deren Größe sich zwischen minimaler und maximaler Spannungsänderung befindet, funktional beschrieben werden.

Für nichtbindige Böden ist die minimale zyklische Spannungsänderung generell sehr klein. Es treten bereits bei kleinsten Spannungsänderungen neben elastischen auch plastische Dehnungen auf, die sich aufsummieren. Deshalb zeigen nichtbindige Böden unter zyklischer Belastung keine ausgeprägte Stabilisierung, sondern eher eine stetig wachsende Verformung, auch wenn die Zunahme gering sein kann.

Dabei ist zu berücksichtigen, dass die für eine Versuchsreihe ermittelten Werte stets von dem hydrostatischen Spannungszustand der Bodenprobe abhängig sind. Um die realen Verhältnisse einer Gründung vollständig abzudecken, sind mehrere Versuche mit unterschiedlichen Spannungszuständen erforderlich. Somit wird dem mit zunehmender Tiefe wachsenden geostatischen Ausgangszustand, bestimmt durch den hydrostatischen sowie den deviatorischen Spannungsanteil, Rechnung getragen.

Die Versuchsergebnisse bestätigen auch die Annahme, dass die Entwicklung der plastischen Dehnung über einen Potenzansatz der Form

$$\varepsilon_{pl,N} = \varepsilon_{pl,1} \cdot N^a \quad (Gl.1)$$

$\varepsilon_{pl,N}$... plastische Dehnung nach n Zyklen
 $\varepsilon_{pl,1}$...plastische Dehnung nach dem ersten Zyklus
 N ...Zyklenzahl
 a ...Formbeiwert

angenähert werden kann. In der dazugehörigen Bild 3-8 sind die normierten Kurven der einzelnen Laststufen dargestellt. Jede Kurve lässt sich durch Gl. 1 annähern, sofern die Parameter entsprechend angepasst werden.

Exemplarisch ist eine Potenzfunktion nach Gl. 1 mit den Parametern $\varepsilon_{pl,1}^* = 0.558$ und $a = 0,055$ in Bild 3-8 eingezeichnet. Diese Werte stellen für die gezeigten Kurven einen Mittelwert dar. Zu berücksichtigen ist bei dieser Darstellung, dass es sich um normierte und nicht um absolute Werte für die Dehnung handelt.

In der weiteren Auswertung werden die Dehnungszuwächse über die Zyklenzahl dargestellt. Dabei wird zusätzlich die Größe der Spannungsänderung im Verhältnis zur vorangegangenen Laststufe berücksichtigt. Somit erhält man eine Darstellung nach Bild 3-9, aus der erkennbar ist, dass mit einem zunehmenden zyklischen Spannungsinkrement auch die plastischen Dehnungen anwachsen.

Die Darstellung nach Bild 3-9 bildet die Grundlage für das weitere Vorgehen bei der Beurteilung des Langzeitverhaltens eines Bodens. Daraus kann grundsätzlich entnommen werden, welche akkumulierte Dehnung bei einer bestimmten Zyklenzahl mit definiertem Spannungsinkrement eintritt.

Bild 3-9 lässt sich nun dahingehend auswerten, dass für ein vorgegebenes Verformungskriterium, z.B. $\Delta e_v = 0,015$ die maximal zulässige Zyklenzahl für ein bestimmtes Spannungsniveau abgelesen wird. Diese Auswertung kann für verschiedene Verformungskriterien durchgeführt werden. Aus den von uns bisher durchgeführten Versuchen kann dieser Zusammenhang allerdings noch nicht vollständig abgebildet werden. Exemplarisch ist daher in Bild 3-10 eine entsprechende Auswertung der Versuchsergebnisse von WICHTMANN ET AL. (2006) für Sand dargestellt. Diese Festigkeitskurven entsprechen den aus dem Stahlbau bekannten Wöhlerlinien. Aus dieser Darstellung kann also direkt abgelesen werden, wie das zyklische Beanspruchungsniveau begrenzt werden muss, damit ein vorgegebenes Verformungsmaß nicht überschritten wird. Die Veröffentlichungen zeigen, dass sich auch bei der geringsten zyklischen Spannungsänderung stets plastische Dehnungen aufsummieren. Ein ausgeprägt asymptotisches Verhalten, wie es bei einem bindigen Boden auftritt, ist hier nicht zu erwarten.

Für diese Versuchsergebnisse wird im Folgenden unter Anwendung der Miner-Regel (MINER, 1945) gezeigt, wie verschiedene zyklische Spannungsniveaus in eine Analyse des Betriebsverhaltens einbezogen werden können.

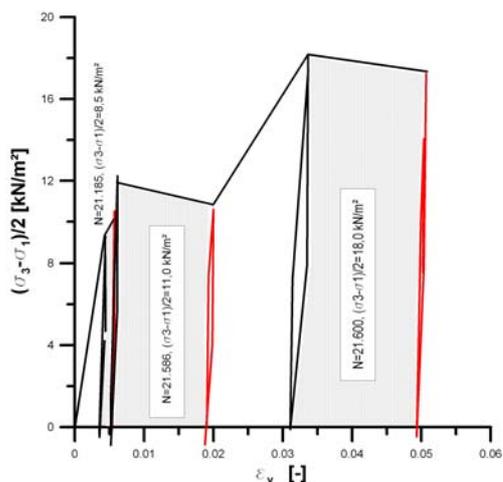


Bild 3-2: Spannungs-Dehnungsdiagramm, (ε_v -Vertikaldehnung, Versuch 1)

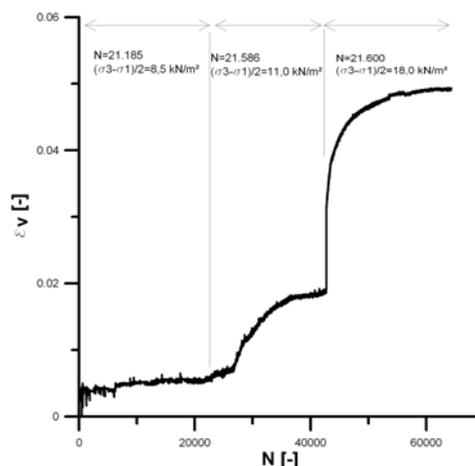


Bild 3-3: Vertikale Dehnung über die Zyklenzahl (Versuch 1)

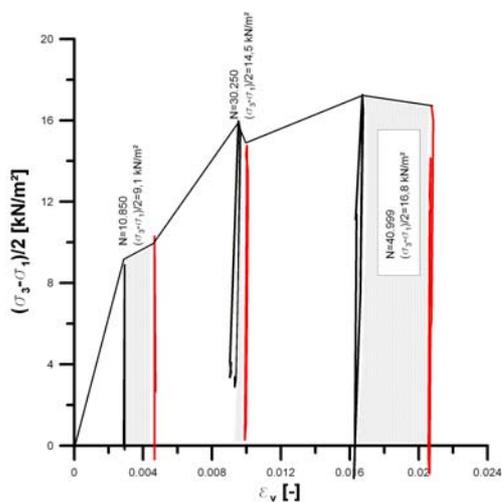


Bild 3-4: Spannungs-Dehnungsdiagramm (Versuch 2)

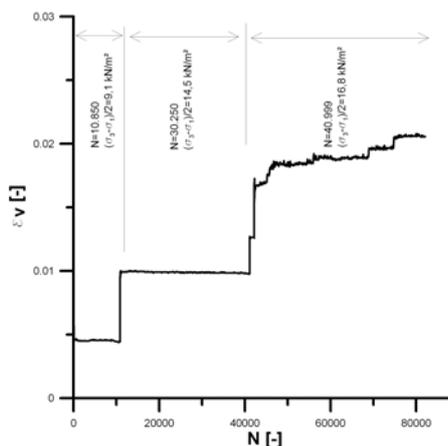


Bild 3-5: Vertikale Dehnung über die Zyklenzahl (Versuch 2)

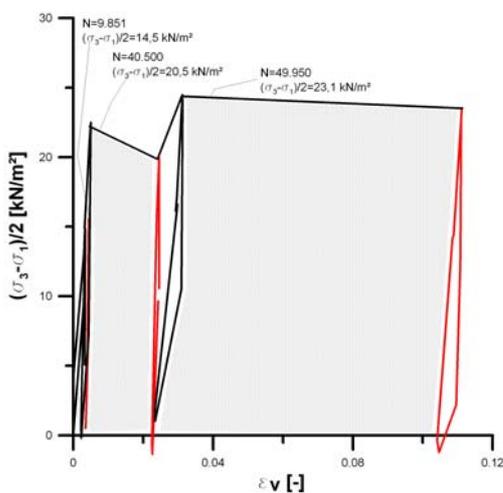


Bild 3-6: Spannungs-Dehnungsdiagramm (Versuch 3)

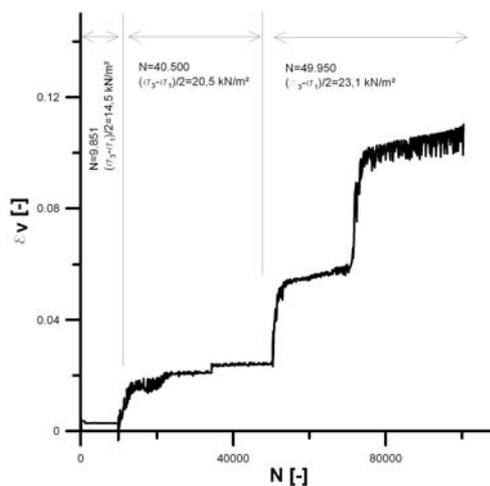


Bild 3-7: Vertikale Dehnung über die Zyklenzahl (Versuch 3)

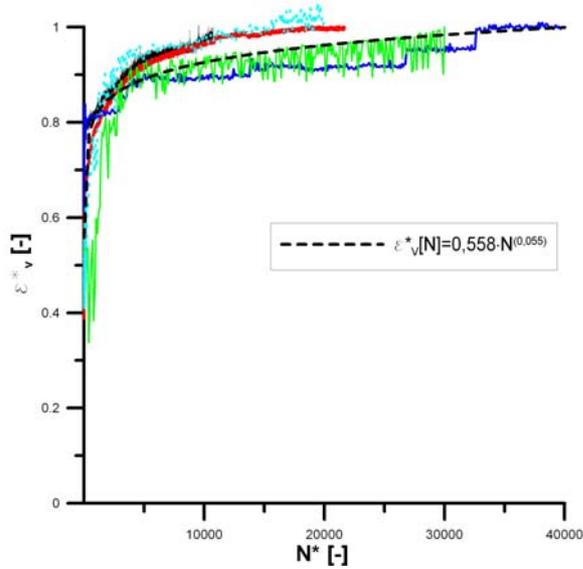


Bild 3-8: Normierte Dehnung in den einzelnen Laststufen

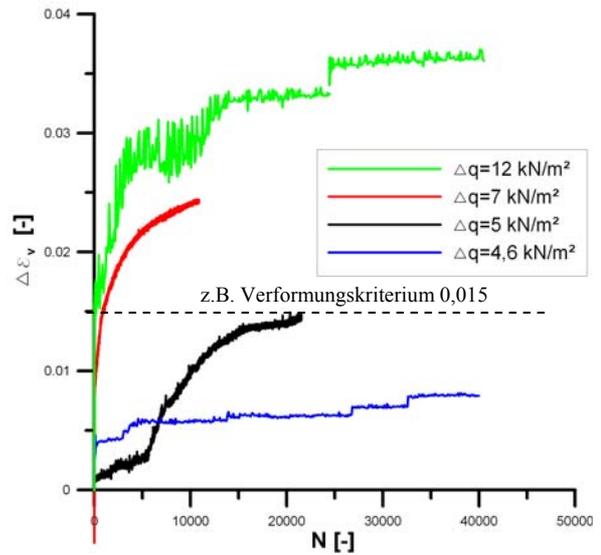


Bild 3-9: Dehnung in Abhängigkeit der Spannungsänderung

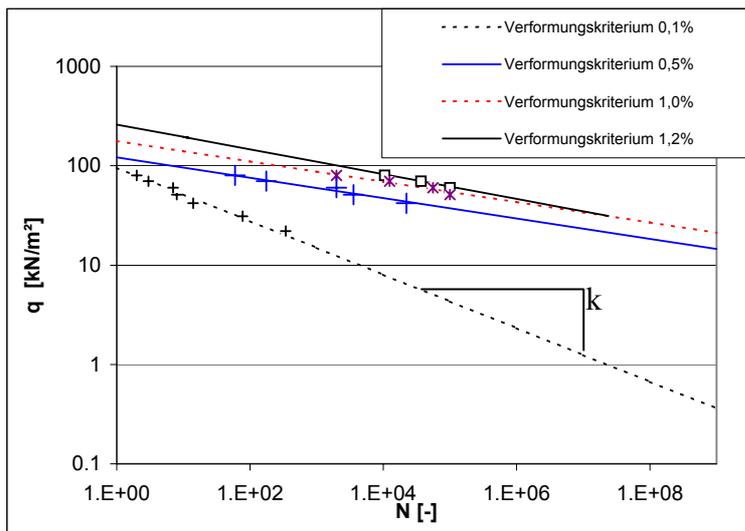


Bild 3-10: Beispiel für Festigkeitskurven

3.1.2 Umrechnung der Versuchsergebnisse auf wirklichkeitsnahe Belastungskollektive

Die Ergebnisse der zyklischen Triaxialversuche werden unter Verwendung der Miner-Regel (Gl.2) direkt für die Berechnung der akkumulierten Dehnung unter wechselnden Beanspruchungssinkrementen herangezogen.

$$N = N_A \cdot \left(\frac{q}{q_A} \right)^{(-k)} \quad (\text{Gl. 2})$$

wobei:

- N ...Zyklenzahl
- N_A ...Zyklenzahl bei einer beliebigen Spannungsänderung q_A
- q ...Spannungsänderung
- q_A ...Spannungsänderung, zugehörig zur Zyklenzahl N_A
- k ...Steigung der Festigkeitskurve nach Bild 3-10

Die Miner-Regel unterstellt eine lineare Schadensakkumulation und ist z.B. für metallische Werkstoffe allgemein üblich. Nach z.B. LEE & FOCHT (1976) kann die Miner-Regel für große Zyklenzahlen auch für nichtbindige Böden angewendet werden. Demnach erreicht die Endstauung in zyklischen Triaxialversuchen immer den gleichen Wert, unabhängig von der Reihenfolge der Lastaufbringung. Allerdings müssen zur Definition einer Schädigung entweder eine Verformungsbedingung oder zulässige Dehnungen vorgegeben werden.

Lastermittlung (Wellenverteilungsdiagramm und Wellenhöhenüberschreitungsdiagramm)

Für die Nordsee gibt HAPEL (1990) Daten für die Wellenverteilung an, die auf Langzeitmessungen beruhen. Mit Hilfe statistischer Methoden können aus diesen Daten für beliebige Zeiträume die Wellenhöhenüberschreitungen berechnet werden.

Grundsätzlich sind für die Bewertung des Gründungsverhaltens unter zyklischer Beanspruchung derart aufbereitete Wellendaten geeignet, auch wenn wegen der geringen räumlichen Auflösung der Daten von HAPEL (1990) Wellenhöhe und Wellenzahl für die einzelne Standorte nicht exakt erfasst werden können.

Aus Bild 3-11 sind Wellenhöhen und für $T = 0,5$ Jahre, $T = 1,0$ und $T = 2,0$ Jahre zu entnehmen. Man erkennt, dass die Wellenhöhen mit der Häufigkeit abnehmen. Aus dieser Darstellung kann also abgeleitet werden, wie viele Wellen mit zugehöriger Wellenhöhe innerhalb eines Zeitraumes auftreten.

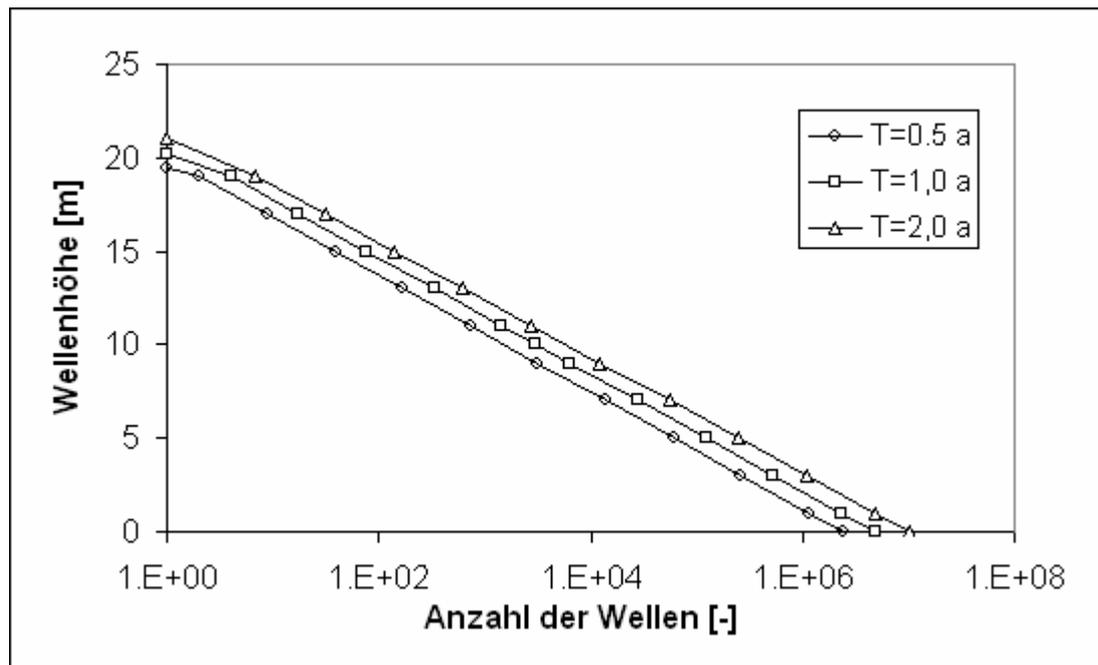


Bild 3-11: Wellenhöhenüberschreitungen

Ermittlung der Spannungen im Boden

In Abhängigkeit von der Wellenhöhe kann z.B. mit dem Programm WAVELOADS die auftretende Belastung der Gründungsstruktur berechnet werden. Über die Modellierung des Pfahltragverhaltens wird dann die Beanspruchung im Boden ermittelt. Am sinnvollsten ist an dieser Stelle der Einsatz eines FE-Programms, um die Spannungsbereiche im Boden einzugrenzen. Das Ergebnis einer solchen Berechnung ist in Tabelle 5 exemplarisch dargestellt.

Tabelle 5: Spannungswerte und Zyklenzahlen am Monopile

Belastungsstufe i	T=0,5 a			T=1,0 a			T=2,0 a		
	Wellenhöhe H [m]	Zyklenzahl N (T=0,5a) [-]	Spannungsamplitude q _a [kN/m ²]	Wellenhöhe H [m]	Zyklenzahl N (T=1,0a) [-]	Spannungsamplitude q _a [kN/m ²]	Wellenhöhe H [m]	Zyklenzahl N (T=2,0a) [-]	Spannungsamplitude q _a [kN/m ²]
1	1,00	1 235 295	0,67	1,00	2 519 666	0,67	1,00	5 491 567	0,67
2	3,00	876 417	2,10	3,00	1 782 403	2,10	3,00	3 827 603	2,10
3	5,00	201 531	3,56	5,00	408 046	3,56	5,00	856 844	3,56
4	7,00	46 342	5,08	7,00	93 414	5,08	7,00	191 812	5,08
5	9,00	10 656	6,65	9,00	21 385	6,65	9,00	42939	6,65
6	11,00	2 450	8,31	11,00	4 896	8,31	11,00	9612	8,31
7	13,00	563	10,13	13,00	1 121	10,13	13,00	2 152	10,13
8	15,00	129	12,22	15,00	257	12,22	15,00	482	12,22
9	17,00	29	14,77	17,00	59	14,77	17,00	108	14,77
10	19,00	7	18,01	19,00	13	18,01	19,00	24	18,01
11	19,49	1	18,96	20,20	1	20,51	21,04	1	22,64
Summe:		2 373 425			4 831 264			10 423 145	

Konsequente Form der Miner-Regel

Für die Berechnung des Langzeitverhaltens eines Bodenelements wird die konsequente Form der Miner-Regel nach HAIBACH (1999) angewendet. Dabei kann aus den vorher durchzuführenden Laborversuchen das Verhalten des Bodens unter zyklischer Belastung entsprechend Bild 3-10 abgelesen werden.

Die Berechnung nach der konsequenten Form der Miner-Regel erfolgt in drei Schritten:

- 1.) Für die Bodenprobe müssen die Dauerfestigkeit und mindestens ein Wertepaar einer Spannungsänderung mit zugehöriger Zyklenzahl bekannt sein. Die Dauerfestigkeit entspricht der minimalen zyklischen Spannungsänderung, ab der plastische Dehnungen akkumulieren. Für die Belastung ist vorab zu klären, welche Spannungsänderung wie oft zu erwarten ist, dies ist in Belastungskollektiven festzuhalten.
- 2.) Mit den Eingangswerten kann für jede Laststufe der Verformungsanteil berechnet werden, den die Laststufe zu der Gesamtverformung beiträgt. Dabei ist zu prüfen, ob die Belastung oberhalb oder unterhalb der Dauerfestigkeitsgrenze liegt, um so eine Abminderung der Dauerfestigkeit zu berücksichtigen.
- 3.) Berechnung der Zyklenzahl nach Gl. 3, für die unter dem angenommenen Belastungskollektiv ein definiertes Verformungskriterium erreicht wird:

$$\bar{N} = N(q = \bar{q}_a) \cdot \sum_{i=1}^z [N_i] \cdot \sum_{d=j}^z \left[\frac{x_d^m - x_{d+1}^m}{x_d^m \cdot \sum_{i=1}^d [N_i \cdot x_i^k]} \right] \quad (\text{Gl. 3})$$

wobei:

- \bar{N} ...berechnete Zyklenzahl für ein bestimmtes Belastungskollektiv (vgl. Bild 3-12)
- N ...im Laborversuch ermittelte Zyklenzahl für eine Deviatorspannung q entsprechend Bild 3-10
- q ...Deviatorspannung
- \bar{q}_a ...Spannungswert für das Maximum aus dem Belastungskollektiv
- N_i ...Zyklenzahl der i -ten Belastungsstufe 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 in Bild 3-10

Eine Berechnung mit den Eingangswerten nach Tabelle 6 liefert das in Bild 3-12 dargestellte Ergebnis.

Mit den oben ermittelten Daten ist die Analyse des Elementverhaltens unter zyklischer Belastung möglich, wobei auch unterschiedliche Belastungsniveaus berücksichtigt werden können.

Allerdings muss man sich bewusst sein, dass diese Berechnung auf den konkreten Ergebnissen von Elementversuchen an einer speziellen Bodenprobe basiert und dass das Materialverhalten

dieser Probe wegen der natürlichen Streuung der Versuchsergebnisse nicht notwendigerweise repräsentativ für den gesamten, von der Gründung in Anspruch genommenen Bodenbereich ist. Zusätzlich herrschen selbst bei völlig homogenen Bodenverhältnissen unterschiedliche Spannungsverhältnisse über die Tiefe, die wiederum durch entsprechende Versuchsrandbedingungen zu berücksichtigen sind. Es kommt also darauf an, die Lebensdauer mit Ergebnissen aus verschiedenen Elementversuchen zu bestimmen, um so eine Obergrenze für das zyklische Belastungsniveau zu finden.

Tabelle 6: Verwendete Parameter

Dauerfestigkeit	q_d	[kN/m ²]	3,0
Zyklenzahl der Dauerfestigkeit	N_d	[-]	1 115 400
Anstieg der Festigkeitskurve	k	[-]	4,1
Formbeiwert für den Verlauf der Dauerfestigkeit	m	[-]	3

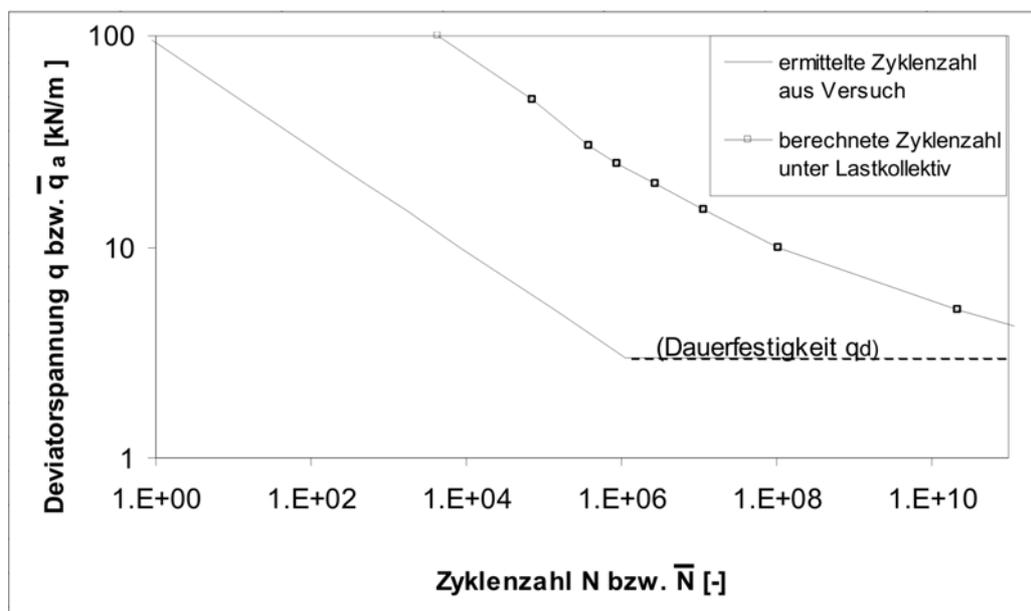


Bild 3-12: Berechnete Zyklenzahl einer Bodenprobe, Verformungskriterium $e_{pl}=0,01$

3.1.3 Anwendung des Strain-Wedge-Modells

Eine mögliche Berechnungsgrundlage für das System „zyklisch horizontal belasteter Monopile“ ist das Strain-Wedge-Modell. Seine prinzipielle Eignung für die gegebene Problemstellung wurde im Rahmen einer Diplomarbeit (KLUMPIAN, 2007) überprüft.

Der Vorteil des Strain-Wedge-Modells liegt darin, dass es ohne die Zuhilfenahme von schwer zu ermittelnden oder empirisch gewählten Systemparametern, wie z.B. dem Bettungsmodul, direkt auf die Ergebnisse von Elementversuchen zurückgreift. Für Erläuterungen zur Modellbildung siehe ASHOUR ET AL. (1998) oder RICHWIEN ET AL. (2005).

Mit dem Strain-Wedge-Modell wurde eine ausführliche Parameterstudie durchgeführt, um das Modell zu testen und seine Sensitivität zu prüfen. Zur Bewertung der erzielten Berechnungsergebnisse wurden die p-y-Verfahren nach API (2000) und nach REESE ET AL. (1974) mit einbezogen. Den Vorgaben unseres Bemessungskonzepts (RICHWIEN, 2005) folgend, wurden Vergleiche hinsichtlich der Tragfähigkeit unter statischer und zyklischer Belastung angestellt.

Es wurden exemplarisch zwei Baugrundaufbauten für Anlagenstandorte in der Nordsee und in der Ostsee modelliert. Hier werden die Ergebnisse für den Standort Nordsee mit der Schichtenfolge entsprechend Bild 3-13 gezeigt. Die verwendeten Bodenkennwerte sind in Tabelle 7 angegeben. Darin ist ϵ_{50} die nach dem Strain-Wedge-Modell erforderliche Referenzdehnung im Erd-druckkeil (vgl. RICHWIEN ET AL., 2005).

In der Studie wurden drei unterschiedliche Pfahldurchmesser untersucht. Die Kenndaten der Monopiles sind in Tabelle 8 festgehalten.

Tabelle 7: Gewählte Bodenparameter für die südliche Nordsee

Schicht	1	2	3
Material	Feinsand, teilweise schluffig	Fein- bis Mittel-sand	Mittel-sand, kiesig
Lagerungsdichte	locker	mitteldicht	dicht
Mittlerer Reibungswinkel φ' [°]	31,3	33,8	36,3
Mittlere Wichte γ/γ' [kN/m ³]	19,0/10,0	20,5/10,5	19,5/11,0
Kurvenparameter α [-]	0,1	0,1	0,1
Referenzdehnung ϵ_{50} [%] für N= 1	1,000	0,450	0,300
Referenzdehnung ϵ_{50} [%] für N= 100	1,589	0,713	0,475
Referenzdehnung ϵ_{50} [%] für N=1000	1,995	0,898	0,599
Referenzdehnung ϵ_{50} [%] für N=5000	2,344	1,055	0,703
Bettungsmodul k [kN/m ³]	5.430	16.300	33.900

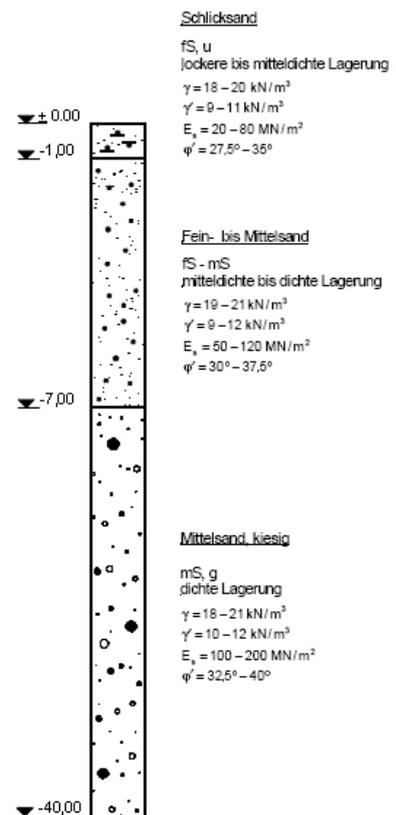


Bild 3-13: Bohrprofil aus der südlichen Nordsee (Richwien et al., 2002)

Tabelle 8: Querschnittswerte der gewählten Stahlrohrpfähle

	Pfahldurchmesser [m]		
	4,00	6,00	8,00
Pfahllänge [m]	35	35	35
Mindestwandstärke d_{\min} [mm]	46,35	66,35	86,35
Gewählte Wandstärke d [mm]	50	70	90
Stahlquerschnittsfläche des Stahl A [m²]	0,620	1,273	2,147
Flächenträgheitsmoment des Stahls I [m⁴]	1,210	5,733	17,494

Zunächst wurde das Verhalten der Monopiles bei statischer Extrembelastung untersucht. In einem zweiten Schritt wurden die Belastungen unter Betrieb angesetzt und das Verhalten der Gründungkörper bei zyklischer Belastung untersucht. Auf eine ausführliche Lastermittlung unter Betriebslasten wurde verzichtet und die Betriebslasten vereinfacht zu einem Drittel der Extremlasten angesetzt. Im Rahmen der Parameterstudie ist diese Vorgehensweise gerechtfertigt.

Entsprechend LESNY & WIEMANN (2005) können die Extremlasten für eine 5 MW Offshore-Windenergieanlage in der südlichen Nordsee wie in Tabelle 9 angegeben werden.

Tabelle 9: Lastannahmen für eine Standort in der Nordsee (Lesny & Wiemann 2005)

	Extremlasten	Betriebslasten
Vertikallast V [kN]	35.000	35.000
Horizontallast H [kN]	16.000	5.333
Biegemoment M [kNm]	562.000	187.333

Das Strain-Wedge-Modell wurde für monotone Belastungsvorgänge entwickelt. Da es aber auf den Ergebnissen bodenmechanischer Laborversuche basiert, bietet es die Möglichkeit, ein verändertes Bodenverhalten, resultierend aus der zyklischen Belastung zu berücksichtigen. Maßgebender Eingangsparameter ist dabei die Referenzdehnung ε_{50} . Durch die akkumulierte Verformung der Bodenprobe nimmt auch die Referenzdehnung mit der Zyklenzahl zu, wobei die Änderung analog zur Änderung der plastischen Dehnung modelliert wird. Legt man das gleiche Entwicklungsgesetz wie Gleichung 1 zu Grunde, beträgt die Referenzdehnung bezogen auf die Zyklenzahl entsprechend Gleichung 4:

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

- $\varepsilon_{50,N}$... Referenzdehnung in Abhängigkeit der Zyklenzahl
- $\varepsilon_{50,1}$... Referenzdehnung nach dem ersten Zyklus
- N ... Zyklenzahl
- α ... Kurvenparameter aus zyklischen Triaxialversuchen

Wird nun das Strain-Wedge-Modell für die unterschiedlichen Referenzdehnungen berechnet, sind die Ergebnisse direkt von der Zyklenzahl abhängig und eine zunehmende Verformung, wie auch in den zyklischen Triaxialversuchen beobachtet, wird abgebildet.

3.1.4 Parameterstudie mit statischen Lasten

Die Bild 3-14 zeigt für eine Monopile mit einem Durchmesser von 4,00 m, dass mit dem Strain-Wedge-Modell geringere Verformungen an der Geländeoberkante berechnet werden als nach API (2000) und Reese et al. (1974).

Der Pfahl mit dem Durchmesser von 4,00 m ist bei allen drei Ansätzen eingespannt. Allerdings werden die berechneten Verformungen sehr groß. Nach Abbildung 14 ist das maximale Moment nach REESE ET AL. (1974) und API (2000) größer als nach dem Strain-Wedge-Modell. Zudem tritt es nach dem Strain-Wedge-Modell weiter oben am Pfahl auf als bei den beiden Berechnungen nach der p-y-Methode.

Anders als bei den Berechnungen nach der p-y-Methode, nehmen die p-y-Kurven des Strain-Wedge-Modells keinen Endwert an (Bild 3-16), sondern zeigen einen stetig wachsenden Widerstand. Das Systemverhalten wird damit bei der Berechnung mit dem Strain-Wedge-Modell steifer abgebildet als nach den beiden p-y-Ansätzen. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass die p-y-Kurven nach dem Strain-Wedge-Modell ein Berechnungsergebnis sind, während sie beim p-y-Verfahren Eingabewerte darstellen. Nach dem Strain-Wedge-Modell ist offensichtlich unter der gegebenen Belastung noch kein Bruchzustand im Boden erreicht.

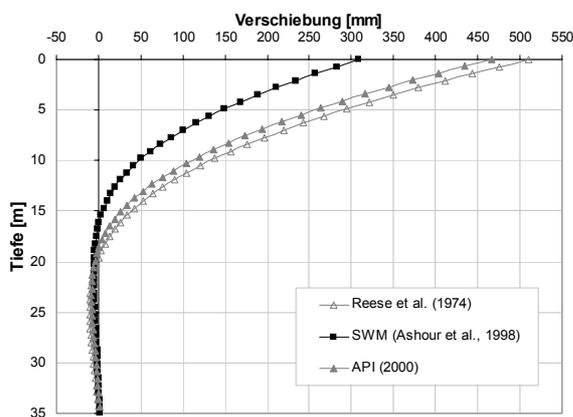


Bild 3-14: Verformung des Pfahls, D=4 m

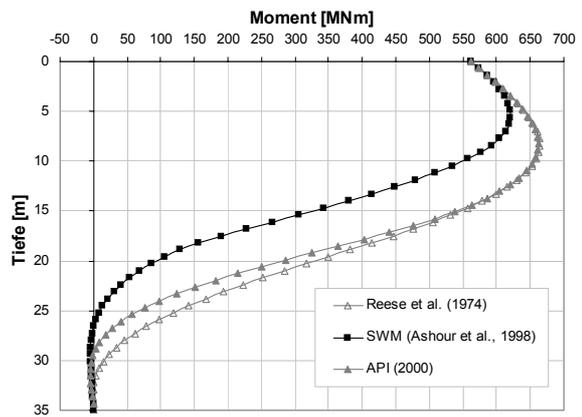


Bild 3-15: Vorhandenes Moment für einen Pfahl, D=4m

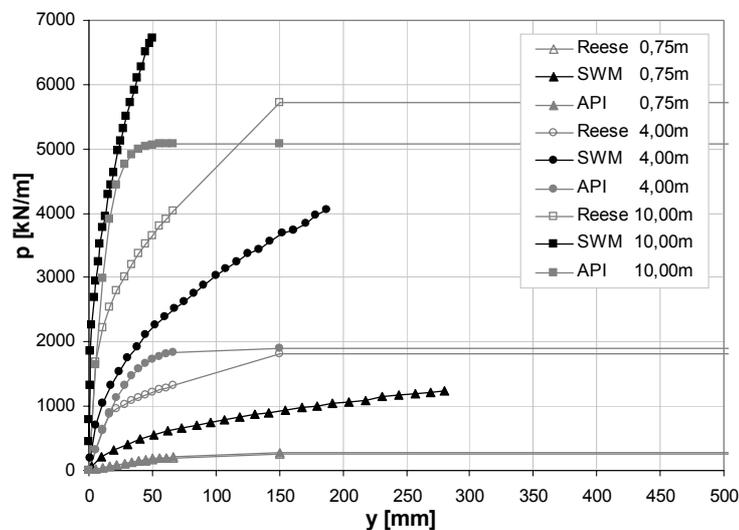


Bild 3-16: p-y-Kurven für verschiedene Tiefen, D=4 m

Nach Bild 3-17 sind für einen Monopile mit einem Durchmesser von 6,00 m die Biegelinien aus dem Strain-Wedge-Modell und nach dem Ansatz von API (2000) nahezu identisch. Außerdem ergibt sich aus dem Strain-Wedge-Modell bei einem Pfahldurchmesser von 6,00 m eine ca. 3 % größere Verschiebung an der Geländeoberkante als nach dem Ansatz in API (2000). Der Pfahl von 6,00 m Durchmesser ist bei allen drei Verfahren nicht eingespannt, weil ein zweiter Nulldurchgang bei dieser Pfahllänge nicht erreicht wird. Aus Bild 3-18 wird deutlich, dass auch die Momentenkurven für diesen Pfahldurchmesser gut übereinstimmen. Nach dem Verfahren nach REESE ET AL. (1974) werden allerdings für die Randbedingungen dieses Beispiels etwas größere Momente berechnet als bei den anderen beiden Verfahren.

Nach Bild 3-19 sind die Bettungswiderstände beim Strain-Wedge-Modell bis in einer Tiefe von 10 m unter der Geländeoberkante GOK größer als bei den anderen Berechnungsansätzen. Allerdings sind die Unterschiede marginal und die Kurvenverläufe sind einander ähnlich.

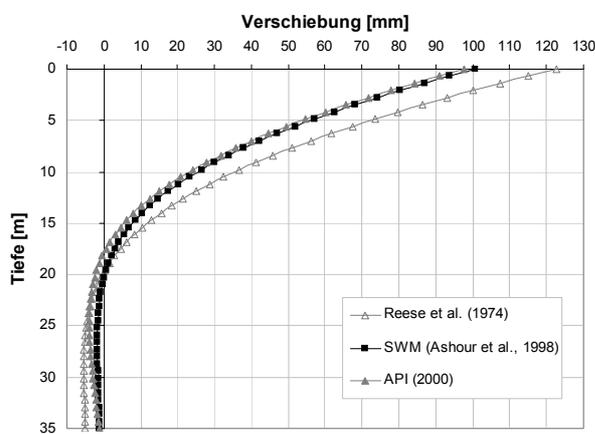


Bild 3-17: Verformung des Pfahls, $D=6\text{ m}$

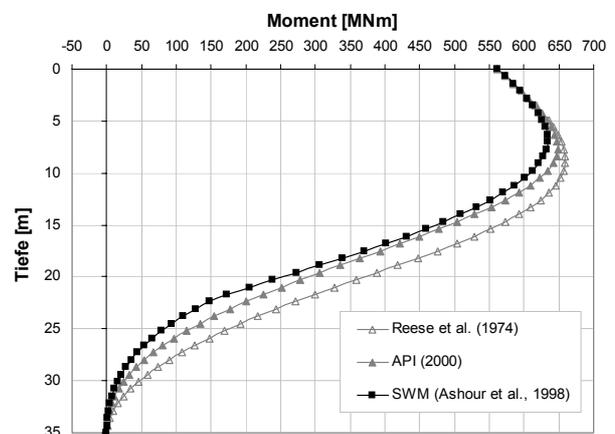


Bild 3-18: Vorhandenes Moment, $D=6\text{ m}$

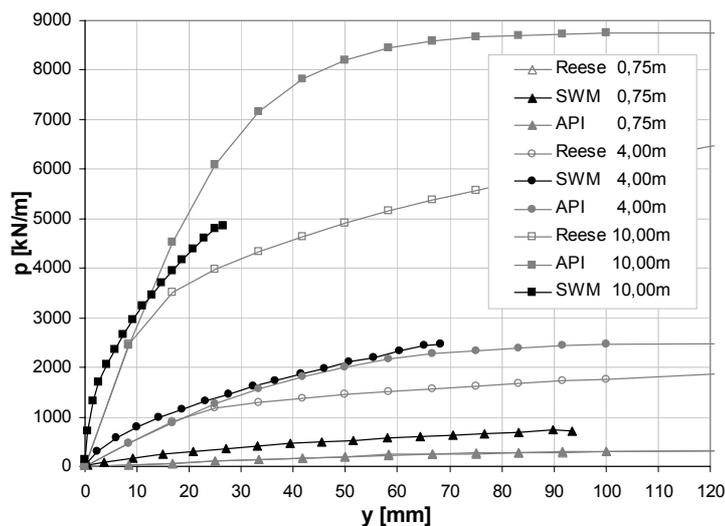


Bild 3-19: p - y -Kurven für verschiedene Tiefen, $D=6\text{ m}$

Bei einem Pfahldurchmesser von 8,00 m verlaufen die Biegelinien nach dem Strain-Wedge-Modell und dem Ansatz nach API (2000) bis zu einer Tiefe von rund 17,5 m identisch (Bild 3-20). Aus dem Ansatz nach REESE ET AL. (1974) wird bei diesen Randbedingungen eine größere Verschiebung berechnet als nach dem Strain-Wedge-Modell. Eine weitere Erkenntnis aus Bild 3-20 ist, dass nach allen drei Berechnungsverfahren der Monopile mit 8,00 m Durchmesser nicht eingespannt ist. Die am Pfahlfuß ermittelten Verformungen sind zu groß und die Biegelinie hat keine senkrechte Tangente.

Die Momentenverläufe sind nach allen drei Verfahren ähnlich, die Abweichungen untereinander betragen weniger als 2 % (Bild 3-21).

Die Bettungswiderstände sind beim Strain-Wedge-Modell etwas größer als bei der p-y-Methode (Bild 3-21), so ergeben sich bis in 10 m unter GOK beim Strain-Wedge-Modell kleinere Verschiebungen als nach dem p-y-Modell. In einer Tiefe von 10 m unter GOK werden ab einer Verschiebung von rund 10 mm nach API (2000) jedoch höhere Bettungswiderstände als nach dem Strain-Wedge-Modell ermittelt.

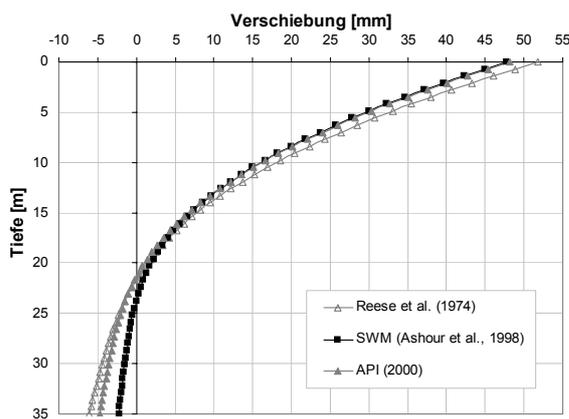


Bild 3-20: Verformung des Pfahls, $D=8\text{ m}$

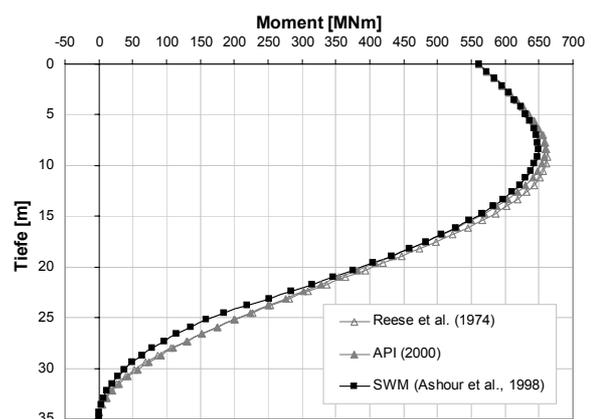


Bild 3-21: Vorhandenes Moment, $D=8\text{ m}$

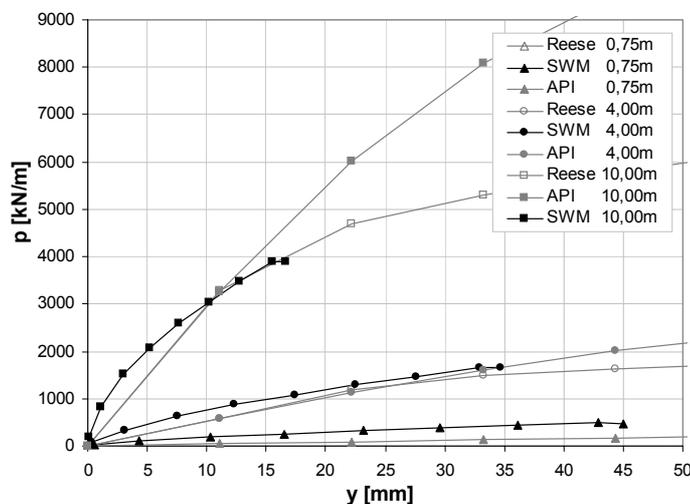


Bild 3-22: p - y -Kurven für verschiedene Tiefen, $D=8\text{ m}$

Die Parameterstudie hat zunächst gezeigt, dass alle Ansätze ähnliche Ergebnisse liefern. Die berechneten Verschiebungen und Biegemomente des Gründungspfahls gleichen sich außerdem mit zunehmendem Pfahldurchmesser immer mehr an (Bild 3-23 und Bild 3-24). So wird nach dem Ansatz von REESE ET AL. (1974) bei einem Pfahldurchmesser von 4,00 m eine ca. 65,0 % größere Verformung an der GOK berechnet als nach dem Strain-Wedge-Modell, bei 8,00 m Pfahldurchmesser beträgt die Differenz nur noch ca. 8,3 %.

Bei Pfahldurchmessern von 6,00 m und 8,00 m wird mit dem Strain-Wedge-Modell an der GOK eine größere Verformung berechnet als nach API (2000). Der Einspanngrad nimmt bei gleichbleibender Pfahllänge mit zunehmendem Pfahldurchmesser ab. Bei allen drei Pfahldurchmessern ergibt sich nach dem Strain-Wedge-Modell jeweils der höchste Einspanngrad. Allerdings liegt eine volle Einspannung nur bei einem Pfahldurchmesser von 4,00 m vor, bei diesem Pfahldurchmesser sind allerdings die Pfahlverformungen sehr groß.

Bei der Berechnung mit dem Strain-Wedge-Modell steigt der Bettungswiderstand bis zum Erreichen der maximalen Verschiebung, im Gegensatz dazu erreicht der Bettungswiderstand bei den anderen Ansätzen einen Endwert, nimmt also ab einer gewissen Größe trotz Verformungszunahme nicht weiter zu. Dies betrifft einzelne Bodenelemente, welche sich somit im Bruchzustand befinden. Der Bettungswiderstand entwickelt sich beim Strain-Wedge-Modell tendenziell steifer als bei den Berechnungen nach REESE ET AL. (1974) und API (2000).

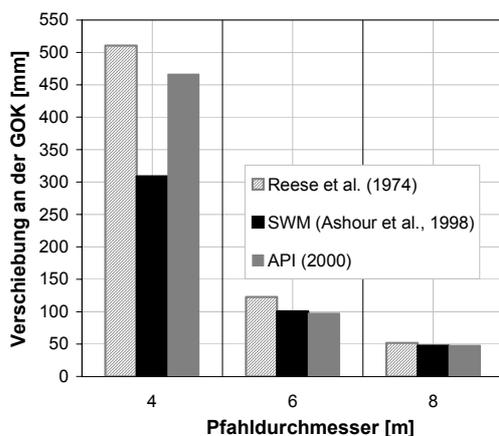


Bild 3-23: Verschiebung des Pfahls an der GOK

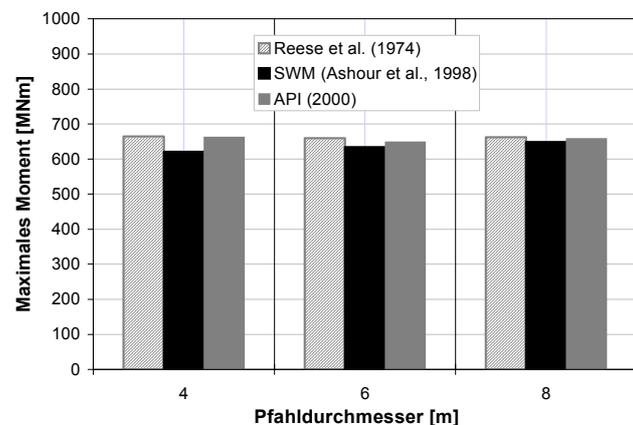


Bild 3-24: Maximales Moment

3.1.5 Parameterstudie für das Verhalten unter zyklischen Lasten

Nach Bild 3-25 nehmen die mit dem Strain-Wedge-Modell ermittelten Verformungen an der GOK mit der Zyklenzahl stetig zu. In den Ansätzen von REESE ET AL. (1974) und API (2000) ist es nicht möglich, unterschiedliche Zyklenzahlen zu berücksichtigen. Daher werden für alle Lastzyklen jeweils die gleichen Verschiebungen berechnet. Nach REESE ET AL. (1974) ergibt sich aus der erstmaligen Belastung eine Verformung an der GOK von rund 104 mm und nach mehreren Lastzyklen von rund 124 mm. Dies entspricht einer Verformungszunahme von ca. 19,2 %, sobald das System unter zyklischer Belastung berechnet wird. Nach API (2000) ergibt sich aus der erstmaligen Belastung eine Verformung an der GOK von ca. 86 mm und bei zyklischer Belastung von ca. 114 mm. Die Verformungen nehmen an der GOK mit ca. 32,6 % am stärksten zu.

Insgesamt werden mit dem Strain-Wedge-Modell auch bei 5000 Lastzyklen geringere Verformungen an der GOK ermittelt als bei der Berechnung für eine erstmalige Belastung nach REESE ET AL. (1974) und API (2000).

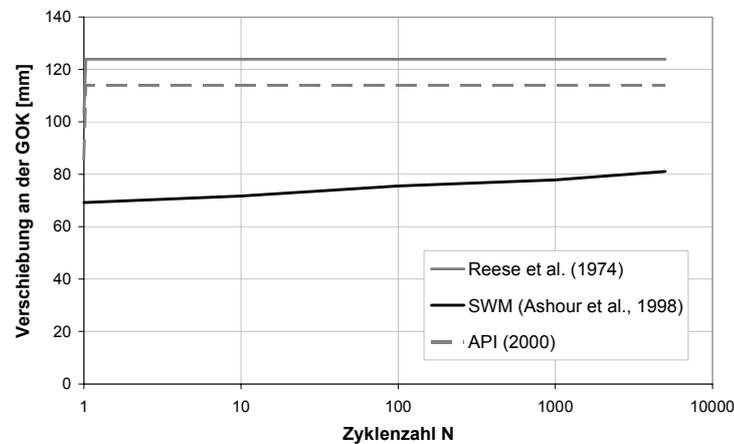


Bild 3-25: Verschiebung an der GOK in Abhängigkeit von der Zyklenzahl N für einen Pfahl mit 4 m Durchmesser

Nach Bild 3-26 ist der Monopile mit einem Durchmesser von 4,00 m und 35,00 m Einbindelänge für die hier angesetzten Lasten nach allen drei Verfahren unabhängig von der Lastzyklenzahl eingespannt. Mit der zyklischen Belastung verschiebt sich der erste Nulldurchgang der Biegelinie nach unten.

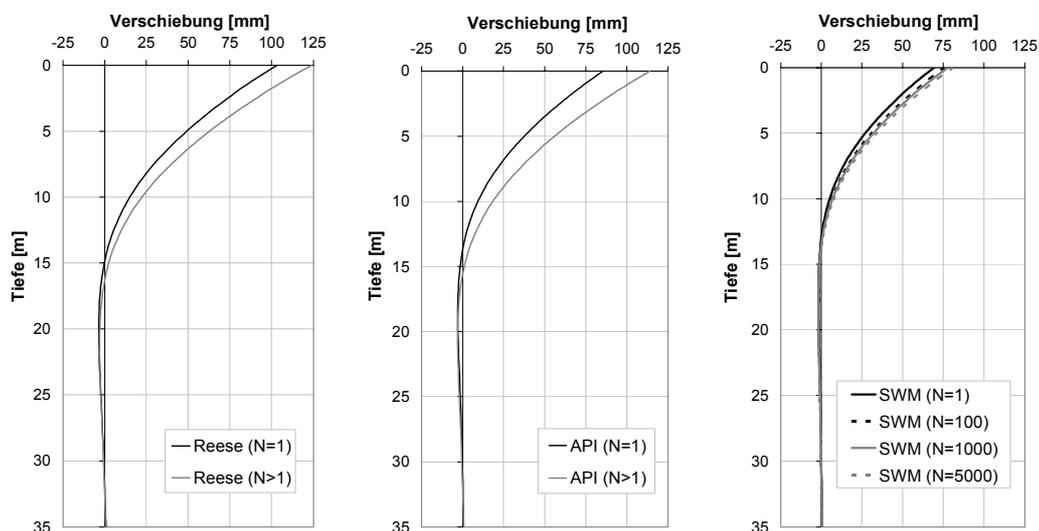


Bild 3-26: Verformung des Pfahls mit 4 m Durchmesser in Abhängigkeit von der Tiefe unter GOK und der Zyklenzahl N

Bei dem in Bild 3-27 dargestellten Momentenverlauf wächst das maximale Moment mit zunehmender Zyklenzahl und tritt dabei in größerer Tiefe auf. Beim Ansatz nach API (2000) ist das maximale Moment aus der statische Belastung genauso groß wie bei der Berechnung mit dem Strain-Wedge-Modell nach 5000 Lastzyklen.

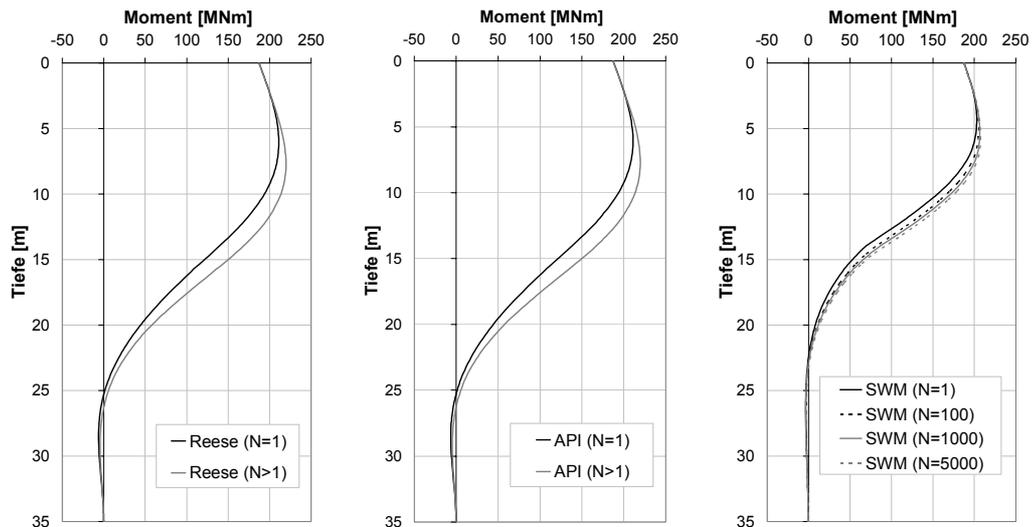


Bild 3-27: Vorhandenes Moment für einen Pfahl mit 4 m Durchmesser in Abhängigkeit von der Tiefe unter GOK und der Zyklenzahl N

Nach Bild 3-28 liefern alle drei Berechnungsansätze nach 5000 Zyklen einen weniger steifen Bettungsverlauf als bei der erstmaligen Belastung. Nach dem Strain-Wedge-Modell ergeben sich sowohl für die erstmalige Belastung als auch für die zyklische Belastung jeweils größere Bettungswiderstände als nach den Ansätzen von REESE ET AL. (1974) und API (2000). Deutlich wird auch, dass bei dem Verfahren nach API (2000) bei zyklischer Belastung der Endwert der Bettung eher erreicht wird als bei erstmaliger Belastung.

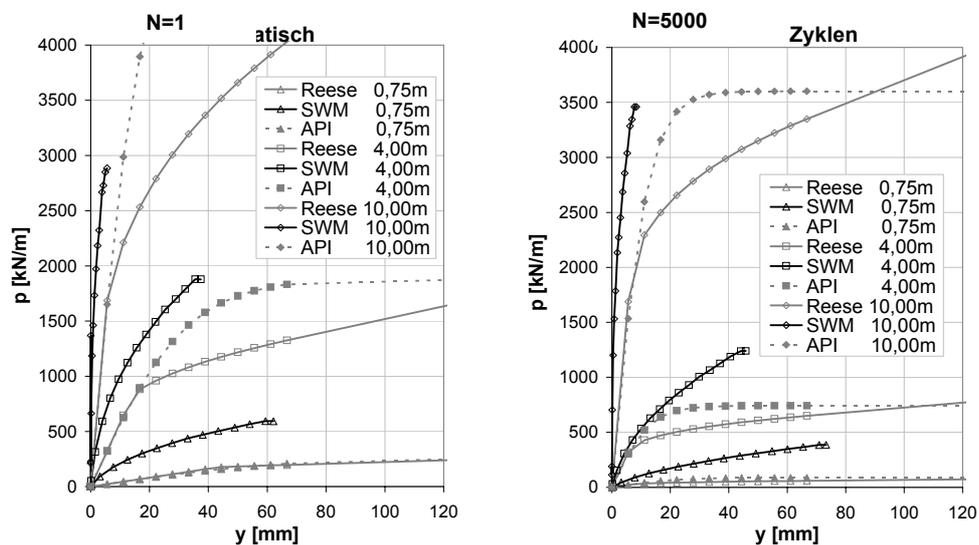


Bild 3-28: p-y-Kurven für einen Pfahldurchmesser von 4 m in Abhängigkeit von der Tiefe unter GOK und der Zyklenzahl N

Bei einem Pfahl mit 6,00 m Durchmesser beträgt die durch das Strain-Wedge-Modell berechnete Verformung an der GOK rund 25 mm (Bild 3-29) im ersten Zyklus. Mit weiteren Belastungszyklen nimmt die Verformung an der GOK zu. Die Ergebnisse stimmen mit denen der p-y-Methode überein.

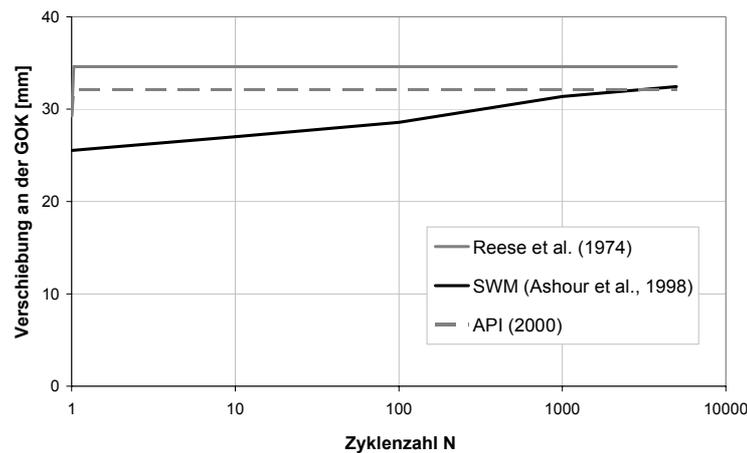


Bild 3-29: Verschiebung an der GOK in Abhängigkeit von der Zyklenzahl N für einen Pfahl mit 6 m Durchmesser

In Bild 3-30 sind die Biegelinien für die drei Verfahren für den Pfahl mit 6,00 m Durchmesser dargestellt. Bei allen drei Verfahren gibt es keinen zweiten Nulldurchgang, dieser Pfahl ist daher nicht voll eingespannt.

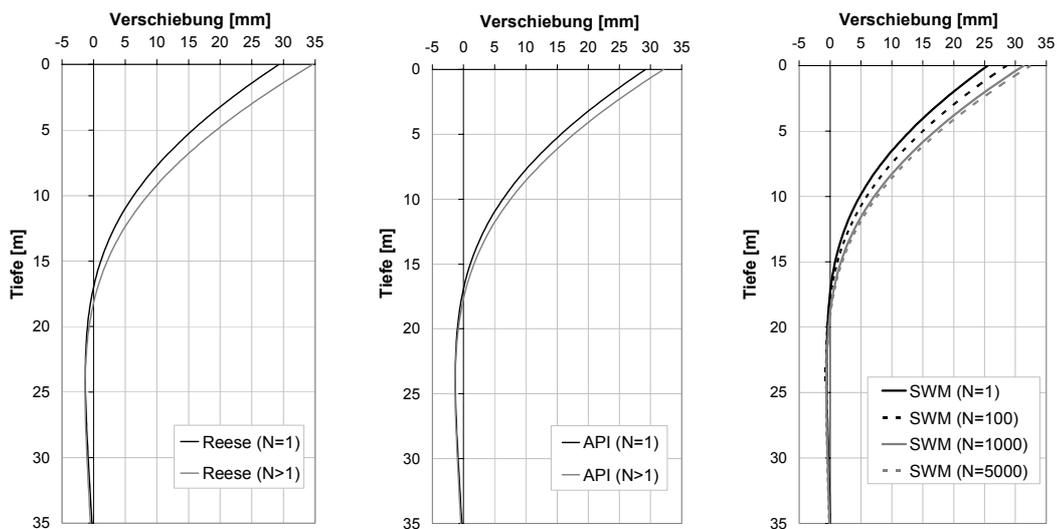


Bild 3-30: Verformung des Pfahls mit 6 m Durchmesser in Abhängigkeit von der Tiefe unter GOK und der Zyklenzahl N

Der Zuwachs des maximalen Moments bei zyklischer Last ergibt sich aus Bild 3-31. Aus dieser Abbildung wird ersichtlich, dass das erzeugte maximale Moment nach dem Strain-Wedge-Modell sowohl bei erstmaliger Belastung wie auch bei zyklischer Belastung geringer ist als nach den Verfahren von REESE ET AL. (1974) und API (2000).

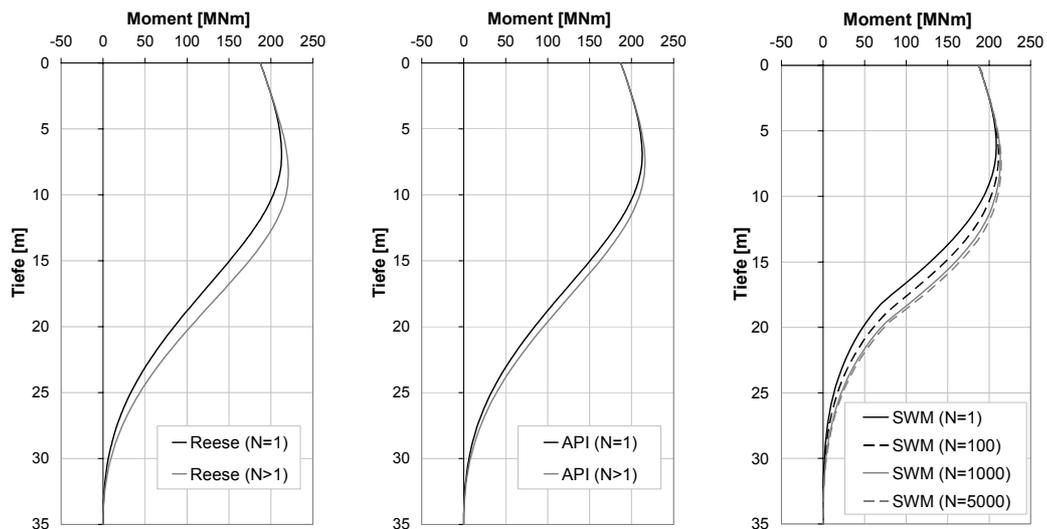


Bild 3-31: Vorhandenes Moment für einen Pfahl mit 6 m Durchmesser in Abhängigkeit von der Tiefe unter GOK und der Zyklenzahl N

Die Zyklenzahl hat einen großen Einfluss auf die p-y-Kurven (Bild 3-32). So ergeben sich nach dem Strain-Wedge-Modell bei erstmaliger Belastung für die unterschiedlichen Tiefen jeweils höhere Bettungswiderstände als bei den Berechnungen nach REESE ET AL. (1974) und API (2000).

Dieser Zustand ändert sich mit der zyklischen Belastung. Nur im oberen Bettungsbereich (0,75 m Tiefe) sind die Bettungswiderstände aus dem Strain-Wedge-Modell insgesamt größer als nach den anderen Ansätzen. In Tiefen von 4 m und 10 m liegen die Bettungskurven aus den drei Berechnungsvarianten eng beieinander.

Die Berechnung nach dem Strain-Wedge-Modell ergibt unter zyklischer Belastung in den Tiefen von 4 m und 10 m bei geringen Verformungen höhere und bei großen Verformungen geringere Bettungswiderstände als die p-y-Methode.

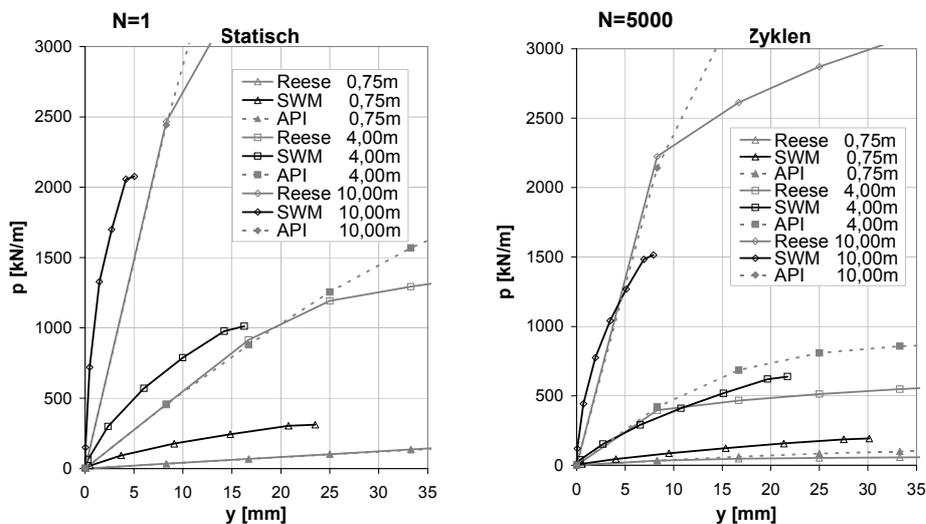


Bild 3-32: p-y-Kurven für einen Pfahldurchmesser von 6 m in Abhängigkeit von der Tiefe unter GOK und der Zyklenzahl N

Das Strain-Wedge-Modell berechnet unter Betriebslast bei erstmaliger Belastung für einen Pfahldurchmesser von 8 m eine Verformung an der GOK von rund 13 mm (Bild 3-33). Die Verformung an der GOK nimmt dann mit der zyklischen Belastung zu. Bei 5000 Lastwechseln ist die berechnete Verschiebung nach dem Strain-Wedge-Modell rd. 16 mm. Dies entspricht einer Zunahme von rd. 23 %.

Für erstmalige Belastung ergeben die beiden Verfahren nach der p-y-Methode eine Verformung von rund 16 mm. Durch die zyklische Belastung nimmt die Verformung an der GOK nach dem Verfahren nach REESE ET AL. (1974) um ca. 6,3 % auf 17 mm zu. Dagegen ist die Zunahme der Verformung durch zyklische Einflüsse nach API (2000) gering.

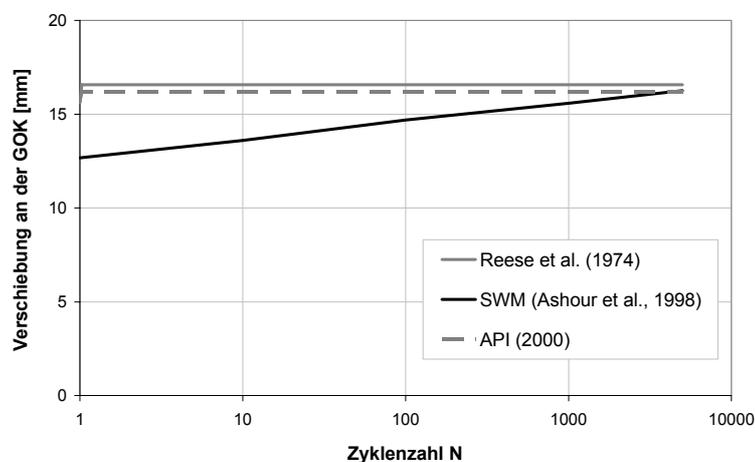


Bild 3-33: Verschiebung an der GOK in Abhängigkeit von der Zyklenzahl N für einen Pfahl mit 8 m Durchmesser

Mit dem Strain-Wedge-Modell werden bei erstmaliger Belastung kleinere Verformungen an der GOK errechnet als bei den beiden anderen Verfahren. Allerdings sind die Verformungen an der GOK bei 5000 Lastzyklen nach dem Strain-Wedge-Modell genau so groß wie nach API (2000).

Aus Bild 3-34 lässt sich erkennen, dass die Pfähle nach der Berechnung aller drei Verfahren nicht eingespannt sind. Es wird auch zusätzlich deutlich, dass der Einspanngrad nach dem Strain-Wedge-Modell am größten ist. So ist die maximale Pfahlfußverschiebung hier kleiner als 1 mm. Im Gegensatz ist sie bei der Berechnung nach REESE ET AL. (1974) und API (2000) mit rd. 2 mm doppelt so groß.

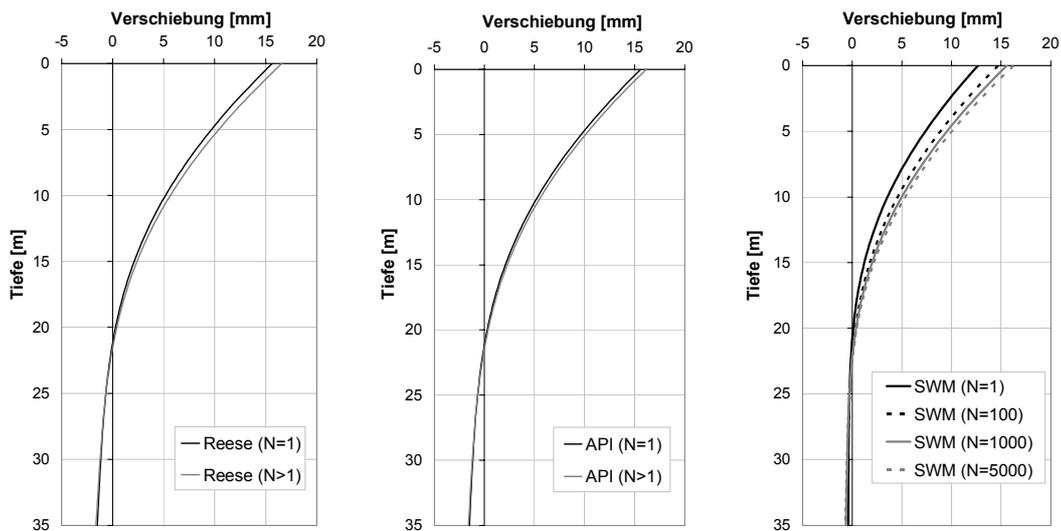


Bild 3-34: Verformung des Pfahls mit 8 m Durchmesser in Abhängigkeit von der Tiefe unter GOK und der Zyklenzahl N

Der Einfluss der Zyklenzahl ist beim Pfahldurchmesser von 8,00 m und der Berechnung mit dem Strain-Wedge-Modell im Bezug zur Größe und Lage des maximalen Moments groß (Bild 3-35). Bei 5000 Lastwechseln steigt das maximale Moment um ca. 3,3 % und verschiebt sich in eine größere Tiefe.

Bei beiden Berechnungsansätzen nach REESE ET AL. (1974) und API (2000) ist der Einfluss aus der zyklischen Beanspruchung gering. Das maximale Moment nimmt unter zyklischer Belastung um weniger als 2 % zu. Die Lage des maximalen Moments ist bei den beiden Verfahren gleich. Daraus wird ersichtlich, dass das Strain-Wedge-Modell bei erstmaliger Belastung mit den Ergebnissen für das maximale Moment zwischen der Berechnung nach REESE ET AL. (1974) und API (2000) liegt. Aus der Lage des maximalen Moments wird auch deutlich, dass bei dem Strain-Wedge-Modell der zyklische Einfluss am größten ist.

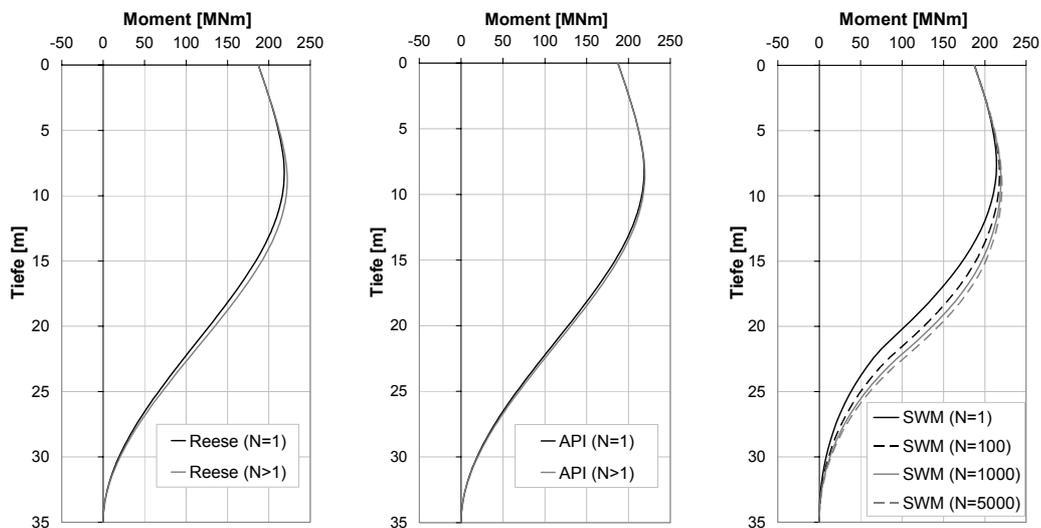


Bild 3-35: Vorhandenes Moment für einen Pfahl mit 8 m Durchmesser in Abhängigkeit von der Tiefe unter GOK und der Zyklenzahl N

Bei der Berechnung für einen Belastungszyklus nach dem Strain-Wedge-Modell werden entsprechend Bild 3-36 größere Bettungswiderstände errechnet als nach REESE ET AL. (1974) und API (2000).

Bei einer Zyklenzahl von 5000 ergeben sich nach dem Strain-Wedge-Modell in einer Tiefe von 0,75 m bei einer Verformung von rund 4 mm größere Bettungswiderstände als nach REESE ET AL. (1974) und API (2000). Ab dieser Zyklenzahl liegt das Ergebnis der Berechnung nach dem Strain-Wedge-Modell zwischen der Kurve aus den Ansätzen von REESE ET AL. (1974) und von API (2000) bzw. darunter.

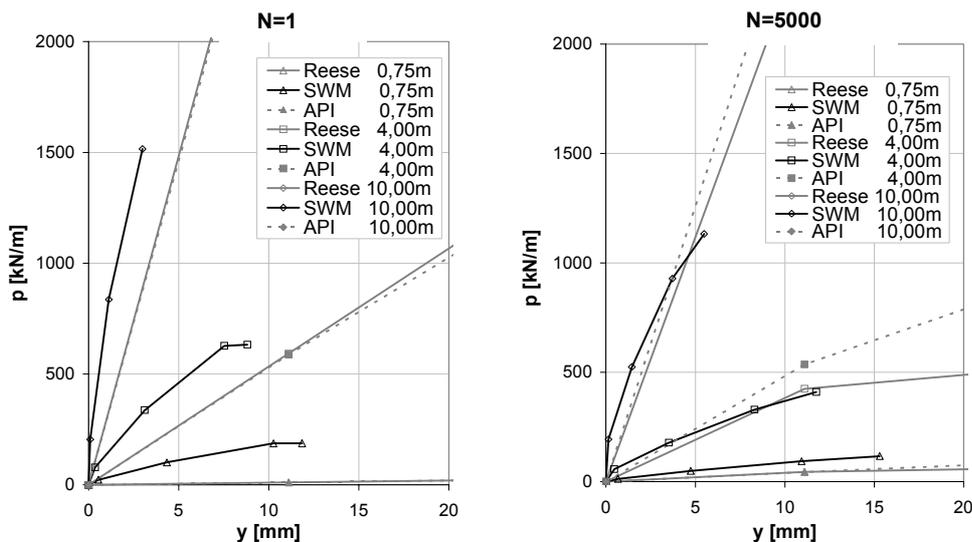


Bild 3-36: p - y -Kurven für einen Pfahldurchmesser von 8 m in Abhängigkeit von der Tiefe unter GOK und der Zyklenzahl N

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass sich bei einem Pfahldurchmesser von 4 m erhebliche Unterschiede zwischen den einzelnen Berechnungsverfahren (vgl. Bild 3-37 und Bild 3-38) ergeben. Mit dem Strain-Wedge-Modell werden sowohl bei der erstmaligen wie auch bei der wiederholten Belastung deutlich geringere Verformungen an der GOK berechnet als nach den Verfahren auf Grundlage der p - y -Methode. Mit zunehmendem Pfahldurchmesser verringern sich diese Unterschiede. Bei einem Pfahldurchmesser von 8 m und erstmaliger Belastung sind die Verformungen an der GOK beim Strain-Wedge-Modell etwas geringer. Bei zyklischer Belastung sind die Verformungen bei den drei unterschiedlichen Ansätzen fast identisch. Die berechnete Verformung ist an der GOK nach dem Strain-Wedge-Modell minimal größer als nach dem Ansatz von API (2000).

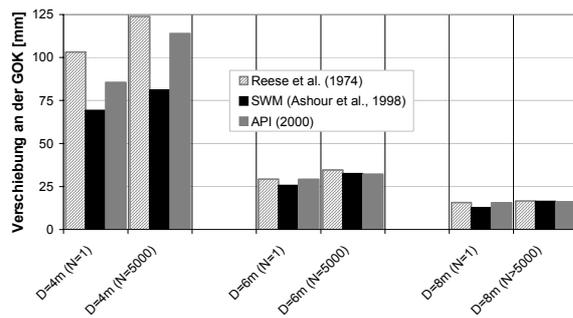


Bild 3-37: Verschiebung des Pfahls an der GOK

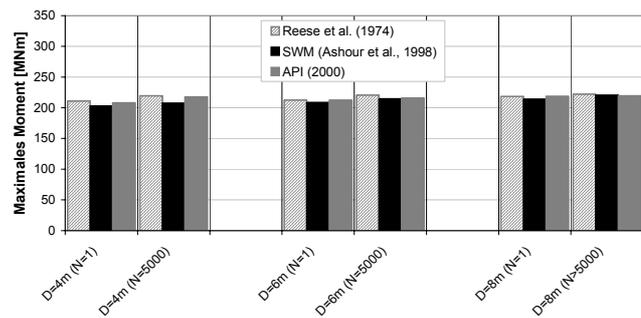


Bild 3-38: Maximales Moment

Auch auf den Einspanngrad hat der Pfahldurchmesser einen starken Einfluss. So ist noch bei einem Pfahldurchmesser von 4 m der Pfahl nach allen drei Verfahren eingespannt. Bei größerem Pfahldurchmesser nimmt der Einspanngrad nach allen Ansätzen ab, beim Strain-Wedge-Modell ist er tendenziell am größten.

Es wird ersichtlich, dass bei geringen Pfahldurchmessern aus dem Strain-Wedge-Modell kleinere maximale Momente berechnet werden als nach den Verfahren nach REESE ET AL. (1974) und API (2000). Insgesamt ergibt sich aber eine relativ gute Übereinstimmung, auch in Bezug auf die Lage des Momentenmaximums.

Weiterhin geht aus den Ergebnissen hervor, dass der Pfahldurchmesser und die Zyklenzahl in den drei Berechnungsansätzen unterschiedlichen Einfluss haben. So ist der Unterschied zwischen erstmaliger und zyklischer Belastung in geringer Tiefe gering, der Bettungswiderstand ist nach dem Strain-Wedge-Modell bei allen Pfahldurchmessern am größten. Bei zyklischer Belastung ändert sich die Bettungsverteilung für die Pfahldurchmesser von 6 m und 8 m in größeren Tiefen deutlich.

Das Strain-Wedge-Modell ist geeignet, mit Hilfe von Ergebnissen aus Elementversuchen eine Monopilegründung abzubilden. Trotz unterschiedlichen Modellannahmen im Vergleich zur p-y-Methode werden ähnliche Berechnungsergebnisse erzielt, die im Falle des Strain-Wedge-Modells nicht mehr auf Empirie beruhen. Insofern bietet dieses Modell einen Vorteil, wobei die Berechnungsergebnisse in der weiteren Forschungsarbeit auch noch denen der Finiten-Elemente-Methode (vgl. HINZ ET AL., 2007) gegenübergestellt werden sollen.

4 Validierte Strukturmodelle und Systemidentifikation

Verfasser des Kapitels:

Haake, G.; Gerasch, W.-J.; Rolfes, R. (Institut für Statik und Dynamik, Leibniz Universität Hannover)

4.1 Einleitung

Die Validierung von Strukturmodellen wird mit dem Ziel der Optimierung von Bemessungsmethoden verfolgt. Die Ausschöpfung von Bauteilreserven ist vor allem dann wirtschaftlich, wenn Strukturen in großer Stückzahl gefertigt werden, wie etwa beim Bau von Offshore-Windenergieanlagen. Die Belastungsarten haben entscheidenden Einfluss auf Konstruktion und Bemessung von Windenergieanlagen, so dass Erfahrungen aus dem Onshore-Bereich nicht ohne Weiteres auf Offshore-Windparks mit Wassertiefen bis 40m übertragen werden können. Dem Forschungsprojekt GIGAWINDplus liegen Messdaten der Forschungsplattform „FINO 1“ und des Messmastes „Amrumbank West“ vor (vgl. Jahresberichte 2004 und 2005). Ergebnisse aus diesem Projekt werden später auf die Bemessung realer Windenergieanlagen übertragen.

Ausgangssituation für die Erstellung validierter Strukturmodelle sind gemessene Antworten an der Tragstruktur sowie ihre Abbildung in einem Rechenmodell, wobei es nicht zwangsläufiges Ziel ist, jedes Detail im Modell zu berücksichtigen. Vielmehr werden für nicht bemessungsrelevante Bereiche überschaubare Teilmodelle angestrebt, deren dynamisches Verhalten im validierten Gesamtmodell gleichermaßen abgebildet ist.

Dem Ablaufschema aus Bild 4-1 folgend befasst sich der nächste Abschnitt mit der Erfassung der Daten aus Antwortmessungen an der Struktur. Einen zentralen Punkt dieses Kapitels nimmt die Zeitreihen- und Modalanalyse ein. Dazu werden im Abschnitt 4.3 ARMA-Modelle vorgestellt, mit denen Eigenfrequenzen, modale Dämpfungen sowie Eigenvektoren für schwingende Systeme berechnet werden. Die Dämpfungen und Eigenformen werden dabei vor allem zur Systemidentifikation benötigt, mit der auf das Eigenschwingverhalten der gesamten Tragstruktur geschlossen wird.

Die identifizierten Eigenformen wiederum dienen als Zielgrößen für die Modellvalidierung, die in Abschnitt 4.4 behandelt wird. Parametrisierte numerische Modelle werden automatisiert

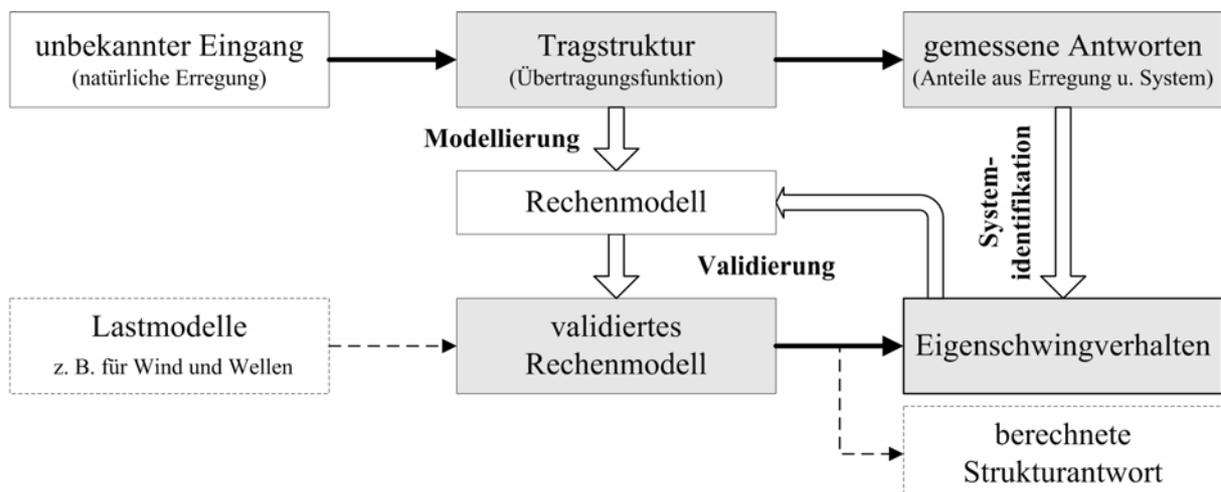


Bild 4-1: Übertragung des dynamischen Verhaltens einer Struktur auf die Simulationsebene

mit iterativen Verfahren wie der Newton-Iteration an diese Zielvorgaben angepasst. Die Definition der anzupassenden Modellparameter hat einen großen Einfluss auf die Güte des validierten

Modells und erfolgt auf Grundlage von Sensitivitätsanalysen. Um die Dynamik der Struktur korrekt abzubilden, ist es notwendig, sie stets als Gesamtsystem zu betrachten.

4.2 Strukturmessungen

Bezüglich des Messaufbaus an den Referenzstrukturen „FINO 1“ und „Amrumbank West“, siehe Bild 4-2, wird auf die vorangegangenen Jahresberichte verwiesen. Hier wird lediglich auf Änderungen des Signalverhaltens über die Nutzungsdauer eingegangen. Grundsätzlich ist anzumerken, dass insbesondere zu Langzeitmessungen, bei denen die Sensoren direkt an einer gerammten Struktur appliziert sind, bisher wenig Erfahrungen vorliegen.

4.2.1 Qualitative Entwicklung der Messsignale „FINO 1“

An der Forschungsplattform „FINO 1“ ist ein Messsystem installiert, das seit Ende 2003, also über den gesamten Projektzeitraum von drei Jahren, Messdaten aus 44 Dehnungs- und zwölf Beschleunigungskanälen liefert. Während ein DMS seit Beginn ausgefallen ist zeigen die übrigen Kanäle zu über 80% sehr aussagekräftige Signale. Die insbesondere in der zweiten Hälfte des Jahres 2006 verschlechterten bzw. ausgefallenen Signale konzentrieren sich auf wenige Querschnitte, so dass vermutet wird, die Kabelkanäle könnten undicht geworden oder beschädigt worden sein. Ungünstiger stellt sich die Situation bei den Beschleunigungssensoren am Jacket dar: Hier sind zweieinhalb Jahre nach der Installation sämtliche Signale verrauscht, wobei die Sensoren in der größten Wassertiefe schon nach etwas einem Jahr ausgefallen sind und die am höchsten angeordneten Sensoren am längsten überdauert haben.

In diesem Kapitel werden Beschleunigungssignale vom 22.12.2003 03:30h verwendet.

4.2.2 Qualitative Entwicklung der Messsignale „Amrumbank West“

Im April 2005 ist die Strukturmessung am Messmast „Amrumbank West“ in Betrieb genommen worden. Bereits im Jahresbericht 2005 ist berichtet worden, dass über 80% der insgesamt zwölf Dehnungs- und zehn Beschleunigungssensoren nach der Installation aussagefähige Signale geliefert haben. Angesichts der Tatsache, dass der Großteil des Messsystems bereits vor der Rammung am Monopile appliziert gewesen ist, ein gutes Ergebnis. In der weiteren Entwicklung zeigen die Signale aus den DMS keine nennenswerten Verschlechterungen. Die Beschleunigungssignale zeigen zunächst sowohl im Zeit- als auch im Frequenzraum ausgesprochen klare Verläufe. Bereits innerhalb des siebten bis neun Monats nach der Installation stellt sich allerdings eine Verrauschung aller Beschleunigungssignale ein.

Aufgrund der besonderen Beanspruchung während des Rammvorgangs ist die Empfindlichkeit der piezoelektronischen Beschleunigungssensoren mit etwa 7,2 mV/g sehr gering gewählt worden. Für Strukturen mit kleinen Verformungen (die Pfahlkopfamplitude beträgt in einer Starkwindphase etwa 11 mm) werden jedoch üblicherweise Sensoren mit 100-facher Empfindlichkeit verwendet, die allerdings nicht rammtauglich sind. Bei den verwendeten unempfindlicheren Sensoren könnte eintretendes Wasser, das nie ganz vermieden werden kann, ein Rauschen verursacht haben, das die eigentlichen Signale vollständig überlagert.

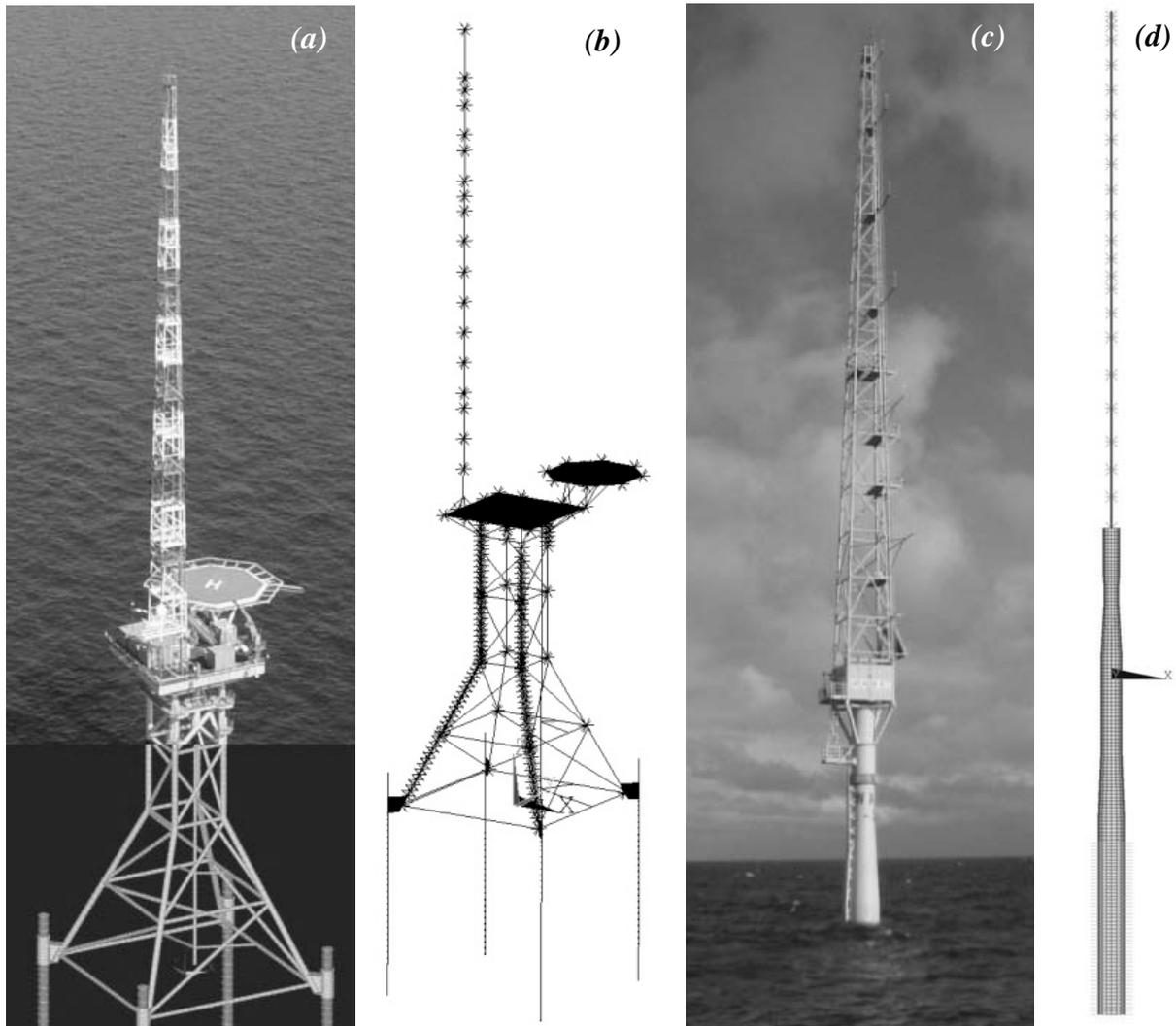


Bild 4-2: Referenzobjekte: Forschungsplattform „FINO 1“ (a); FE-Modell „FINO 1“ (b); Messmast, „Amrumbank West“ (c); FE-Modell „Amrumbank West“ (d)

Für spätere Anwendungsfälle muss das Messsystem dahingehend optimiert werden, dass es Anforderungen während des Rammvorgangs ebenso gewachsen ist wie den Witterungseinflüssen im Dauerbetrieb. Die Empfindlichkeit der Sensoren muss so hoch sein, dass die aufgezeichneten Signale gegenüber dem Grundrauschen dominieren.

Für die Modalanalyse der Zeitreihen und die Validierung der numerischen Modelle werden im Weiteren daher nur Messdaten aus der Anfangszeit verwendet. Für die Berechnung von Eigenvektoren sind mehrere Sensoren gleichen Typs notwendig. Daher werden im Folgenden fünf aussagekräftige Beschleunigungssignale in Nord-Ost-Richtung vom 04.06.2005 12:00h zur Analyse mit ARMA-Modellen und zur späteren Modellvalidierung verwendet. Zu diesem Zeitpunkt weisen die Anemometer besonders hohe Windgeschwindigkeiten auf.

4.3 ARMA-Modelle in der Systemidentifikation¹

Unter einem ARMA-Modell versteht man ein mathematisches Verfahren, mit dem Zeitreihen all jener Systeme beschrieben werden können, die deterministische Anteile besitzen. Dies können sowohl abstrakte Systeme der Finanzmathematik sein als auch mechanische Systeme wie z. B. Tragstrukturen von Windenergieanlagen. Der Grundgedanke besteht darin, jeden Wert durch gewichtete Vorgängerwerte auszudrücken. Dabei enthalten die Wichtungsfaktoren Informationen zu den Eigenschaften des Systems, die für den jeweiligen Anwendungsfall bestimmt werden müssen. Im Folgenden wird dargestellt, wie mit ARMA-Modellen aus gemessenen Zeitreihen mechanischer Systemen Eigenwerte, modale Dämpfungen und Eigenvektoren bestimmt werden. Mit diesen Informationen wird das System identifiziert.

Einen nicht unerheblichen Vorteil des ARMA-Modells gegenüber gebräuchlichen Zeitreihenanalyseverfahren wie der Fouriertransformation (FFT oder DFT) bietet der Umstand, dass die Frequenzen hier direkt aus analytischen Formeln berechnet werden und nicht graphisch aus diskreten Spektren abgelesen werden müssen. Die sich daraus ergebende sehr viel geringere Anzahl benötigter Datenpunkte P von etwa 2^{10} (gegenüber 2^{15} Datenpunkten bei FFT, Messung „Amrumbank West“) wirkt sich nicht nur positiv auf die Wahl bestimmter, kurzzeitiger Belastungszustände aus, sondern bietet auch Vorteile bei der Analyse simulierter Zeitreihen. Darüber hinaus ist erst durch Einbeziehung der modalen Dämpfungen und Eigenvektoren eine eindeutige Systemidentifikation möglich, die mit der herkömmlichen FT kaum möglich ist.

An einem einfachen Monopile Maßstabsmodell sind die ARMA-Modellen bereits erfolgreich getestet und ist eine Systemidentifikation durchgeführt worden. Nachdem die theoretischen Hintergründe dargelegt worden sind wird das Analyseverfahren im Abschnitt 4.3.4 am Messmast „Amrumbank West“ eingesetzt.

4.3.1 Mathematische Grundlagen zur Bildung eines AR-Modells

Üblicherweise wird eine Messreihe $\{y_k\}$ durch die Zeitfunktion $y(t)$ beschrieben, d.h. alle y_k sind unabhängig von einander gespeichert. Das **AutoRegressive** AR(N)-Modell drückt jeden Wert y_k derart durch seine N gewichteten Vorgängerwerte aus, dass die Wichtungskoeffizienten ϕ_j für die gesamte Zeitreihe konstant bleiben. Damit können deterministische Prozesse exakt abgebildet werden. Bei stochastischen Signalen wird ein Fehler gemacht, der als Rauschterm \mathbf{a}_k mit dem Erwartungswert $E[\mathbf{a}_k] = 0$ und der Streuung $\sqrt{E[\mathbf{a}_k^2]} = \sigma_a$ bezeichnet wird (vgl. GIGAWIND-Jahresbericht 2005). Mit dem sog. **Moving Average** MA(M)-Modell kann das Grundrauschen mittels der Wichtungskoeffizienten θ_j weiter verringert werden. Daraus ergibt sich das AR-MA(N,M)-Modell, wobei N und M die Ordnung des Prozesses heißen:

$$\mathbf{y}_k = \underbrace{\sum_{j=1}^N \phi_j \cdot \mathbf{y}_{k-j}}_{\text{AR-Modell}} - \underbrace{\sum_{j=1}^M \theta_j \cdot \mathbf{a}_{k-j}}_{\text{MA-Modell}} + \underbrace{\mathbf{a}_k}_{\text{Rauschterm}} \quad (1)$$

¹ Systemidentifikation: Allgemein wird darunter die Ermittlung der das System beschreibenden Gleichungen aus gemessenen Ein- und Ausgangsgrößen verstanden (NATKE, 1983). Hier ist die Ermittlung der Eigenschaften einer Gesamtstruktur aus den Informationen weniger Zeitsignale gemeint.

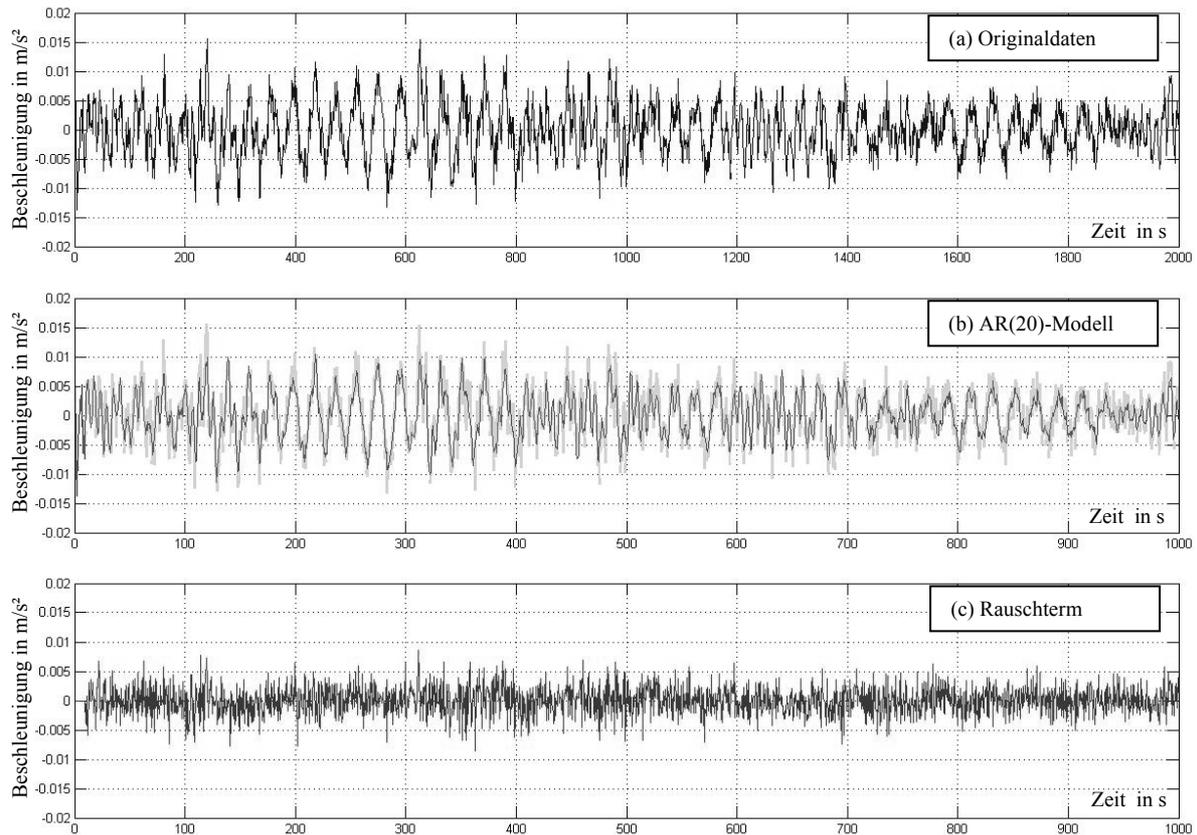


Bild 4-3: Bildung eines AR-Modells, Beispiel „Amrumbank West“: Zeitverlauf original (a), deterministischer Teil im AR-Modell mit $N=20$ (b), Rauschterm (c)

Mit der Berechnung des MA-Modells ist eine sehr rechenaufwendige Iteration verbunden, da auch die Vorgängerwerte des Rauschanteils iterativ angepasst werden müssen. Da bereits mit dem AR-Modell deterministische Zeitreihen vollständig wiedergegeben werden können, wird die Gleichung 1 im Folgenden reduziert auf

$$\mathbf{y}_k = \sum_{j=1}^N \phi_j \cdot \mathbf{y}_{k-j} + \mathbf{a}_k \quad (2)$$

Die Koeffizienten ϕ_j geben den periodischen Teil der Messdaten an und werden so bestimmt, dass der Rauschterm minimiert wird. Dazu wird für mehr als N Datenpunkte ein AR-Modell mit N Unbekannten aufgestellt, so dass ein überbestimmtes Gleichungssystem entsteht. Dieses wird mit der „Methode der kleinsten Quadrate“ gelöst. Bild 4-3 veranschaulicht die Bildung des AR-Modells. Zu beachten ist, dass die Gleichung 2 aufgrund der benötigten N Vorgängerwerte erst ab dem $(N+1)$ -ten Datenpunkt angewendet werden kann. Auf die weitere Berechnung hat dieser Umstand jedoch keinen Einfluss, da nicht das durch Autoregression gefilterte Zeitsignal sondern die Koeffizienten ϕ für die Modalanalyse herangezogen werden.

Einen maßgebenden Einfluss auf die Anzahl berechneter Eigenformen hat die Ordnung des AR-Modells. Grundsätzlich gilt: Je tiefer die Grundfrequenz und je höher die Abtastfrequenz um so höher muss die Ordnung gewählt werden. SHI, 1991 schlägt die *Fishersche* Verteilung

$$F(2, P - N) = \frac{\varepsilon_{P,N} - \varepsilon_{P,N+2}}{\varepsilon_{P,N+2}} \cdot \frac{P - N}{2} \quad (3)$$

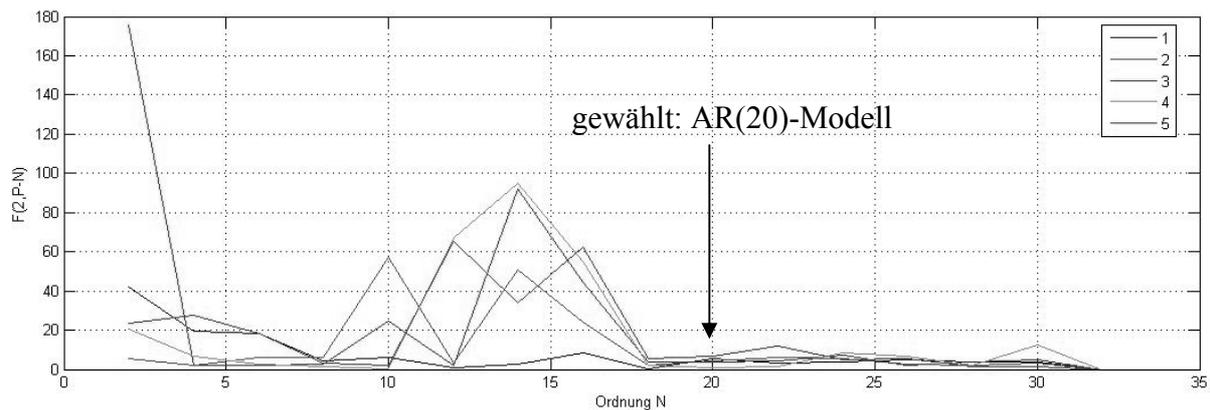


Bild 4-4: Änderung der Fehlerquadratsumme des Rauschterms in Abhängigkeit von der Ordnung N des AR-Modells (Fishersche Verteilung) am Beispiel der Zeitverläufe von 5 Beschleunigungssensoren des Messmastes „Amrumbank West“

mit der Fehlerquadratsumme des Rauschterms ε und der Länge des Zeitsignals P als Maß zur Abschätzung der optimalen Ordnung vor. Dabei bedeutet eine starke Verminderung der Fehlerquadratsumme bei Erhöhung der Ordnung des AR-Modells die Abbildung zusätzlicher deterministischer Teile also eine Verbesserung des Modells. In Bild 4-4 sieht man, dass ab dem AR(18)-Modell in der Fehlerquadratsumme keine signifikanten Änderungen mehr eintreten. Es ist daher davon auszugehen, dass bei Verwendung des AR(20)-Modells alle Eigenschwingungen der Struktur berücksichtigt werden.

4.3.2 Modalanalyse mit den Koeffizienten der AR-Modelle

Ausgehend von der Bewegungsdifferentialgleichung in der Zustandsraumdarstellung mit den Systemmatrizen M , K und D und dem Antwortvektor y , gesetzt: $\mathbf{u} = \mathbf{y}$ und $\mathbf{v} = \dot{\mathbf{y}}$

$$\underbrace{\begin{bmatrix} \dot{\mathbf{u}} \\ \mathbf{v} \end{bmatrix}}_{\dot{\mathbf{z}}} = \underbrace{\begin{bmatrix} \mathbf{E} & \mathbf{0} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{D} & \mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} \end{bmatrix}}_{\mathbf{A}} \cdot \underbrace{\begin{bmatrix} \mathbf{u} \\ \mathbf{v} \end{bmatrix}}_{\mathbf{z}} \quad (4)$$

gelangt man über die Singulärwertzerlegung der Gesamtsystemmatrix A zu einem Zusammenhang zwischen den konjugiert komplexen Nullstellen μ_j des aus den Koeffizienten ϕ des AR-Modells gebildeten charakteristischen Polynoms (5) und den Eigenwerten und modalen Dämpfungen, die analytisch aus Gleichung 6 bestimmt werden (SHI, 1991).

$$\mu^N - \sum_{i=1}^N \phi_i \cdot \mu^{N-i} = 0 \quad (5)$$

$$\mu_j = e^{(-\sigma_j + i\omega_{dj}) \cdot \Delta t} = e^{\rho_j \cdot \Delta t} \quad (6)$$

mit ρ_j : Eigenwert des Systems

Bei höherer Modellordnung nimmt der Rechenaufwand für die Nullstellenbestimmung des charakteristischen Polynoms stark zu, so dass ab etwa $N=110$ eine numerische Grenze für die Ordnung erreicht ist.

Die Berechnung der Amplituden der Eigenvektoren macht die Ermittlung des homogenen Anteils der Zeitverläufe erforderlich, die den freien Schwingungen y_h entsprechen (Bild4-5).

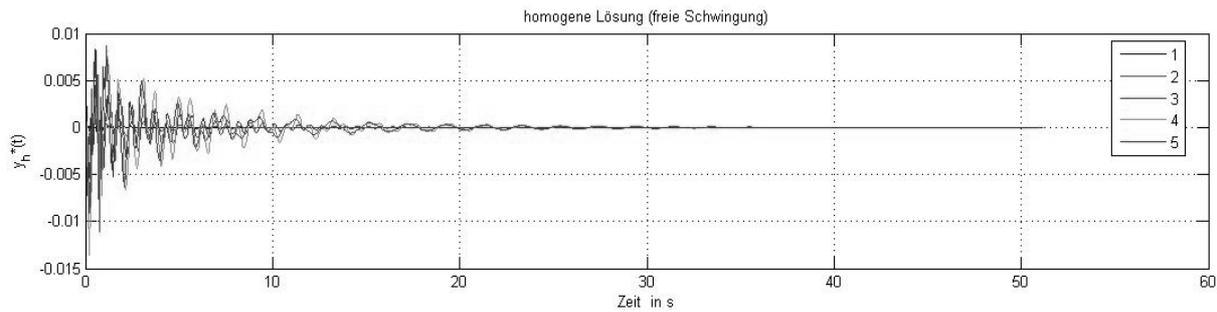


Bild4-5: Freie Schwingung am Beispiel der Zeitverläufe von 5 Beschleunigungssensoren des Messmastes „Amrumbank West“

Dazu wird der Einfluss eines beliebigen Anfangszustandes auf alle nachfolgenden Daten betrachtet. Um diesen Einfluss zu quantifizieren, bedient man sich der *Greenschen* Funktion nach Gleichung 7 (SHI, 1991) mit $G_0=1$.

$$G_k = \sum_{j=1}^l \phi_j \cdot G_{k-j} \quad (7)$$

mit : $l = \min(N, k)$

Diese Funktion zur regressiven Bildung des Vektors G ist nicht zu verwechseln mit der gleichnamigen Funktion zur Lösung von Differentialgleichungen.

4.3.3 Systemidentifikation mit den Ergebnissen aus AR-Modellen

Für jedes Zeitsignal liefert die Modalanalyse des AR-Modells ungefähr *und* maximal $N/2$ Eigenwerte, von denen nur einige Eigenfrequenzen des Systems sind. Andere sind rein mathematische Moden und haben keine weitere Bedeutung. Zu jedem Eigenwert liegen die modale Dämpfung sowie die Amplitude des Eigenvektors am Ort der Messstelle vor. Erst mit der Synthese zu einem Eigenvektor (=Eigenform) werden die Amplitudenwerte der einzelnen Messstellen in Relation gesetzt.

Es gilt also, die realen Eigenfrequenzen zu identifizieren und die Daten unter Einbeziehung aller Messstellen zu einem Eigenmode des Gesamtsystems zusammenzufügen. Dieser Vorgang ist automatisierbar.

Als Hilfsmittel dienen in erster Linie die modalen Dämpfungen, die bei den mathematischen Moden erheblich höhere Werte aufweisen. Darüber hinaus bieten die Eigenvektoren selbst Kontrollen, ob die Frequenzen den richtigen Moden zugeordnet worden sind. Manche Zeitsignale enthalten bestimmte Moden nicht, wenn sich der Sensor nämlich in einem Knoten der Eigenform befindet oder nicht ausreichend angeregt worden ist. Solche Fälle werden in der Eigenform mit der Amplitude Null bedacht.

4.3.4 Systemidentifikation am Messmast „Amrumbank West“

Die Systemidentifikation mit dem AR(20)-Modell wird nun am Messmast Amrumbank für einen Zeitpunkt kurz nach der Errichtung durchgeführt. Aus diesem wie aus weiteren Beispielen an bereits identifizierten Strukturen wird ein Merkmal der AR-Modelle deutlich, das bei der Systemidentifikation von großem Nutzen ist: Die realen Moden des Systems befinden sich stets in absteigender Reihenfolge in der zweiten Hälfte der Eigenwertetabelle.

Tabelle 4-1: Modalanalyse und Systemidentifikation „Amrumbank West“

	AR(20)-Modell		FE-Modell Eigenfrequenz in Hz	FFT Eigenfrequenz in Hz	identifizierte Eigenform
	Eigenwert in Hz	modale Dämp- fung in %			
1.	1,443	21,08	-	-	math. Mode
2.	2,508	14,34	-	-	math. Mode
3.	3,448	7,78	-	-	math. Mode
4.	4,700	5,49	-	-	math. Mode
5.	4,252	8,70	-	-	math. Mode
6.	3,686	50,97	-	-	math. Mode
7.	3,041	6,16	3,432	3,03	3. EF Gesamtsystem
8.	1,575	2,24	1,606	1,57	2. EF Gesamtsystem
9.	0,498	3,60	0,491	0,51	1. EF Gesamtsystem

Die Identifikation der realen Moden gelingt für die ersten drei Eigenformen des Systems. Die Eigenfrequenzen aus dem AR(20)-Modell werden mit den Ergebnissen der Spektralanalyse (FFT) verglichen. Dabei werden die Frequenzen im „Peak-Picking“ Verfahren abgelesen und liegen daher mit einer niedrigeren Genauigkeit vor. Tabelle 4-1 zeigt hinsichtlich der Eigenfrequenzen eine sehr gute Übereinstimmung der Analysemethoden.

Außerdem werden Ergebnisse der Modalanalyse des FE-Modells aus dem GIGAWIND Jahresbericht 2005 hinzugezogen. Die Eigenfrequenzen des AR(20)-Modells liegen zwischen denen aus dem FE-Modell und denen aus der Fouriertransformation, wobei sich allerdings nur die drei ersten Eigenformen eindeutig zuordnen lassen.

Vergleicht man die Eigenformen aus FE- und AR(20)-Modell (Bild4-6), so wird am Beispiel der zweiten Eigenform deutlich, dass die Anordnung der Messstellen der Beschleunigungsaufnehmer nur für einen bestimmten Bereich eine zuverlässige Überprüfung der identifizierten Eigenformen erlaubt.

Messungen an einem Monopile Maßstabsmodell zeigen, dass AR-Modelle bei Verwendung zusätzlicher Sensoren eine noch klarere Systemidentifikation zulassen.

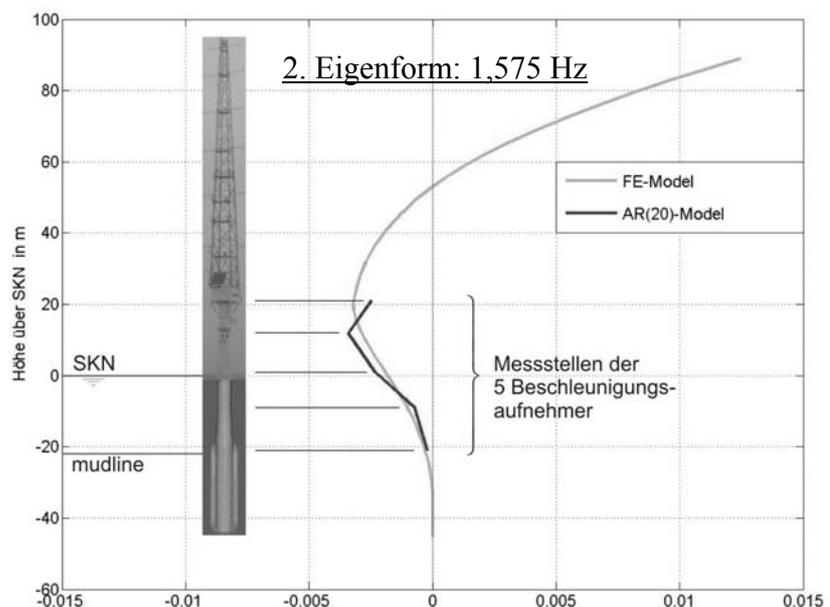


Bild4-6: „Amrumbank West“, 2. Eigenform:
FE-Modell vs. AR(20)-Modell

4.4 Validierung der numerischen Strukturmodelle

Ziel der Validierung numerischer Strukturmodelle ist die bestmögliche Übereinstimmung von Strukturantworten des validierten Rechenmodells mit dem Verhalten der realen Struktur. Das setzt zum einen die korrekte Abbildung der Einwirkungen (Wellenlastmodelle, Lebensdaueranalysen) voraus, auf deren Validierung in anderen Kapiteln dieses Berichts eingegangen wird. Zum anderen muss die Tragstruktur, die hier als Übertragungsfunktion verwendet wird, möglich exakt im FE-Modell abgebildet sein. Als Indikatoren für die Qualität dieser Strukturmodelle dient das Eigenschwingverhalten, weil darin bei leichten Tragstrukturen maßgebende Eigenschaften enthalten sind. Die korrekte Abbildung des Eigenschwingverhaltens wiederum setzt die Betrachtung der Struktur als Gesamtsystem voraus. Im vorangegangenen Abschnitt ist die Ermittlung der modalen Größen aus gemessenen Zeitverläufen dargestellt worden. Aus der Systemidentifikation liegen die gemessenen und anhand der Eigenformen verifizierten Eigenfrequenzen vor, die hier als Zielgrößen verwendet werden.

Zur Validierung der Modelle sind zwei grundlegende Vorgehensweisen vorgestellt worden: Inverses Eigenwertproblem [NATKE, 1983] sowie ein iteratives Verfahren. Um geeignete Bereiche (bzw. Parameter) des Systems für die Korrektur zu ermitteln, sind im Jahresbericht 2005 bereits Sensitivitätsanalysen durchgeführt worden, die hier für weitere Parameter ergänzt werden. Im Weiteren wird auf die Erweiterung des iterativen Verfahrens eingegangen. Dieses ist bereits softwareseitig als Validierungstools (MATLAB) umgesetzt, ist an einfachen Strukturen erfolgreich getestet worden und wird hier an den Referenzobjekten eingesetzt.

Als Referenzobjekte für die Modellvalidierung dienen Rechenmodelle der Forschungsplattform „FINO 1“ und des Messmastes „Amrumbank West“, die bereits aus dem GIGAWIND Jahresbericht 2005 vorliegen. Hier war eine Modellierung nach konventionellen Methoden durchgeführt worden.

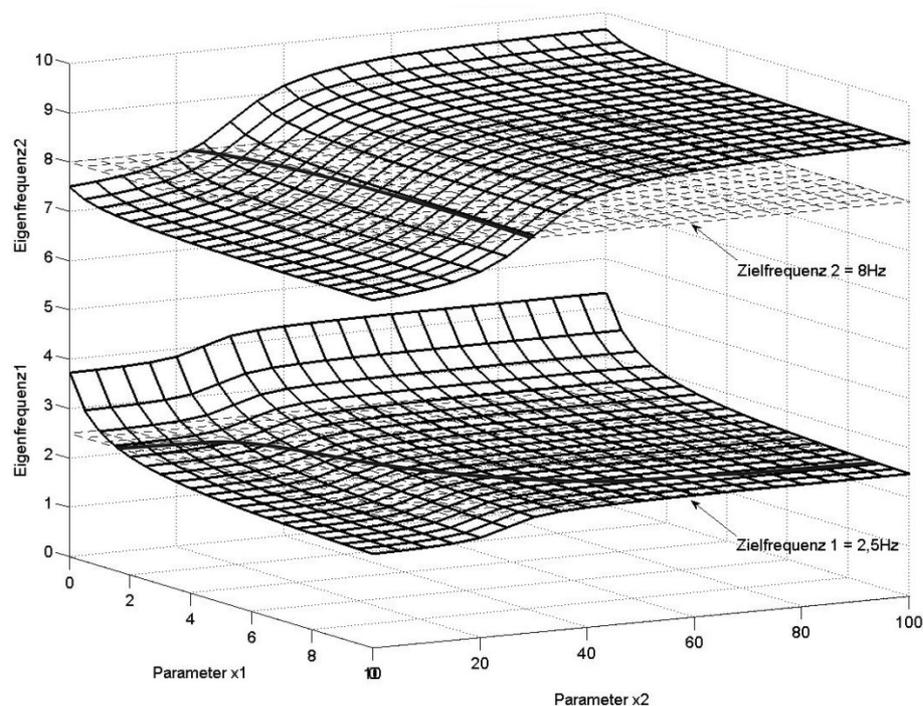


Bild4-7: Zielfunktional für die Abhängigkeit zweier Eigenfrequenzen eines Rechenmodells von zwei freien Parametern

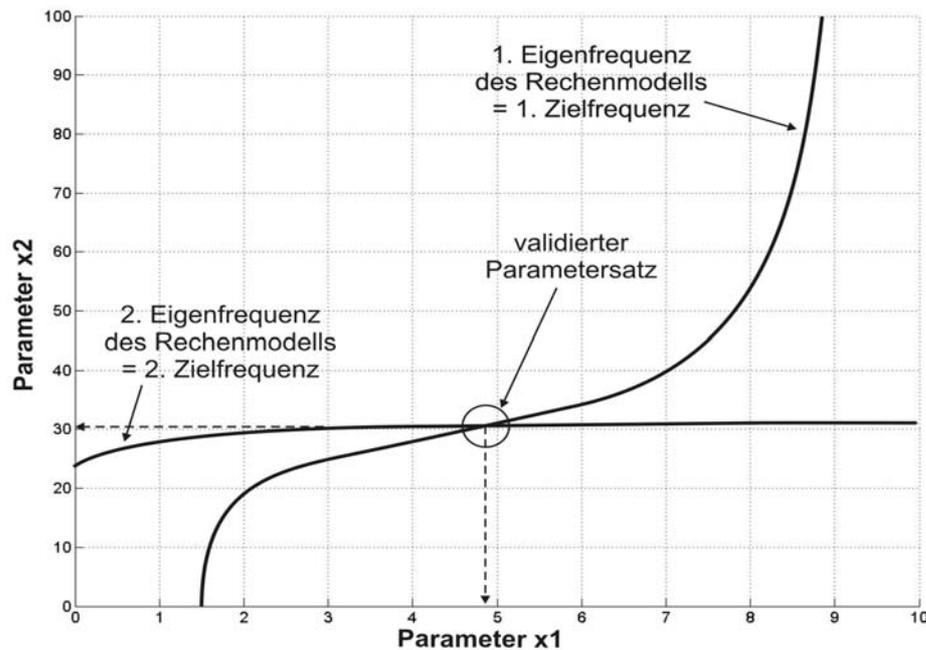


Bild4-8: Anpassung zweier freier Parameter auf zwei Zielfrequenzen

4.4.1 Iteratives Verfahren zur Modellvalidierung

Im Gegensatz zum inversen Eigenwertproblem werden hier die Korrekturen am Rechenmodell auf wenige Parameter beschränkt. Daher ist die Kenntnis der Systemmatrizen hier nicht erforderlich. Der Vorteil liegt in der besseren physikalischen Nachvollziehbarkeit der vorgenommenen Korrekturen. Grundsätzlich ist die iterative Modellvalidierung in starkem Maße von der Anzahl vorgegebener Zielgrößen ω (in der Regel Eigenfrequenzen) sowie der Anzahl freier, anzupassender Parameter des Modells \mathbf{x} abhängig, wobei die Aufgabe momentan für

- Anzahl \mathbf{x} gleich Anzahl ω („symmetrisches“ Problem, Lösung eindeutig) und
- Anzahl \mathbf{x} größer als Anzahl ω (mehrere Lösungen möglich)

gelöst werden kann. Praktisch ist dies jedoch keine Einschränkung, da im Modell meistens genügend „kritische“ Parameter vorhanden sind. Das Kapitel 4.3.1 im Jahresbericht 2005 zeigt sehr anschaulich, wie mit einfachen Mitteln die Suche nach einem optimierten Modell automatisiert werden kann. Die Aufgabe war dabei auf den symmetrischen 1x1-Fall (ein Parameter wird auf eine Zielfrequenz angepasst) beschränkt.

In der Verallgemeinerung für den symmetrischen Fall stehen verschiedene Optimierungsalgorithmen zur Verfügung, die größtenteils auf der Newton-Iteration beruhen. Zunächst wird eine funktionale Abhängigkeit der Eigenfrequenzen ω von den freien Parametern \mathbf{x} (siehe Bild4-7 und Bild4-8) nach Gleichung 8 als Nullstellenproblem formuliert, indem der Zielvektor ω_0 subtrahiert wird. Als Abbruchkriterium, Gleichung 9, wird die Abstandsnorm zwischen Zielfrequenzen und aktuellem Frequenzvektor verwendet.

$$f(\mathbf{x}) = \omega(\mathbf{x}) - \omega_0 \quad (8)$$

$$\text{norm}(\omega(\mathbf{x}^{(k)}) - \omega_0) < 0,001 \quad (9)$$

Wenn die Funktionswerte des Ausgangszustandes mittels Modalanalyse im FE-Programm berechnet sowie die im mehrdimensionalen Fall partiellen Ableitungen in der Jacobi-Matrix $f'(\mathbf{x})$ zusammengestellt sind, kann nach Newton der nächste Parametersatz ermittelt werden sofern die Jacobi-Matrix nicht singular ist:

$$\mathbf{x}^{(k+1)} = \mathbf{x}^{(k)} - \left(f'(\mathbf{x}^{(k)})\right)^{-1} \cdot f(\mathbf{x}^{(k)}) \quad (10)$$

mit $\mathbf{x}^{(k)}$: aktueller Parametersatz

Die Jacobi-Matrix wird dann singular, wenn zwei Zeilen bzw. zwei Spalten linear voneinander abhängig sind. Dies ist bei einer physikalisch sinnvollen Wahl der freien Parameter (d. h. alle Parameter wirken sich unterschiedlich auf das Eigenschwingverhalten des Modells aus) nur dann der Fall, wenn ein Zeilen- bzw. Spaltenvektor der Matrix Nullvektor ist, also keine Sensitivität² der Parameters auf die Eigenfrequenzen vorhanden ist.

Praktisch hat diese Bedingung großen Einfluss auf die Stabilität des Validierungsprozesses, da die partiellen Ableitungen numerisch – also durch inkrementelle Steigerung eines Parameters – ermittelt werden. Da während der Validierung häufig Parametersätze außerhalb der Sensitivitätsgrenzen liegen, werden weitere Optimierungsalgorithmen verwendet:

- Newton-Verfahren (allgemeine Newton-Iteration),
- Newton-Raphson-Verfahren,
- Sekantenverfahren,
- „Sensitives“ Newton-Verfahren,
- Kombination verschiedener Verfahren.

Ein Vergleich der Verfahren ist nur sinnvoll hinsichtlich Schnelligkeit und Zuverlässigkeit (Stabilität), da sich die Genauigkeit des Ergebnisses direkt an den identifizierten Zielfrequenzen beurteilen lässt.

Bei *Newton-Raphson* wird die Jacobi-Matrix des ersten Iterationsschrittes für alle weiteren Schritte verwendet, also $f'(\mathbf{x}^{(1)})$ statt $f'(\mathbf{x}^{(k)})$. Dadurch erhöht sich zwar die Anzahl der Iterationen, da jedoch ab $k=2$ jeweils nur eine Modalanalyse durchgeführt werden muss, verringert sich in den meisten Fällen die Rechenzeit. Außerdem ist die Stabilität des Prozesses nach dem ersten Iterationsschritt sichergestellt.

Auch das *Sekantenverfahren* birgt den Vorteil der geringeren Anzahl durchzuführender Modalanalysen. Der nächste Parametersatz ergibt sich durch Approximation des Zielfunktionalen mittels der Sekante zwischen aktuellem und Ausgangswertepaar:

$$\mathbf{x}^{(k+1)} = \mathbf{x}^{(k)} - \left(\frac{f(\mathbf{x}^{(k)}) - f(\mathbf{x}^{(0)})}{\mathbf{x}^{(k)} - \mathbf{x}^{(0)}} \right)^{-1} \cdot f(\mathbf{x}^{(k)}) \quad (11)$$

Für den ersten Iterationsschritt muss die Newton-Iteration verwendet werden. Ist die Sensitivität des Parametersatzes bereits im Ausgangszustand zu gering, so führt keines der beschriebenen Verfahren zu einer Lösung. Mit dem als „sensitiv“ bezeichneten Newton-Verfahren wird das Inkrement zur Bestimmung der numerischen Ableitung so lange erhöht, bis sich ein bestimmter

² Die Sensitivität eines Parametersatzes auf die Zielgrößen bezeichnet den Grad der Änderung dieser Zielgrößen bei inkrementeller Steigerung der Parameter. Eine geringe Sensitivität eines Parameters bedeutet also eine geringe (partielle) Steigung des Zielfunktionalen an der aktuellen Stelle dieses Parameters. Problematisch wird es, wenn keine Sensitivität vorhanden ist, die partiellen Ableitungen an dieser Stelle also gegen Null gehen.

Betrag der partiellen Ableitung einstellt. Dieses Verfahren ist sehr rechenaufwendig, dafür aber auch besonders zuverlässig. Für den Gebrauch der iterativen Modellvalidierung bietet sich eine Kombination vorgestellten Verfahren an, wobei die Wahl für jeden Iterationsschritt automatisiert sein sollte.

Liegen mehr freie Parameter als Zielgrößen vor, so existieren unendlich viele Lösungen welche die oben genannte funktionale Abhängigkeit erfüllen. Daher wird als zusätzliche Bedingung eine möglichst geringe Abstandsnorm des validierten Parametervektors vom Ausgangszustand gefordert:

$$\text{norm}(\mathbf{x}^{(k)} - \mathbf{x}^{(0)}) \rightarrow \min \quad (12)$$

Damit wird ein physikalisch möglichst sinnvolles Rechenmodell erzielt. Über das Prinzip der Intervallschachtelung wird das Problem rekursiv auf den symmetrischen Fall übertragen und mit Newton gelöst. Der neue Parametersatz ergibt sich aus dem arithmetischen Mittel der beiden besten vorangegangenen Lösungen. Da diese Verfahren relativ rechenaufwendig ist, sollte die Abbruchbedingung (geringe Änderung des Parametersatzes) nicht zu hoch gesetzt werden. In Weiteren werden jedoch nur symmetrische Validierungsaufgaben behandelt.

4.4.2 Implementierung in Matlab

Die Algorithmen zur Newton-Iteration sowie zur Intervallschachtelung sind mit dem Programm MATLAB[®] implementiert. Damit kann bei Vorgabe von Zielgrößen aus einem aktuellen Parametersatz $\mathbf{x}^{(k)}$ der Parametersatz für den nächsten Iterationsschritt ermittelt werden, sofern die Eigenfrequenzen des numerischen Modells zu diesem Parametersatz bestimmt werden können.

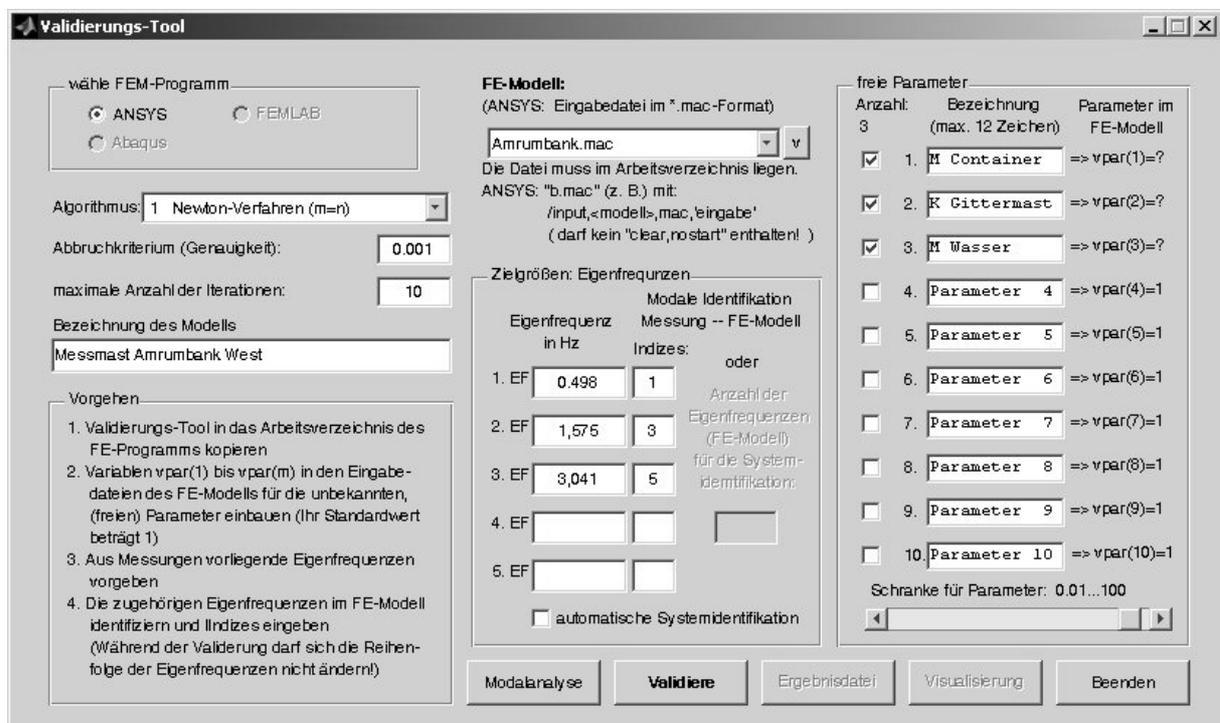


Bild4-9: Eingabemaske des Tools zur iterativen Modellvalidierung

Zu diesem Zweck ist ein FE-Programm im Batch-Mode eingebunden, das automatisch die Eigenfrequenzen zu vorgegebenen Parametern liefert. Ein parametrisiertes FE-Modell wird über eine Eingabedatei (Preprozessor) vorgegeben, wobei die Definition der freien Parameter über

Korrekturfaktoren im Quellcode des Preprozessors erfolgt. Momentan ist nur die Berechnung mit ANSYS[®] möglich. Bild4-9 zeigt die Handhabung des Validierungstools über eine graphische Oberfläche mit MATLAB, mit der eine Validierung am Messmast Amrumbank West durchgeführt wird.

Besondere Beachtung erfordert bei allen Validierungsmethoden die Systemidentifikation: Anhand der Messdaten müssen nicht nur die modalen Größen selbst bereitgestellt, sondern es muss auch die eindeutige Zuordnung der gemessenen zu den berechneten Eigenformen sichergestellt werden. Da diese Bedingung für den gesamten Validierungsprozess gilt, führt dies insbesondere dann zu Problemen, wenn die Eigenfrequenzen dicht beieinander liegen und sich ihre Reihenfolge im numerischen Modell während der Validierung ändern kann.

Es ist daher sinnvoll, zu jedem Iterationsschritt eine automatisierte Systemidentifikation anhand des variablen Eigenschwingverhaltens zwischen Rechenmodells und Messdaten durchzuführen.

4.4.3 Modellvalidierung Messmast „Amrumbank West“

Aus der Systemidentifikation mit dem AR-Modell, Abschnitt 4.3.4, werden folgende gemessene Eigenfrequenzen als Zielgrößen verwendet:

- 0,498Hz 1. Biegeeigenform
- 1,575Hz 2. Biegeeigenform
- 3,041Hz 3. Biegeeigenform
- 5,10Hz 4. Biegeeigenform, aus FFT (nicht bestätigt), vgl. Jahresbericht 2005

Aus dem Abgleich mit dem Rechenmodell hat sich ergeben, dass aufgrund der Symmetrie der Struktur die 1., 3., 5. und 7. Eigenform des Rechenmodells zugeordnet werden müssen.

Zur Festlegung der freien Parameter im Rechenmodell ist zu sagen, dass die qualitativ verschiedenen Einflüsse der Parameter auf das Eigenschwingverhalten im Vorfeld bedacht werden sollten. Exemplarisch zeigt Bild4-7 anhand eines beispielhaften Zielfunktional unterschiedliche Sensitivitäten von Parametern auf das Eigenschwingverhalten. Der Parameter x_1 könnte für den Einfluss einer Kopfmasse stehen und hat eine höhere Sensitivität auf die 1. Eigenfrequenz. Der Parameter x_2 ist charakteristisch für eine elastische Einspannung und zeigt besonders enge Sensitivitätsgrenzen, die insbesondere bei den Randbedingungen weicher Tragstrukturen typisch sind. Als *Ausgangsmodell* „ M_{01} “ wird zunächst das im GIGAWIND Jahresbericht 2005 beschriebene Modell verwendet. Hier sind keine mitschwingenden Wassermassen berücksichtigt worden. Wie der Sensitivitätsuntersuchung in Bild4-10 zu entnehmen ist, steigt der Einfluss der mitschwingenden Wassermassen bei den höheren Eigenformen so stark an, dass dieser Parameter in einem zweiten *Ausgangsmodell* „ M_{02} “ Berücksichtigung findet. In diesem Modell werden zunächst nur die innen mitschwingenden Wassermassen ($C_m=1$) angesetzt, indem die Rohdichte des Stahls im Bereich zwischen Meeresboden und Seekartennull um den entsprechenden Betrag ($\Delta\rho \approx 12.250\text{kg/m}^3$) erhöht wird.

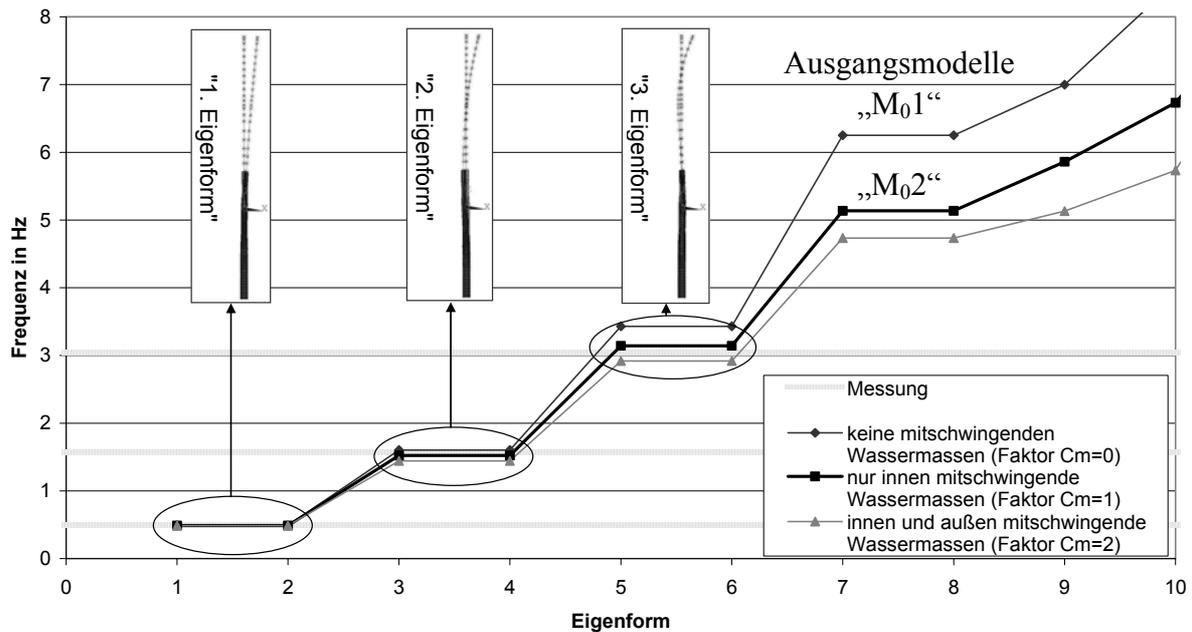


Bild 4-10: Sensitivitätsuntersuchung „Amrumbank West“: Einfluss der mitschwingenden Wassermassen auf das Eigenschwingverhalten

Während sich die Grundfrequenz nur um 0,4% verändert beträgt die Abweichung in der 2. Eigenfrequenz bereits 5,1%. In der 3. und 4. Frequenz sind es sogar 8,4% bzw. 17,9%. Der analytische Ansatz der mitschwingenden Wassermassen sieht zusätzlich den Ansatz der verdrängten Wassermasse vor, was genau der doppelten Masse ($C_m=2$) entspräche. Da Wasser inkompressibel ist, stimmt die Modellvorstellung starr angeschlossener Wassermassen. Allerdings variiert der Faktor C_m nach CLAUSS et al., 1988 in Abhängigkeit von Partikelgeschwindigkeit, Wellenperiode und Durchmesser des Pfahls.

4.4.3.1 Modell M01 ohne Berücksichtigung der mitschwingenden Wassermassen

Im GIGAWIND Jahresbericht 2005 sind zwei Parameter vorgeschlagen worden, die für eine Modellvalidierung geeignet schienen und nachfolgend am Modell „M01“ eingesetzt werden: Aus dem Bodengutachten liegen Bettungsmoduli und Werte für die Grenzmantelreibung für statische Berechnungen für die unterschiedlichen Bodenschichten vor. Erfahrungsgemäß sind bei dynamischen Berechnungen höhere Steifigkeiten anzusetzen, deren genaue Größe jedoch um den Faktor 1 bis 10 variiert. Im Gegensatz zu zyklischen Belastungen wirkt sich bei höheren Frequenzen die Trägheit des Baugrundes verfestigend auf das Last-Verformungs-Verhalten aus. Dieser Parameter wird zunächst verwendet, da die Sensitivität der horizontalen Federsteifigkeit im Jahresbericht 2005 als „gerade noch tauglich“ für die Validierung beurteilt worden ist.

Tabelle 4-2: Vorläufige Validierung

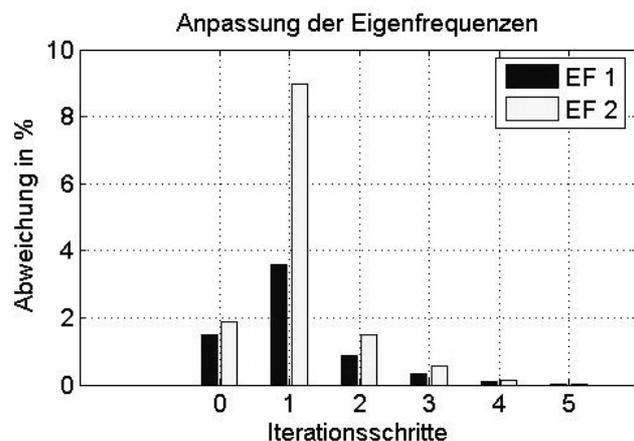


Bild 4-11: Iterationsverlauf der Validierung, Modell M01 Messmast „Amrumbank West“

„Amrumbank West“ am Modell M_01

Parameter:	Messung AR-Modell	Ausgangs- FE-Modell „M ₀₁ “	Vorl. validiertes FE-Modell „M _(v) “		
1. Parameter: Bettungsmodul		1,00	30,5254		
Schicht 1 (0-2m) in N/m ³		$1 \cdot 10^6$	$30,5 \cdot 10^6$		
Schicht 2 (2-7m) in N/m ³		$80 \cdot 10^6$	$2441 \cdot 10^6$		
Schicht 3 (7-10m) in N/m ³		$100 \cdot 10^6$	$4578 \cdot 10^6$		
Schicht 4 (10-12m) in N/m ³		$150 \cdot 10^6$	$3052 \cdot 10^6$		
Schicht 5 (12-23m) in N/m ³		$200 \cdot 10^6$	$6104 \cdot 10^6$		
2. Parameter: Steifigkeit Gittermast		1,00	0,67983		
Steifigkeit Container in m ⁴		2,940	1,999		
Steifigkeit WMM in m ⁴		0,0030 bis 0,2940	0,0021 bis 0,1999		
Eigenfrequenzen:	in Hz	in Hz	Fehler in %	in Hz	Fehler in %
1. Eigenform	<u>0,498</u> (Zielfrequenz)	0,491	1,49	0,498	0,00
2. Eigenform	<u>1,575</u> (Zielfrequenz)	1,606	1,97	1,575	0,00
3. Eigenform	3,041	3,432	12,86	3,199	5,23
4. Eigenform	5,10 (?)	6,251	22,57	6,270	22,94

Der gitterförmige Windmessmast ist mit Punktmassen und masselosen Balkenelementen modelliert worden, deren Steifigkeiten analytisch ermittelt werden (vgl. Jahresbericht 2004). Die Steifigkeiten im Übergangsbereich (Messcontainer) sind geschätzt. Da die Tragstruktur in diesem Bereich oberhalb des Monopiles stark vereinfacht im FE-Modell abgebildet ist, werden die Steifigkeiten für den Windmessmast und für den Messcontainer für die Validierung verwendet, die jedoch in einem Parameter zusammengefasst werden.

Die Modellvalidierung wird mit dem allgemeinen Newton-Verfahren (symmetrischer Fall, 2x2) durchgeführt und erfolgt in fünf Iterationsschritten, wobei die aus Bild4-11 ersichtliche Modellverschlechterung im ersten Iterationsschritt vom Ausgangsmodell abhängt und durchaus normal ist. Danach stellt sich ein quadratisches Konvergenzverhalten ein.

Für eine Modellvalidierung kommen prinzipiell verschiedene Parameterkombinationen in Betracht, die im Vorfeld anhand von Sensitivitätsanalysen und Erfahrungswerten gegeneinander abgewogen werden. Daher ist auch die Validierung nicht eindeutig. Da nicht alle identifizierten Eigenfrequenzen als Zielgrößen vorgegeben sind, muss die Validierung anhand der übrigen Frequenzen auf Plausibilität³ geprüft werden. Dies gilt auch für die Veränderung der Parameter im Validierungsprozess.

³ Die Plausibilitätskontrolle am validierten FE-Modell gewährleistet, dass die Parameter im (physikalisch) sinnvollen Rahmen bleiben, und dass nicht nur die Zielgrößen sondern das gesamte Schwingungsverhalten des Modells besser mit dem der realen Struktur übereinstimmt.

In Tabelle 4-2 sind dem vorläufig validierten FE-Modell „ $M_{(V)}$ “ das FE-Modell im Ausgangszustand sowie die Messergebnisse des AR(20)-Modells gegenübergestellt. Bei dem Bettungsmodul, aus dem die horizontalen Federsteifigkeiten im Gründungsbereich berechnet werden, handelt es sich um den statischen Bettungsmodul aus dem Bodengutachten für den Messmast „Amrumbank West“. Nach KRAMER, 1992 liegt der dynamische Bettungsmodul bei nicht bindigen Böden um das zwei bis sechs fache höher, wobei es hier je nach Anwendungsfall sehr große Unterschiede gibt. Die Erhöhung um den Faktor 30, die sich aus der Validierung ergibt, ist daher unrealistisch. Die Reduktion der Steifigkeit des Gittermastes auf 2/3 des Ausgangswertes liegt im plausiblen Rahmen, da dieses sehr filigrane Bauteil als vereinfachtes Modell vorliegt, in dem nicht jedes Detail separat berücksichtigt werden kann. Als Kriterium für die Güte des validierten Modells werden weitere Eigenformen betrachtet. Der Fehler des FE-Modells in der 3. Eigenform hat sich von 12,86% auf 5,23% deutlich reduziert. Die 4. Eigenform hat sich geringfügig verschlechtert. Die Plausibilität ist daher bei Betrachtung des Eigenschwingverhaltens gegeben, jedoch erweist sich die verwendeten Parameterkombination als unbrauchbar.

Diese Ergebnisse bestätigen die Notwendigkeit von Sensitivitätsanalysen bei Parametern, deren Einfluss auf das Eigenschwingverhalten unsicher ist. So wird deutlich, dass die elastische Einspannung bei derart weichen Strukturen als Validierungsparameter ungeeignet ist. Andererseits zeigen vorangegangene Untersuchungen aber auch, dass ein kompletter Verzicht auf die Modellierung der Ramppfähle, z. B. in Form einer starren Lagerung, nicht vertretbar ist.

4.4.3.2 Modell M_02 mit Berücksichtigung der mitschwingenden Wassermassen

Neben dem Parameter „Steifigkeit Gittermast“ wird die Masse des Messcontainers, in die alle Anbauteile im Bereich des Übergangsstücks einfließen, als Validierungsparameter hinzugezogen. Aufgrund der vereinfachten Abschätzung der mitschwingenden Wassermassen ($C_m=1$) wird diese als dritter Parameter angesetzt.

Da wiederum das allgemeine Newton-Verfahren zur Validierung verwendet wird, müssen drei Zielgrößen vorgegeben werden (3x3-Problem). Dies sind die 1., 2. und 3. Eigenfrequenz.

Nach nur zwei Iterationsschritten (Fehlernorm $< 0,001$) liegt das validierte Modell „ M_V “ vor, das in Tabelle 4-3 dem Ausgangsmodell „ M_02 “ sowie den Messergebnissen aus dem AR-Modell gegenübergestellt ist.

Während sich die Steifigkeit des Gittermastes hier kaum ändert, verringert sich die Masse des Messcontainers auf 45% seines Ausgangswertes. Der Faktor der mitschwingenden Wassermassen steigt um 46% ($C_m=1,46$). Alle Änderungen beruhen auf unsicheren Annahmen und ließen sich tendenziell an der realen Struktur begründen. Als einzige nicht vorgegebene Frequenz verschlechtert sich die Übereinstimmung in der 4. Eigenform, die zugleich als einzige durch die Systemidentifikation mit dem AR-Modell nicht bestätigt ist, auf knapp 3%. Im Vergleich mit dem Modell ohne Berücksichtigung der mitschwingenden Wassermassen gibt dieses Modell auch in der 4. Eigenform die Ergebnisse der Messung am besten wieder und wird somit als validiertes Modell des Messmastes „Amrumbank West“ betrachtet.

Tabelle 4-3: Validierung „Amrumbank West“ am Modell M_02

Parameter:	Messung AR-Modell	Ausgangs- FE-Modell „M₀₂“	Validiertes FE-Modell „M_V“		
1. Parameter: Masse Messcontainer		1,00	0,4450		
in kg		32963	14669		
2. Parameter: Steifigkeit Gittermast		1,00	1,0079		
Steifigkeit Container in m ⁴		2,940	2,963		
Steifigkeit WMM in m ⁴		0,0030 bis 0,2940	0,0030 bis 0,2963		
3. Parameter: Mitschwingende Wassermasse (C _m)		1,00	1,4580		
gesamte Wassermasse in kg		158854	231609		
Eigenfrequenzen:	in Hz	in Hz	Fehler in %	in Hz	Fehler in %
1. Eigenform	<u>0,498</u> (Zielfrequenz)	0,489	1,89	0,498	0,00
2. Eigenform	<u>1,575</u> (Zielfrequenz)	1,522	3,37	1,575	0,01
3. Eigenform	<u>3,041</u> (Zielfrequenz)	3,143	3,36	3,041	0,01
4. Eigenform	5,10 (?)	5,135	0,69	5,253	2,98

4.4.4 Modellvalidierung Forschungsplattform „FINO 1“

Aus der Spektralanalyse, die bereits im GIGAWIND Jahresbericht 2005 durchgeführt worden ist, werden folgende identifizierte Eigenformen verwendet:

- 0,58Hz 1. Eigenform Gesamtsystem
- 1,278Hz 2. Eigenform Gesamtsystem (Biegung O–W, Torsion)
- 1,377Hz 2. Eigenform Gesamtsystem (Biegung N–S)
- 1,634Hz 2. Eigenform Gesamtsystem (Torsion)
- 2,23Hz 3. Eigenform Gesamtsystem
- 2,51Hz 4. Eigenform Gesamtsystem (Identifikation nicht gesichert)

Diesen Frequenzen sind im Rechenmodell die 1./2. (Symmetrie), 3., 4., 5., 7. und 9. Eigenform zugeordnet. Die 6. Eigenform bezieht sich auf das Teilsystem Kamerarohr und wird aufgrund fehlender Messdaten nicht weiter beachtet. Die gemessenen Frequenzen bei 2,23Hz und 2,51Hz waren im Jahresbericht 2005 unter Vorbehalt als 3. und 4. Eigenform Gesamtsystem identifiziert worden. Zumindest für die 3. Eigenform wird diese Vermutung nun durch die Validierung bestätigt.

Als geeignete Validierungsparameter sind im Jahresbericht 2005 vorgeschlagen worden:

- Die *Biegesteifigkeit des Windmessmastes* hat sich bei dem Modell „Amrumbank“ bewährt und wird wegen des großen Einflusses auf die 1. Eigenform verwendet.
- Die *mitschwingenden Wassermassen* haben erst Einfluss auf die Eigenfrequenzen über 2Hz. Da alle sicher identifizierten Zielgrößen darunter liegen, kommt dieser Parameter hier nicht in Frage.
- Die *vertikale Federsteifigkeit* zur elastischen Lagerung der Rammpfähle ist in einer vorgeschalteten Validierung verwendet worden. Aufgrund unrealistischer Parameteränderungen war diese Validierung jedoch nicht plausibel und bestätigt damit die Aussage aus Abschnitt 4.4.3.1, dass nämlich das Schwingungsverhalten weicher Strukturen in weitaus geringerem Maße vom Bettungsmodul abhängt als zunächst vermutet. Der Parameter wird daher nicht weiter verwendet.

4.4.4.1 Sensitivitätsuntersuchungen „FINO 1“

In diesem Abschnitt werden drei weitere Parameter auf Sensitivität untersucht, deren Abbildung im Modell mit Unsicherheiten behaftet ist.

Die Jacket-Struktur ist mit Balkenelementen modelliert, wobei die Knotenpunkte mit den gleichen Elementsteifigkeiten nicht gesondert berücksichtigt sind (vgl. Jahresbericht 2004). Die in der Realität vorhandene Verstärkung der Anschlussbereiche findet sich lediglich in Form zusätzlicher Massenpunkte berücksichtigt. Die übliche Modellvorstellung von Fachwerkstreben sieht dagegen einen gelenkigen Anschluss vor. In Bild4-12 wird die Steifigkeit (E-Modul) der an die Knoten anschließenden Elemente zwischen 10% und 1000% relativ drastisch variiert. Signifikante Änderungen in den Frequenzen zeigen sich nur bei den Eigenformen, in denen einzelne Streben zum Schwingen angeregt werden. Der Einfluss auf die betrachteten Biegeeigenformen, bei dem das Jacket als Kräftepaar trägt, ist vorhanden jedoch eher gering. Die unterste Kurve (10%) bestätigt Überlegungen, dass sich punktuelle Steifigkeitsschwächungen stärker als punktuelle Versteifungen auf die Gesamtsteifigkeit auswirken. Eine Querschnittsschwächung auf unter 50% erscheint jedoch unrealistisch.

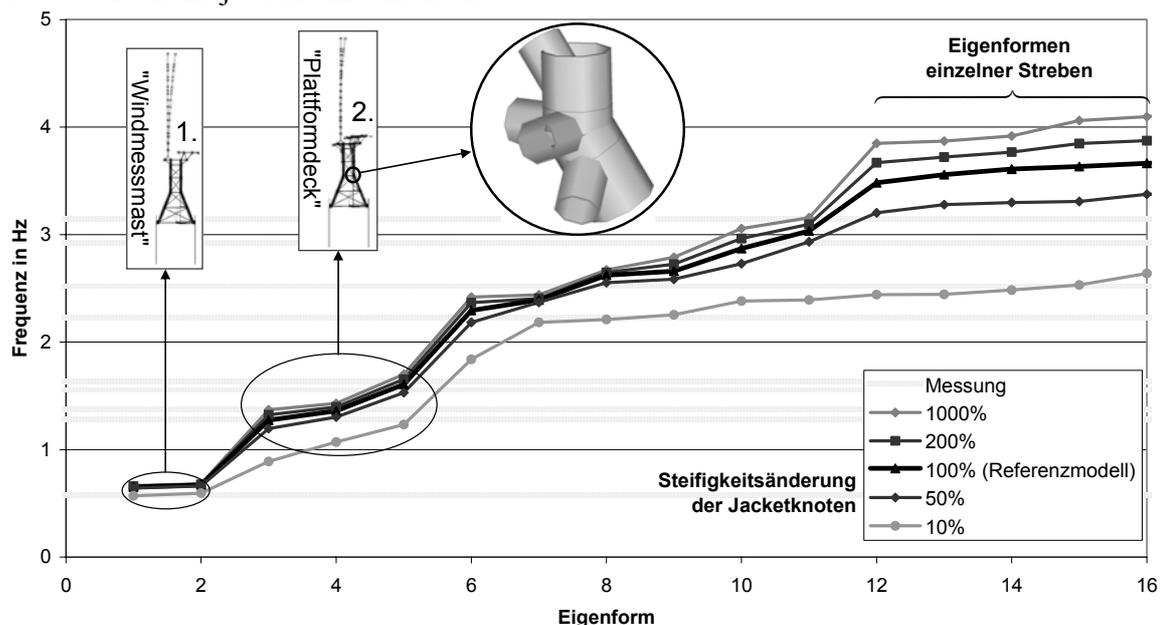


Bild4-12: Sensitivitätsuntersuchung „FINO 1“: Einfluss der Nachgiebigkeit (Steifigkeit) der Jacketknoten auf das Eigenschwingverhalten

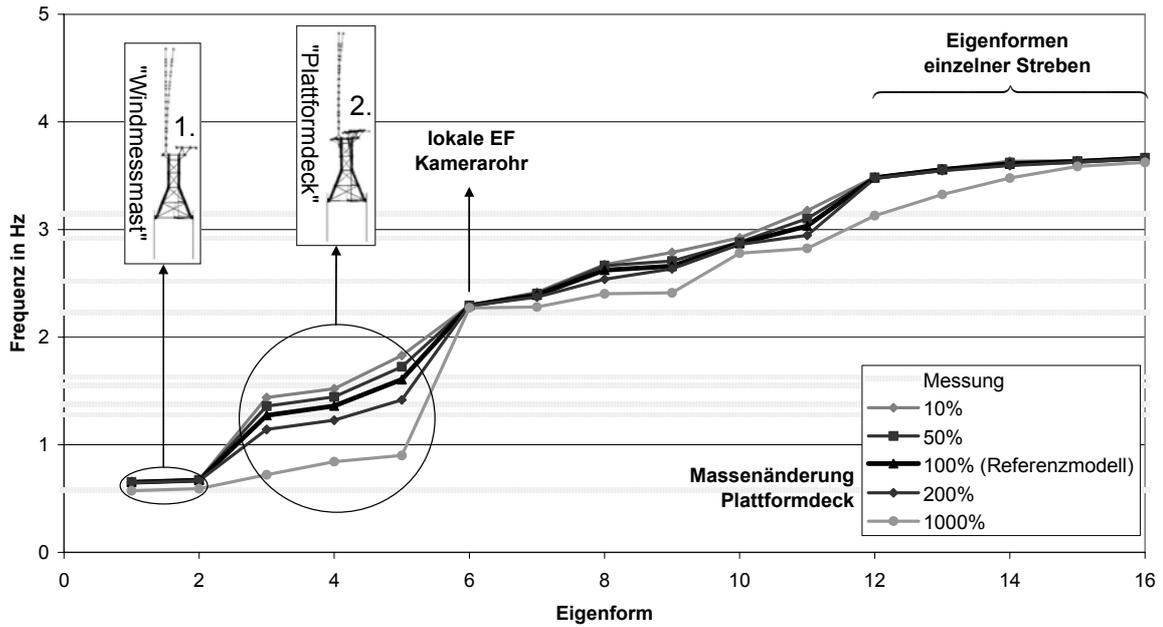


Bild4-13: Sensitivitätsuntersuchung „FINO 1“: Einfluss der Zusatzmassen des Plattformdecks auf das Eigenschwingverhalten

Bei der Modellierung der Decks sind zahlreiche Annahmen getroffen worden. So sind die Massen der Auf- und Anbauten größtenteils in Massenpunkten zusammengefasst, um das Modell an diesen weniger wichtigen Stellen möglichst klein zu halten.

Bild4-13 und Bild4-14 zeigen in gleicher Parametervariation wie bei den Knotensteifigkeiten die Sensitivität des Eigenschwingverhaltens bezüglich dieser Massen. Hier werden signifikante Änderungen der Frequenzen zwischen 1Hz und 2Hz deutlich, wobei die 3. Eigenform stärker durch die Masse des Helidecks und die 5. Eigenform mehr durch die Masse des Plattformdecks beeinflusst wird. Die Sensitivität auf die höheren Eigenformen der einzelnen Streben fällt erwartungsgemäß sehr gering aus.

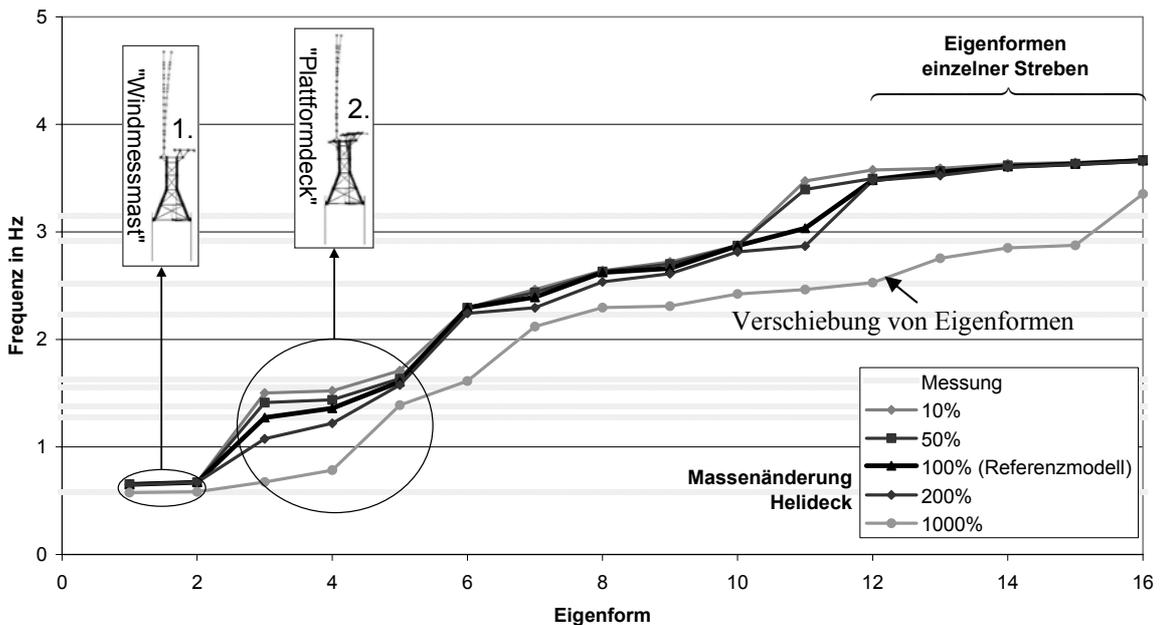


Bild4-14: Sensitivitätsuntersuchung „FINO 1“: Einfluss der Zusatzmassen des Helidecks auf das Eigenschwingverhalten

Tabelle 4-4: Modellvalidierung „FINO 1“

Parameter:	Messung FFT	Ausgangs- FE-Modell „M ₀ “	Validiertes FE-Modell „M _V “		
1. Parameter: Steifigkeit Gittermast Flächenträgheitsmoment in m ⁴		1,00 0,0020 bis 0,1389	0,69187 0,0014 bis 0,9610		
2. Parameter: Masse Plattformdeck Zusatzmasse in kg		1,00 82586	0,3048 25172		
3. Parameter: Masse Helideck Zusatzmasse in kg		1,00 30385	1,3824 42004		
Eigenfrequenzen:	in Hz	in Hz	Fehler in %	in Hz	Fehler in %
1. Eigenform Gesamtsystem	<u>0,58</u> (Zielfrequenz)	0,652 0,671	12,07 15,69	0,580 0,592	0,00 2,07
2. Eigenform Gesamtsystem	<u>1,278</u> (Zielfrequenz)	1,273	0,39	1,278	0,00
	1,377	1,360	1,23	1,350	1,96
	<u>1,634</u> (Zielfrequenz)	1,605	1,77	1,634	0,00
3. Eigenform Gesamtsystem	2,23	2,392	7,26	2,295	2,91
4. Eigenform Gesamtsystem	2,51 (?)	2,659	5,94	2,644	5,33

4.4.4.2 Modellvalidierung „FINO 1“

Als Schlussfolgerung aus den Sensitivitätsuntersuchungen ergeben sich als zusätzliche Validierungsparameter die Masse des Plattformdecks sowie die Masse des Helidecks. Die Validierung wird wiederum mit dem allgemeinen Newton-Verfahren durchgeführt und benötigt drei Iterationsschritte wie Bild4-15 zeigt. Die validierten Parameter sind in Tabelle 4-4 aufgeführt. Die Steifigkeiten des Gittermastes bezieht sich hier nur auf die reine Gitterstruktur im Gegensatz zu „Amrumbank West“, wo auch der Messcontainer einbezogen war. Ihre Reduktion auf etwa 2/3 ist realistisch, wenn man bedenkt, dass sie unter der Annahme ideal biegesteifer Schraubverbindungen ermittelt wurden. Für den Parameter „Masse Plattformdeck“ ergibt sich eine Verminderung auf 30%, die auf den ersten Blick recht hoch erscheint. Allerdings fällt die Änderung der Masse Helideck mit einer Zunahme auf 138% genau gegenteilig aus, so dass hier zum Teil eine Verlagerung der

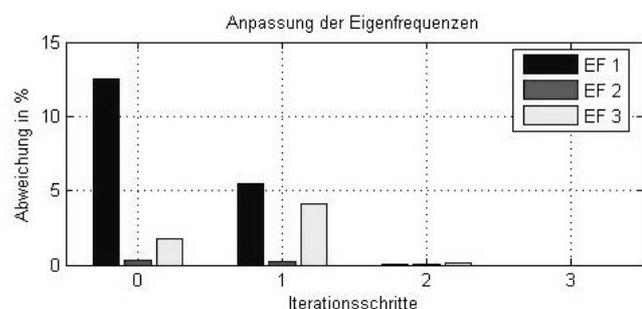


Bild4-15: Iterationsverlauf der Validierung, Modell „FINO 1“

Massen vorliegt. Ein Blick in die Konstruktionszeichnungen zeigt mehrere Anbauten, die sowohl dem Plattform- als auch zum Helideck aufgeschlagen werden können bzw. veränderliche Größen sind wie z. B. der Dieseltank. Zudem könnten durch diesen Parameter auch andere fehlerhafte Massenschätzungen in der Unterkonstruktion kompensiert werden. Bei den Eigenfrequenzen des validierten Modells zeigen sich im Vergleich mit den Messgrößen abgesehen von einer Frequenz bei 1,377Hz nur Verbesserungen, die besonders bei der 1. aber auch bei der 3. Eigenform des Gesamtsystems drastisch ausfallen. Unter der Annahme, dass die 4. Eigenform mit der Spektralanalyse richtig identifiziert ist, so verbessert sie sich nur geringfügig. Möglicherweise müssen hier weitere Parameter variiert werden.

Insgesamt verringert sich der Fehler im Eigenschwingverhalten des Modells durch die Validierung um 75%, so dass das hier validierte Modell plausibel ist.

4.5 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen der Validierung bautechnischer Bemessungsmethoden für Offshore-Windenergieanlagen werden in diesem Kapitel Algorithmen zur systematischen Validierung von Rechenmodellen einer Gesamttragstruktur behandelt. Ziel ist es, Strukturantworten zu simulieren, die möglichst gut mit den Antworten der realen Struktur übereinstimmen. Während in anderen Projektteilen Lastmodelle für die realitätsnahe Simulation des Eingangs erarbeitet werden, behandelt dieser Teil die Übertragungsfunktion, die zur Berechnung der Strukturantwort aus gegebenem Eingang dient. Als Indikator für die Qualität des validierten Strukturmodells wird das Eigenschwingverhalten verwendet, das alle globalen Eigenschaften einer leichten Struktur widerspiegelt.

Die Auswertung gemessener Zeitverläufe erfolgt üblicherweise über Spektralanalysen (FFT). Am Beispiel des Messmastes „Amrumbank“ wird gezeigt, dass die Verwendung von ARMA-Modellen zur Modalanalyse von Strukturmessungen entscheidende Vorteile bietet:

- Der Systemidentifikation stehen neben den Eigenfrequenzen auch modale Dämpfungen und Eigenvektoren zur Verfügung,
- die Eigenfrequenzen werden bei ARMA-Modellen analytisch berechnet während sie bei der Spektralanalyse graphisch abgelesen werden müssen und
- das analysierte Zeitsignal kann deutlich kürzer gewählt werden, so dass auch kurzzeitige Belastungssituationen selektiert werden können.

Mit dem ARMA-Modell werden die ersten drei Eigenformen des Messmastes „Amrumbank West“ bei 0,498Hz, 1,575Hz und 3,041Hz identifiziert. Als Zielgrößen fließen diese Informationen in die Modellvalidierung ein. Im Gegensatz zu manuellen Modellkorrekturen verwendet die hier vorgestellte Modellvalidierung mathematische Optimierungsalgorithmen (z. B. Newton-Iteration, Sekantenverfahren), die in einem iterativen Prozess Übereinstimmungen des Eigenschwingverhaltens zwischen dem Rechenmodell und der realer Struktur herbeiführen. Für die numerische Modalanalyse greift das in Matlab implementierte Verfahren vollautomatisch auf ein FE-Programm zu. Voraussetzung ist ein (über wenige Modellfaktoren) parametrisiertes FE-Modell, dessen Eigenfrequenzen den gemessenen Größen eindeutig zugeordnet sind. Zur Wahl der Parameter ist es sinnvoll, im Vorfeld deren Einfluß auf das Eigenschwingverhalten mittels Sensitivitätsanalysen zu verifizieren.

Am Beispiel der Modelle „Amrumbank West“ und „FINO 1“ liegen Sensitivitätsanalysen zum Teil aus vorangegangenen Jahresberichten vor. Es zeigt sich allerdings für beide Modelle, dass

die elastische Einspannung das Eigenschwingverhalten nicht stark genug beeinflusst, um nachvollziehbare Validierungen zu gewährleisten. Stattdessen wird das Modell „Amrumbank West“ über die mitschwingende Wassermasse sowie Steifigkeit und Masse im Bereich Gittermast/Messcontainer validiert. Aus zusätzlichen Sensitivitätsanalysen am Modell „FINO 1“ ergibt sich für den Parameter „Steifigkeit Jacketknoten“ nur bei den Eigenformen einzelner Fachwerkstreben ein signifikanter Einfluß. Die Validierung erfolgt neben der Steifigkeit des Windmessmastes über die Massen für Plattformdeck und Helideck. Beide Validierungen sind auf Plausibilität geprüft.

Weiterer Forschungsbedarf bei den vorgestellten Verfahren zur Systemidentifikation und Modellvalidierung besteht hauptsächlich in der Automatisierung. So soll ein Verfahren zur Bestimmung der Ordnung der AR-Modelle erarbeitet werden, um eine einfache Handhabung zu gewährleisten. Momentan setzt die iterative Validierung voraus, dass die Eigenformen des numerischen Modells während der Iteration ihre Reihenfolge beibehalten. Diese Einschränkung soll durch eine automatisierte Systemidentifikation nach jedem Iterationsschritt behoben werden.

5 Tragstruktur – Lebensdaueranalysen und Prognoseverfahren

Verfasser des Kapitels:

Schaumann, P.; Böker, C. (Institut für Stahlbau, Universität Hannover)

5.1 Einleitung

Aufbauend auf den Ergebnissen und Arbeiten der bisherigen Projektlaufzeit wurde im Berichtszeitraum im Teilprojekt Tragstruktur – Lebensdaueranalyse und Prognoseverfahren der Fokus auf die Besonderheiten gelegt, die insbesondere im Zusammenhang mit aufgelösten Offshore-Tragstrukturen auftreten. Dies ist zum einen der Einfluss der Verteilung unterschiedlicher Wellenrichtungen innerhalb eines Kurzzeitseegangszustandes auf die Ermüdungsbeanspruchung. Dieser Effekt wurde bereits im letzten Jahresbericht angesprochen. Im vorliegenden Bericht wird der Einfluss allgemeiner an verschiedenen Beispielen untersucht und es werden Empfehlungen für die Berücksichtigung während des Entwurfs gegeben.

Ein weiterer Schwerpunkt lag auf der Untersuchung des Einflusses der Berücksichtigung von lokalen Knotennachgiebigkeiten bei der Modellierung auf das Tragverhalten aufgelöster Strukturen. Zu diesem Zweck wurden Methoden entwickelt, um die lokalen Knotennachgiebigkeiten in unterschiedlichem Detailgrad in das numerische Modell für die Simulationen zu integrieren.

5.2 Richtungsseegang

5.2.1 Allgemeines

Bereits im letzten Jahresbericht wurde auf den Einfluss der Richtungsverteilung innerhalb von Kurzzeitseegangszuständen auf die Ermüdungsbeanspruchung von Tragstrukturdetails hingewiesen. Im weiteren wird hier der englische Begriff „wave spreading“ verwendet, da dieser in der vorwiegend englischsprachigen Literatur gebräuchlich ist. Möglichkeiten zur Berücksichtigung des wave spreading in der Zeitreihensimulation von Seegangsbeanspruchungen wurden ausführlich in *Mittendorf (2006)* und im *GIGAWIND-Jahresbericht 2006* vorgestellt. Der Übersichtlichkeit halber werden sie an dieser Stelle nur noch einmal kurz zusammengefasst.

Üblicherweise werden die Lasten aus Seegang für Offshore-Tragstrukturen im Zeitbereich berechnet, indem lineare Einzelwellen unterschiedlicher Höhe, Periode und Phase überlagert werden. Dabei wird angenommen, dass die Wellenkämme unendlich lang sind, so dass alle Wellen eines Seegangszustandes in eine Richtung fortschreiten.

Dies führt im Vergleich zu realen Messergebnissen zu ungenauen Vorhersagen der Ermüdungsbeanspruchung, da in der Realität ein Seegangszustand zusätzlich zu den genannten Parametern durch Wellen unterschiedlicher Richtung gekennzeichnet ist.

Bild 5-1 illustriert den Effekt des wave spreadings. Als Extremfall ist zum Vergleich in Bild 5-1a) eine lineare Einzelwelle dargestellt. Hier sind die Wellenkämme unendlich lang, die Welle schreitet lediglich in eine Richtung fort. Bild 5-1b) zeigt die oben beschriebene übliche Vorgehensweise mit der Simulation eines unregelmäßigen Seegangszustandes ohne Berücksichtigung des wave spreadings. Auch hier gibt es nur eine Fortschrittsrichtung für alle Wellen des Kurzzeitseegangszustandes. In Bild 5-1c) schließlich wurde das wave spreading bei der Simulation des Wasseroberfläche berücksichtigt.

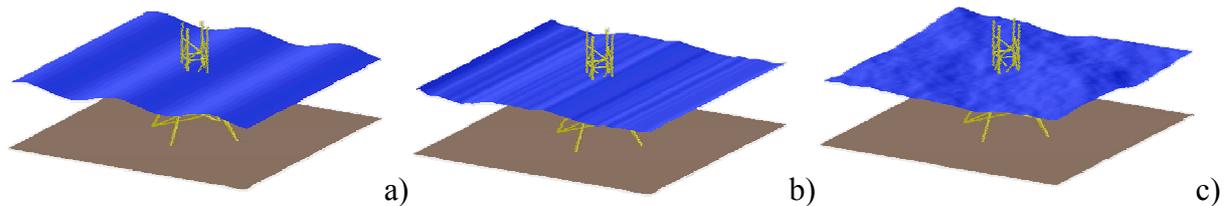


Bild 5-1: Illustration des Unterschiedes unendlich langen Wellenkämmen und Modellen mit realistischerer Berücksichtigung der Richtungsverteilung in Kurzzeitseegangszuständen. a) Airy-Theorie; b) Unregelmäßiger, gerichteter Seegangszustand; c) Unregelmäßiger Seegangszustand mit wave spreading

Numerisch kann das wave spreading durch eine Richtungsfunktion D bei der Ermittlung der Amplituden der Partialwellen berücksichtigt werden, vgl. Zielke, Mittendorf (2003) und Teilprojekt „Seegangs- und Wellenlasten“ im diesem Jahresbericht. Die Amplituden ergeben sich dann wie folgt:

$$A_{ij} = \sqrt{2 \cdot S_i(\omega) \cdot D_j(\vartheta) \cdot \Delta\omega \cdot \Delta\vartheta} \quad (1)$$

mit	A_{ij}	Amplitude der Partialwelle
	$S_i(\omega)$	Wellenenergie für die Frequenz ω
	$D_j(\vartheta)$	Häufigkeit der Wellen aus Richtung ϑ
	ω	Wellenfrequenz
	ϑ	Wellenrichtung

Als Richtungsfunktion D soll im Rahmen dieses Abschnittes lediglich der einfache Ansatz des \cos^2 -spreading verwendet werden, um die Auswirkungen des wave spreading auf einzelne Strukturdetails sowie den Ermüdungsnachweis zu untersuchen. Dabei soll auch der Frage nach dem Einfluss des spreading über die gesamte Lebensdauer des Tragwerks nachgegangen werden:

$$D(\vartheta) = \frac{2}{\pi} \cos^2 \vartheta; \quad -\frac{\pi}{2} \leq \vartheta \leq \frac{\pi}{2} \quad (2)$$

with	D	Richtungsfunktion
	ϑ	Wellenrichtung

Die Untersuchungen werden zunächst anhand der Forschungsplattform FINO1, von der im Rahmen des GIGAWINDplus-Projektes die Messdaten zur Verfügung stehen, durchgeführt. Anschließend wird die Methode beispielhaft auf einen Monopile und einen Tripodknoten angewandt, um den Einfluss speziell auf aufgelöste Strukturen darzustellen.

5.2.2 Anwendungsbeispiel Forschungsplattform FINO1

Die Messkampagne, deren Ergebnisse der Forschergruppe GIGAWIND zugänglich sind und den hier beschriebenen Untersuchungen zugrunde liegen, sowie die Verarbeitung der Messdaten wurden bereits in den beiden vorangegangenen Jahresberichten ausführlich erläutert. In Bild 5-2 ist noch einmal das für die Berechnungen verwendete Berechnungsmodell sowie die Position der

zur Verfügung stehenden Messaufnehmer dargestellt, an denen jeweils Normalkräfte und Biegemomente ausgewertet werden.

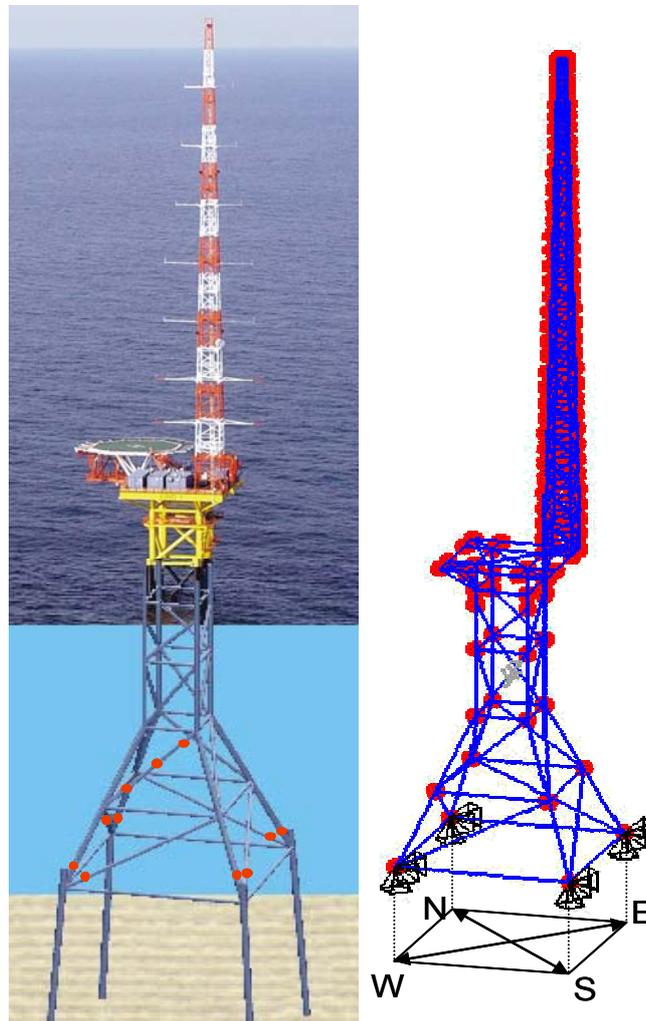


Bild 5-2: Forschungsplattform FINO 1 (Quelle Foto: www.fino-offshore.de). a) Anordnung der Dehnmessstreifen. b) Simulationsmodell und Ausrichtung nach Nautisch Nord

Der Einfluss der Berücksichtigung des wave spreadings wurde für die Normalkraft in der Diagonalstrebe der FINO1-Plattform bereits im letzten Jahresbericht anhand des Vergleichs der Messdaten mit Simulationsergebnissen nachgewiesen. Dort wurde eine vereinfachte Berechnung auf der Basis der schädigungsäquivalenten Lasten durchgeführt, um den Einfluss quantitativ besser abschätzen zu können. Hier sollen die Berechnungen der Vollständigkeit halber noch einmal mit der oben beschriebenen Berücksichtigung des wave spreadings durchgeführt werden.

Bild 5-3 zeigt ähnlich wie im letzten Jahresbericht als Ergebnisse die schädigungsäquivalenten Normalkräfte in der Diagonalstrebe für die beiden Seegangszustände mit $H_{s,1}=1\text{m}$ und $T_{z,1}=4\text{s}$ sowie $H_{s,2}=3\text{m}$ und $T_{z,2}=8\text{s}$ für zwei unterschiedliche mittlere Seegangrichtungen 225° und 315° .

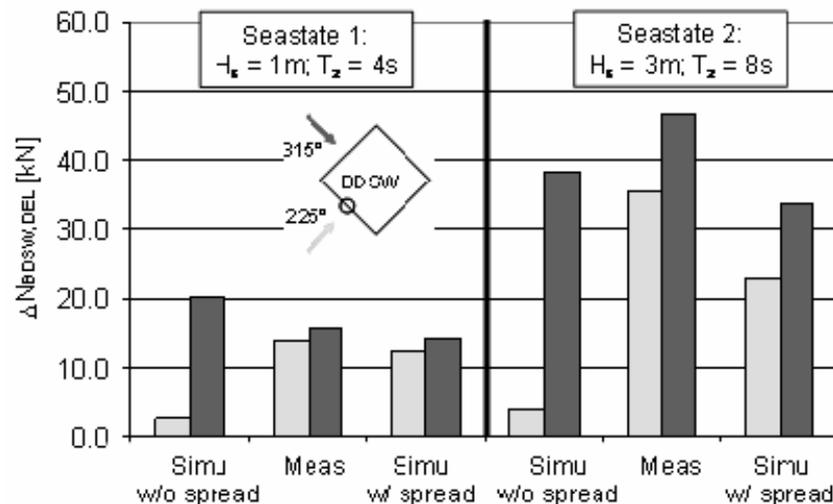


Bild 5-3: Vergleich gemessener und simulierter schädigungsäquivalenter Normalkräfte in der Diagonalstrebe (Detail D-BDSW) unter Berücksichtigung des wave spreadings

Es ist deutlich zu erkennen, dass die Ergebnisse von Messung und Simulation zumindest qualitativ deutlich besser übereinstimmen, wenn das wave spreading in der Simulation berücksichtigt wird.

Die hier gezeigten Ergebnisse gelten zunächst nur für einen einzelnen Kurzzeitseegangszustand. Der Einfluss über die gesamte Lebensdauer wird im folgenden Abschnitt anhand eines Monopiles sowie anhand eines Tripod-Knotens untersucht.

5.2.3 Einfluss über die gesamte Lebensdauer

Die Berücksichtigung des wave spreading in Kurzzeitseegangszuständen bei Simulationen im Zeitbereich führt zu einem erheblichen Mehraufwand bei den Berechnungen, da die Anzahl der Partialwellen für die Simulation des unregelmäßigen Seegangszustandes nun das Produkt aus der Anzahl der Frequenzklassen für die Diskretisierung des Seegangsspektrums und der Anzahl der Richtungsklassen ist. Insbesondere in der Vorentwurfs-Phase eines Projektes ist es daher erforderlich, den quantitativen Einfluss des wave spreading auf die Ermüdungsbeanspruchung über die gesamte Lebensdauer des Tragwerkes abschätzen zu können. In diesem Abschnitt wird daher der Einfluss auf die gesamte Lebensdauer von typischen Tragstrukturdetails am Beispiel eines Monopiles und Tripods näher untersucht.

Um die Auftretenshäufigkeit einzelner Kurzzeitseegangszustände zu beschreiben, wird für die folgenden Untersuchungen ein vereinfachtes Wellenverteilungsdiagramm nach *Kleineidam (2004)* verwendet, siehe Tabelle 5-1. Bei diesem Wellenverteilungsdiagramm handelt es sich um ein reduziertes Wellenverteilungsdiagramm, das Nordseebedingungen repräsentiert.

i	H_s	T_z	Freq.
1	0.50	2.5	9.1
2	0.80	3.5	93.1
3	1.17	4.5	253.4
4	1.60	5.5	355.2
5	2.28	6.5	208.2
6	3.33	7.5	62.8
7	4.44	8.5	14.2
8	5.53	9.5	3.3
9	6.22	10.5	0.6
10	5.07	11.5	0.1

Tabelle 5-1: Wellenverteilungsdiagramm aus Kleineidam (2004) zur Beschreibung der Auftretenshäufigkeit einzelner Kurzzeitseegangszustände für Nordsee-Bedingungen

Für die Langzeit-Richtungsverteilung wird ebenfalls eine \cos^2 -Verteilung angenommen. Diese Vereinfachung erlaubt eine allgemeine Untersuchung des Einflusses der Kombination von Kurzzeit- und Langzeit-Richtungsverteilung der Seegangszustände.

5.2.3.1 Monopile

Der Monopile ist ein gutes Beispiel für die Untersuchung des Einflusses des wave spreadings, da die Spannungen über den Umfang verteilt nur von der Richtung des Biegemomentes abhängen und nicht durch zusätzliche Zwängungen beeinflusst werden, wie dies beispielsweise beim Tripod, der im Folgenden ebenfalls untersucht wird, der Fall ist. Die Berechnung und Überlagerung unterschiedlicher Lastzustände gestaltet sich dadurch recht einfach.

Wie bereits erwähnt können sowohl Langzeit- als auch Kurzzeit-Richtungsverteilungen bei der Simulation berücksichtigt werden. Dadurch ergeben sich die folgenden vier Möglichkeiten für die Berücksichtigung, mit zunehmendem Rechenaufwand:

	Langzeit- spreading	Kurzzeit- spreading
1	Nein	Nein
2	Ja	Nein
3	Nein	Ja
4	Ja	Ja

Tabelle 5-2: Vier unterschiedliche Möglichkeiten, die Richtungsverteilung der Wellen in der Simulation zu berücksichtigen, mit zunehmendem Rechenaufwand

Der Fall 1 stellt die übliche Vorgehensweise bei der Auslegung der Mehrzahl der bisher realisierten Offshore-Windprojekte dar. Hier wird keine Richtungsverteilung berücksichtigt, es wird vielmehr angenommen, dass alle Wellen stets aus einer Richtung kommen. Da zu erwarten ist, dass dieses Vorgehen zu konservativen Ergebnissen hinsichtlich der Ermüdungsbeanspruchung führt, wird dieser Fall für die nachfolgenden Untersuchungen als Referenz verwendet, um das Einsparpotential der anderen Fälle beurteilen zu können.

Der Monopile, der für die folgenden Simulationen verwendet wurde, besitzt eine Grundfrequenz von 0,297 Hz und einen Durchmesser im Wasserbereich von 7 m bei 30 m Wassertiefe. Diese Konfiguration stellt zwar eine mehr oder weniger akademische Studie dar, da derzeit kein ent-

sprechendes Rammgerät verfügbar ist, was einen Pfahl diesen Durchmessers rammen könnte. Nichtsdestotrotz ist dies eine mechanisch sinnvolle Lösung für eine aktuelle 5-MW-Anlage in einer für die Deutsche Bucht typischen Wassertiefe.

Bild 5-4 zeigt die relativen Schädigungen für die vier Fälle aus Tabelle 5-2 über den halben Umfang des Monopiles auf Höhe des Meeresbodens. Die mittlere Wellenrichtung betrug bei allen Simulationen 90° (Ost), wobei sowohl für die Langzeit- als auch die Kurzzeit-Richtungsverteilung eine \cos^2 -Verteilungsfunktion angenommen wurde.

Wie zu erwarten war liefert der Fall 1 ohne jegliche Berücksichtigung einer Richtungsverteilung der Wellen die höchsten Schädigungen. Diese treten ebenfalls bei der Hauptwellenrichtung 90° auf. Für Fall 2 können die Schädigungen durch die Berücksichtigung der Langzeit-Richtungsverteilung bereits auf etwa 62% gesenkt werden, vgl. auch *Schaumann et al. (2004)*. Es ist zu erkennen, dass die Schädigung, die an der höchstbeanspruchten Stelle reduziert werden konnte, über den Umfang des Monopiles verteilt wurde. Die Fläche unter den Kurven bleibt konstant. Dies kann so interpretiert werden, dass die gesamte Wellenenergie, die die Schädigung verursacht, konstant bleibt. Die Ergebnisse für Fall 3 mit konstanter Langzeit-Richtung und wave spreading in den Kurzzeitseegangszuständen liefert ähnliche Ergebnisse. Hier konnten die größten Schädigungen auf etwa 67% reduziert werden, wobei ebenfalls die Schädigungen über den Umfang des Monopiles verteilt wurden. Die Kombination von Langzeit- und Kurzzeitrichtungsverteilung resultiert in der flachsten Kurve in Bild 5-4. Hier wurde die maximale Schädigung auf 46% des Referenzwertes reduziert und fast gleichmäßig über den Umfang verteilt.

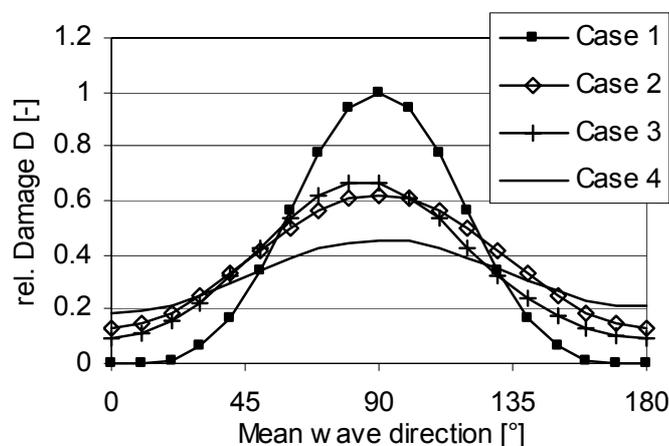


Bild 5-4: Relative Schädigung über den halben Umfang des Monopiles am Meeresboden infolge unregelmäßiger Seegangsbeanspruchung gemäß dem Wellenverteilungsdiagramm aus für eine mittlere Wellenrichtung von 90° .

Es ist wichtig festzuhalten, dass durch die Berücksichtigung der Richtungsverteilung nun auch Punkte auf dem Umfang des Monopiles, die nicht in der Hauptwellenrichtung liegen, teilweise signifikante Schädigungen erfahren. Dies ist speziell dann von Interesse, wenn die Tragstruktur komplexer ist und Schnittgrößen und Spannungen zusätzlich von Zwängungen in statisch überstimmten Systemen abhängen. Dies ist zum Einen für das oben genannte Beispiel der FINO1-Plattform und zum anderen für Tripods der Fall. Aus diesem Grund wird letzterer im folgenden Abschnitt näher untersucht.

5.2.3.2 Tripod

Das Monopile-Beispiel hat gezeigt, dass die Berücksichtigung des wave spreading zu einer signifikanten Reduktion der Ermüdungsbeanspruchung und damit der daraus resultierenden Schädigungen von Tragstrukturdetails führen kann. In diesem Abschnitt wird mit dem Tripod-Knoten ein typisches Detail für zukünftige Tragstrukturen für Offshore-WEA untersucht.

Als Beispiel wird der obere Zentralknoten eines Tripods gewählt. Der verwendete Tripod wurde in *Schaumann et al. (2004)* veröffentlicht. In Bild 5-5 sind das System sowie die Abmessungen des Tripods dargestellt.

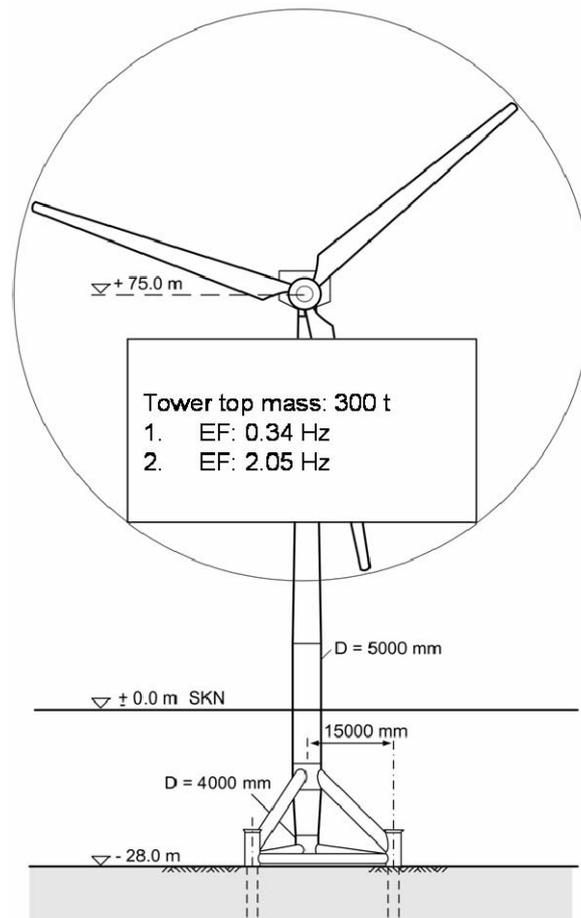


Bild 5-5: Abmessungen des für die Untersuchungen verwendeten Tripods

Offensichtlich hängt bei diesem System die Belastung in den Streben infolge Seegangs von der Belastungsrichtung ab. Daher muss im Rahmen einer Bemessung die Richtung gefunden werden, für die die Belastung im jeweils betrachteten Strukturdetail maximal wird. Um den dafür erforderlichen Rechenaufwand zu minimieren, kann eine Transferfunktion, die die Beanspruchung im betrachteten Strukturdetail und die Wellenrichtung korreliert, aufgestellt werden.

Bild 5-7 zeigt die maximalen Nennspannungen am Strebenkronen- sowie Strebensattelpunkt der nach Osten weisenden Strebe infolge Beanspruchung aus einer linearen Einzelwelle aus unterschiedlichen Richtungen. Strebenkronen- und Strebensattelpunkt sind in Bild 5-6 definiert.

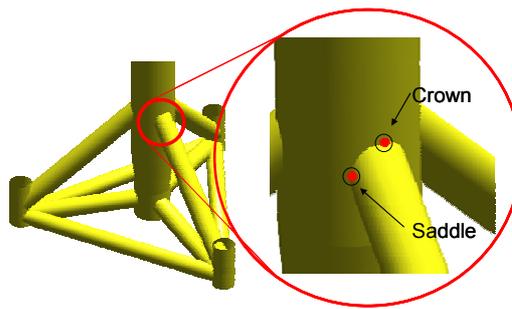


Bild 5-6: Definition des Strebenkronen- (Crown) bzw. Strebensattelpunkts (Saddle)

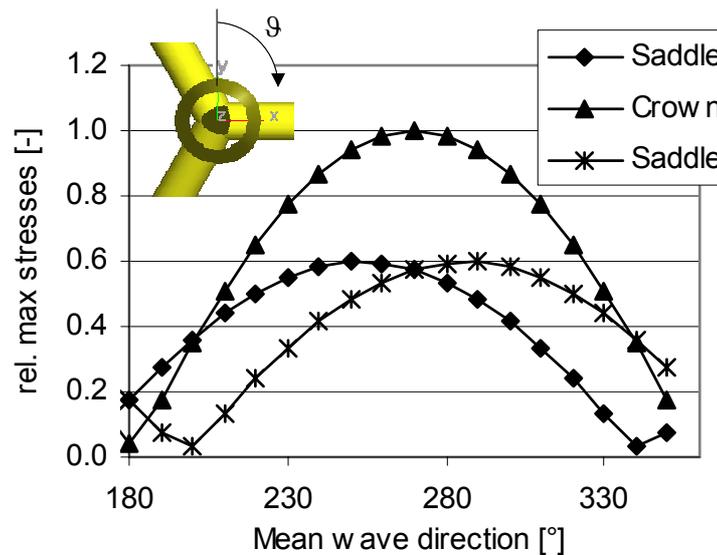


Bild 5-7: Bezogene maximale Nennspannung am Strebenkronen- (Crown) bzw. Strebensattelpunkt (Saddle).

Wie zu erwarten war werden die Spannungen am Kronenpunkt für Wellen aus der Richtung 270°, also in Richtung der Strebe, maximal. Dies ist dadurch zu erklären, dass die Spannungen am Kronenpunkt in erster Linie von der Axialbeanspruchung der Strebe sowie vom Biegemoment in der Ebene der Strebe abhängen. Beide Beanspruchungen sind für den Kronenpunkt in Phase, vgl. Bild 5-8. Es ist daher zu erwarten, dass der Einfluss des wave spreadings auf die Ermüdungsbeanspruchung am Strebenkronenpunkt sich verhält, wie es beim Monopile (s.o.) beobachtet wurde.

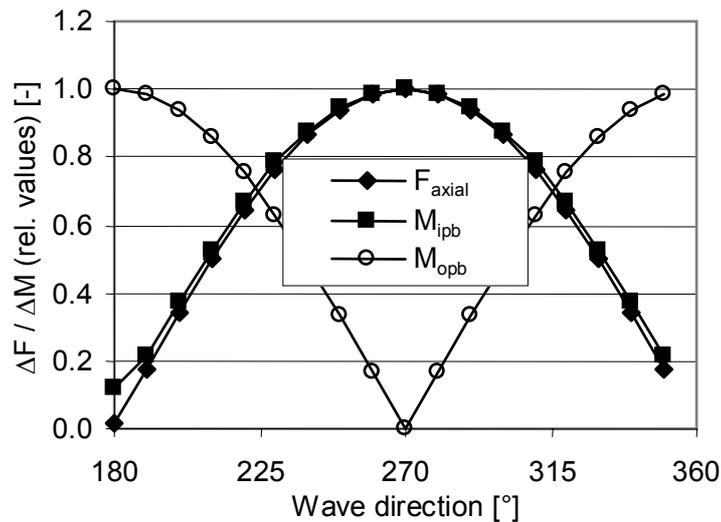


Bild 5-8: Relative Axialkraft F_{axial} und Biegemomente in der Ebene und senkrecht zur Ebene, M_{ipb} , M_{opb} , in der Strebe über variierender Wellenrichtung

Die Spannungen am Strebensattelpunkt hingegen hängen von der Axialbeanspruchung und dem Biegemoment senkrecht zur Ebene ab. Da diese nicht in Phase sind, hängt es von den geometrischen Gegebenheiten der Struktur und dem Verhältnis von Axialkraft und senkrechtem Biegemoment ab, wie sich die Einflüsse auf die Spannungen am Strebensattel auswirken. Typischerweise werden die Wellenrichtungen, für die Spannungen am Strebenkronen- bzw. Sattelpunkt maximal werden, nicht identisch sein. Streng genommen müssten also viele verschiedene Wellenrichtungen für jeden Punkt auf der Schweißnaht des Knotens untersucht werden, um die maßgebenden Spannungen zu erhalten.

In der Vorentwurfsphase werden üblicherweise Analysen mit unidirektionalen Wellen bzw. Seeangangszuständen durchgeführt, um in dem notwendigen iterativen Prozess den Rechenaufwand in Grenzen zu halten. Die mittlere Wellenrichtung wird dabei pragmatisch so gewählt, dass annähernd maßgebende Spannungen für die meisten Details resultieren. In dem hier diskutierten Beispiel würden die Simulationen also mit einer mittleren Wellenrichtung von 270° durchgeführt, da hier die größten Spannungen am Strebenkronenpunkt auftreten. Das Vorgehen ist in Bild 5-9 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass für den hier untersuchten Tripod das Maximum für den Strebensattelpunkt um etwa 20° verschoben ist. Wenn die Spannungen dennoch für eine mittlere Wellenrichtung von 270° am Strebensattelpunkt ausgewertet werden, ergibt sich ein Fehler in den Spannungen von etwa 4%. Unter der Annahme einer konstanten Wöhlerliniensteigung von $m=4$ ergibt sich damit ein Fehler in den Schädigungen von etwa 17%. Diese Abweichung ist nicht fix und hängt von der jeweils untersuchten Struktur ab. Es ist jedoch wichtig zu wissen, wie groß die Sicherheiten sind, wenn die Rechnungen bisher ohne Berücksichtigung des wave spreadings durchgeführt wurden.

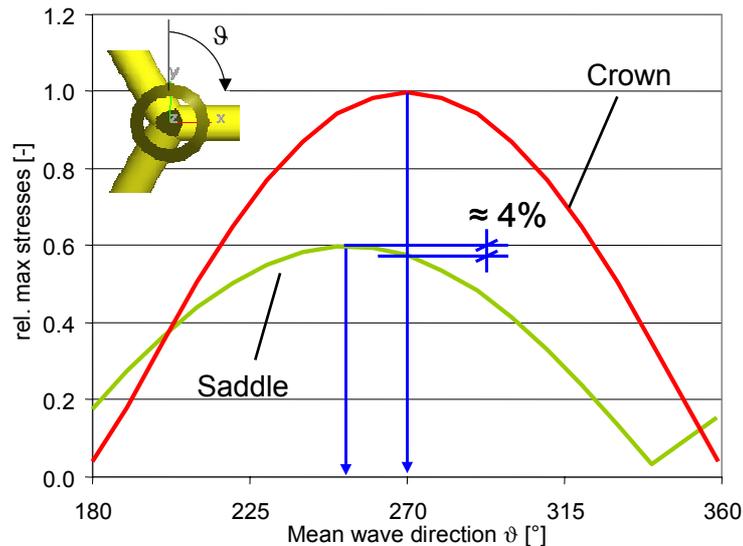


Bild 5-9: Bezogene maximale Spannungen für Wellen aus unterschiedlichen Richtungen. Darstellung für Strebenkronen- (Crown) und Strebensattelpunkt (Saddle)

Bild 5-10 zeigt die Schädigungen in Strebenkronen- bzw. Strebensattelpunkt infolge Berechnungen gemäß Tabelle 5-2.

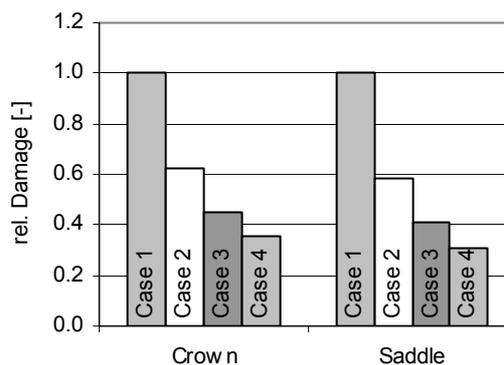


Bild 5-10: Bezogene Schädigungen am Strebenkronen- (Crown) bzw. Strebensattelpunkt (Saddle) infolge der vier unterschiedlichen Fälle gem. Tabelle 5-2

Wie zu erkennen ist, können durch die Berücksichtigung der Langzeit- und Kurzzeitrichtungsverteilungen der Seegangszustände bzw. der Wellen die Schädigungen um bis zu 70% reduziert werden. Es ist jedoch anzumerken, dass die mögliche Reduktion von den Randbedingungen, insbesondere der zugrunde liegenden Verteilungsfunktion für die Langzeitrichtungsverteilung, abhängt und nicht ohne weiteres auf alle Strukturen verallgemeinert werden kann.

5.3 Lokale Knotennachgiebigkeiten

5.3.1 Allgemeines

Bei der numerischen Analyse von Offshore-Tragstrukturen werden üblicherweise Stabwerks- bzw. Balkenmodelle verwendet. Dabei wird angenommen, dass die einzelnen Stäbe der Rohrknotenverbindungen an den Knoten starr miteinander verbunden sind. Eine Momentenbeanspruchung in einer der Streben führt also immer auch zu einer Verdrehung des Anschlussknotens, die von der Steifigkeit des Gurtes abhängt.

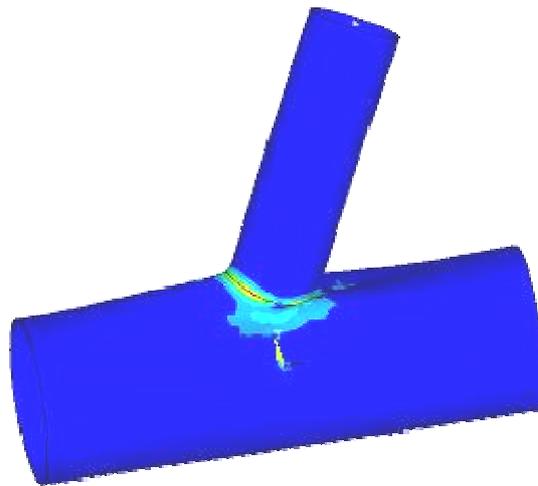


Bild 5-11: Schalenmodell eines T-Knotens unter Biegebeanspruchung in der Knotenebene.

In der Realität ist eine solche vollständig starre Einspannung nicht gegeben. Lokale Deformationen der Gurtschale führen zu einer gewissen Nachgiebigkeit der Knotenverbindung. In Bild 5-11 ist ein einfacher T- oder Y-Knoten mit Schalenelementen modelliert und die Verformungen infolge eines Biegemomentes in der Ebene des Knotens berechnet worden. Die Deformation der Gurtschale ist in der Überhöhung deutlich zu erkennen.

Diese Verformung in der Gurtschale führt dazu, dass Rohrknoten in der Realität nicht starr sind sondern eine gewisse Nachgiebigkeit aufweisen. Diese so genannte lokale Knotennachgiebigkeit hat einen Einfluss auf die Gesamtsteifigkeit des Systems und somit auf die Dynamik, also die ermittelten Eigenfrequenzen, und die Schnittgrößenverteilung im Tragwerk. Die Ermüdungsbeanspruchung wiederum ist direkt von der Schnittgrößenverteilung im Tragwerk abhängig. In einer Studie vom *HSE (2001)* wurden je nach betrachtetem Strukturdetail Erhöhungen der rechnerischen Lebensdauer um bis zu 2000% ermittelt, wenn die lokalen Nachgiebigkeiten der Knoten im Modell berücksichtigt wird. *Kleineidam (2005)* hat in seiner Dissertation ebenfalls auf die Notwendigkeit hingewiesen, den räumlichen Beanspruchungszustand der Tragstrukturen unter Berücksichtigung der lokalen Knotennachgiebigkeiten weitergehend zu untersuchen, um Erkenntnisse über den Einfluss auf das Tragverhalten und die Ermüdungsbeanspruchung von Offshore-Tragstrukturen zu erhalten.

5.3.2 Möglichkeiten der Berücksichtigung der lokalen Knotennachgiebigkeit in Strukturmodellen

Die Berücksichtigung der lokalen Knotennachgiebigkeit erlangte in der Offshore-Öl- und Gasindustrie vor allem dadurch Bedeutung, dass diese potentiell zu einer rechnerischen Verlängerung der Restlebensdauer führen kann, wenn bereits bestehende Strukturen ursprünglich mit starren Verbindungen gerechnet wurden. Dies war die Motivation für die Entwicklung einer Reihe von Methoden, die lokale Knotennachgiebigkeit in der Strukturberechnung und -simulation zu berücksichtigen. Alle diese Methoden münden im Wesentlichen in der Entwicklung parametrischer Formeln, um die lokale Knotennachgiebigkeit in Abhängigkeit der Geometrie und Belastung des Knotens zu beschreiben und mit entsprechenden Federn oder Ersatzstäben zu modellieren. Die Formeln wurden dabei entweder experimentell oder auf der Grundlage numerischer Parameterstudien für bestimmte Knotentypen in einem jeweils definierten Parameterbereich entwickelt. Wichtige experimentelle Arbeiten auf diesem Gebiet stammen von *Spooner (1981)*, *Efthymiou*

(1985) und Fessler (1986). Auf der Grundlage dieser experimentellen Daten hat unter anderem Buitrago (1993) numerische Untersuchungen mit Finite-Elemente Modellen unter der Verwendung von Schalen-Elementen durchgeführt und genauere parametrisierte Formeln für die im Offshore-Plattformbereich gebräuchlichen Knotentypen entwickelt. Die Formeln nach BUITRAGO haben in DNV-OS-J-101 (2004) Eingang in die Normung gefunden und sollen in diesem Beitrag im Anschluss näher untersucht werden.

Für die Ermittlung der parametrisierten Formeln bzw. deren rechnerischer Verifikation wurden wie bereits erwähnt vielfach FE-Modelle verwendet. Damit wurden Verformungsberechnungen durchgeführt und im Wesentlichen Federsteifigkeiten abgeleitet. Es bietet sich daher also an, die FE-Modelle der Knoten in das globale Strukturmodell einzubauen und direkt für die Strukturbeurteilung zu verwenden. Eine Möglichkeit hierzu bietet die Substrukturtechnik, die ebenfalls im Folgenden vorgestellt wird.

5.3.3 Modellierung der lokalen Knotennachgiebigkeit mit parametrischen Formeln nach BUITRAGO

5.3.3.1 Allgemeines

Die lokale Knotennachgiebigkeit (Local Joint Flexibility, LJF) wird nach dem Verfahren von Buitrago (1993), das in die Richtlinie DNV-OS-J-101 (2004) aufgenommen wurde, in dimensionslosen Termen f beschrieben, die sich auf die lokalen Koordinaten der betrachteten Strebe beziehen. Die allgemeinen Bezeichnungen sowie die Definitionen der Lasten der Koordinaten sind dem nachstehenden Bild 5-12 zu entnehmen.

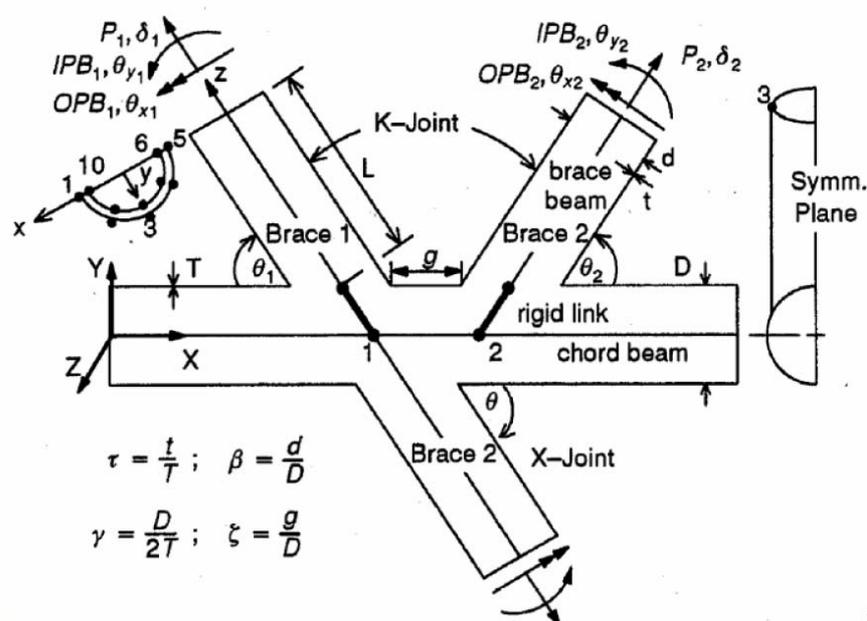


Bild 5-12: Definition der Knotengeometrien und Belastungen (aus Buitrago (1993))

Die LJF ergeben sich dann mit Hilfe der dimensionslosen Knotennachgiebigkeiten, auch dimensionslose Einflussfaktoren genannt, wie folgt:

$$\text{LJF}_{\text{axl}} = \frac{f_{\text{axl}}}{ED} \quad (5-1)$$

$$LJF_{ipb} = \frac{f_{ipb}}{ED^3} \quad (5-2)$$

$$LJF_{opb} = \frac{f_{opb}}{ED^3} \quad (5-3)$$

Hierbei ist D der äußere Durchmesser des Gurtes und E der E-Modul des verwendeten Materials, meistens also Stahl mit $E=210.000$ MPa. Die dimensionslosen Faktoren sind bei BUITRAGO für unterschiedliche Knotentypen, Y-, X- und K-Knoten, angegeben. In den Gleichungen (5-4) bis (5-6) sind exemplarisch die Formeln für einen Y-Knoten angegeben.

$$f_{axl} = 5,69\tau^{-0,111} \exp(-2,251 \cdot \beta) \gamma^{1,898} \sin^{1,769} \vartheta \quad (5-4)$$

$$f_{ipb} = 1,39\tau^{-0,238} \beta^{-2,245} \gamma^{1,898} \sin^{1,240} \vartheta \quad (5-5)$$

$$f_{opb} = 55\tau^{-0,220} \exp(-4,076 \cdot \beta) \gamma^{2,417} \sin^{1,883} \vartheta \quad (5-6)$$

Es ist jedoch zu beachten, dass die Knotennachgiebigkeit auch von der Belastung abhängt. Die korrekte Klassifizierung eines Knotens muss also neben den reinen geometrischen Bedingungen auch nach der Art der Belastung erfolgen.

5.3.3.2 Modellierung in einem Strukturmodell

Die LJF können auf zwei Arten modelliert werden:

- Es werden Dehnfedern (LJF_{axl}) und Drehfedern (LJF_{ipb} und LJF_{opb}) angeordnet, deren Federsteifigkeit dem Kehrwert der jeweiligen LJF entspricht
- Es werden Ersatz-Balkenelemente angeordnet, deren Steifigkeitswerte den LJF entsprechend angepasst sind (so genannte Flex-Elemente)

In beiden Fällen werden die Balkenelemente der Streben an den Gurtaußenseiten angeschlossen, um zu berücksichtigen, dass die lokale Knotennachgiebigkeit aus der lokalen Verformung der Gurtschale im Anschlussbereich der Strebe resultiert. Dies wird erreicht, indem zusätzlich ein biegesteifes Element zwischen dem Schnittpunkt der Achsen von Gurt und Strebe bis zum Schnittpunkt der Achse der Strebe mit der Gurtaußenseite eingefügt wird. Dieses Offset-Element wird im Weiteren „Rigid link“ genannt.

In Bild 5-13 ist das Vorgehen mit Flex-Elementen schematisch am Beispiel eines T-Knotens dargestellt. Links findet sich die übliche Modellierung mit Balkenelementen, rechts sind bereits Rigid link und das Flex-Element eingefügt.

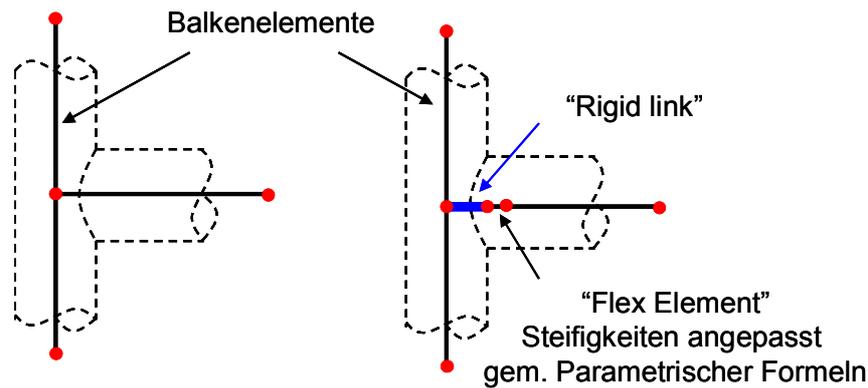


Bild 5-13: Modellierung der lokalen Knotennachgiebigkeit mit einem Flex-Element, dessen Steifigkeitswerte sich mit den L_{JF} ermitteln

Die Steifigkeitswerte für das Flex-Element ergeben sich aus den L_{JF} wie folgt:

$$I_{\text{ipb|opb}} = \frac{L}{E \cdot L_{\text{JF}}}_{\text{ipb|opb}} \quad (5-7)$$

$$A = \frac{L}{E \cdot L_{\text{JF}}}_{\text{axl}} \quad (5-8)$$

Für das gesamte Verfahren nach BUITRAGO gilt, dass Schubverformungen der Strebe vernachlässigt werden. Das verhältnismäßig biegeeweiche Flex-Element wird jedoch aufgrund der Querkrafteinwirkung Schubverformungen aufweisen, die umso geringer ausfallen, je kürzer die Länge des Elements gewählt wird. In der Praxis hat sich herausgestellt, dass mit einer Länge des Flex-Elements von etwa 1 cm zufrieden stellende Ergebnisse erzielt werden können.

5.3.3.3 Einschränkungen der Methode nach BUITRAGO

Wie bereits weiter oben ausgeführt, ist die Klassifizierung eines Knotens nicht nur von der Geometrie des Knotens sondern auch vom Kraftfluss abhängig. Dies führt streng genommen dazu, dass für Zeitbereichsberechnungen die Knotennachgiebigkeit und damit die Steifigkeitsmatrix des gesamten Systems in jedem Zeitschritt erneut berechnet werden müsste. Dies ist in der Praxis jedoch aufgrund des immensen Rechenaufwandes, den dies mit sich brächte, nicht praktikabel. *Ibsoe (2003)* schlägt daher vor, dass vereinfachend die Formeln für einen Y-Knoten in einer Strukturberechnung verwendet werden können.

Darüber hinaus wurden die parametrischen Formeln bei BUITRAGO und auch bei anderen immer nur für ebene Knoten ermittelt. Bei den tatsächlich ausgeführten Knoten handelt es sich jedoch meist um räumliche Knoten. Da bei sich nicht überlappenden Knoten die Verformungen aus Belastung der einzelnen am Knoten anschließenden Streben sich kaum gegenseitig beeinflussen, darf aber nach *DNV-OS-J-101 (2004)* mit den Formeln für ebene Knoten gearbeitet werden.

Als dritte wesentliche Einschränkung der parametrisierten Formeln ist zu nennen, dass diese immer nur für bestimmte Knotenarten ermittelt und experimentell abgesichert wurden. Die untersuchten Knotenformen orientierten sich dabei weitestgehend an den im Offshore-Plattformbereich verbreiteten Knotentypen. Für die Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen ist jedoch zu erwarten, dass im Zuge innovativer neuer Gründungskonzepte auch neue Knotenvarianten entwickelt werden, für die die vorgestellten parametrischen Formeln nicht unbedingt gelten müssen.

5.3.3.4 Einfluss auf Schnittgrößenverteilungen

Der Einfluss der LjF auf die Schnittgrößenverteilung im Tragwerk soll am Beispiel eines einfachen Rahmens veranschaulicht werden, vgl. Bild 5-14. Die Rahmenstiele bestehen aus Stahlrohren Ø914,4x25mm, den Riegel bildet ein Rohr Ø609,6x12,5mm. Der Riegel ist an die Stiele mit Rohrknotten angeschlossen. Entsprechend den Durchmesserverhältnissen stellen die Rahmenstiele hier den Gurt (chord) und der Riegel die Strebe (brace) des Rohrknotts dar.

Der Riegel wird mit einer Streckenlast von 1 kN/m belastet. In Bild 5-15 ist der sich ergebende Biegemomentenverlauf mit und ohne Berücksichtigung der lokalen Knotennachgiebigkeit dargestellt. Die LjF wurden dabei wie beschrieben nach BUITRAGO ermittelt und mit Flex-Elementen modelliert.

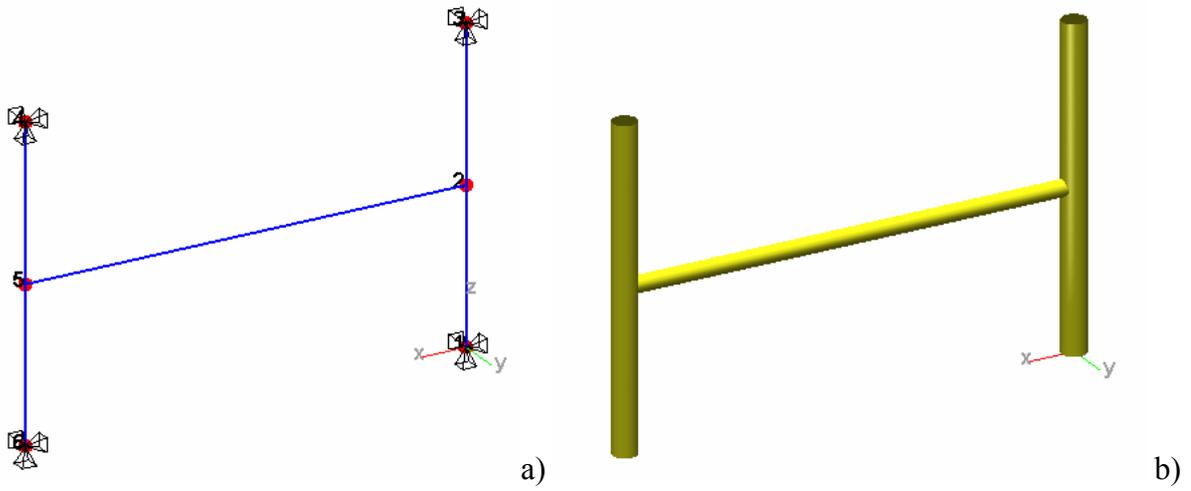


Bild 5-14: Rahmen zur Veranschaulichung des Einflusses der LjF auf die Schnittgrößenverteilung. a) Balkenmodell; b) 3D-Visualisierung

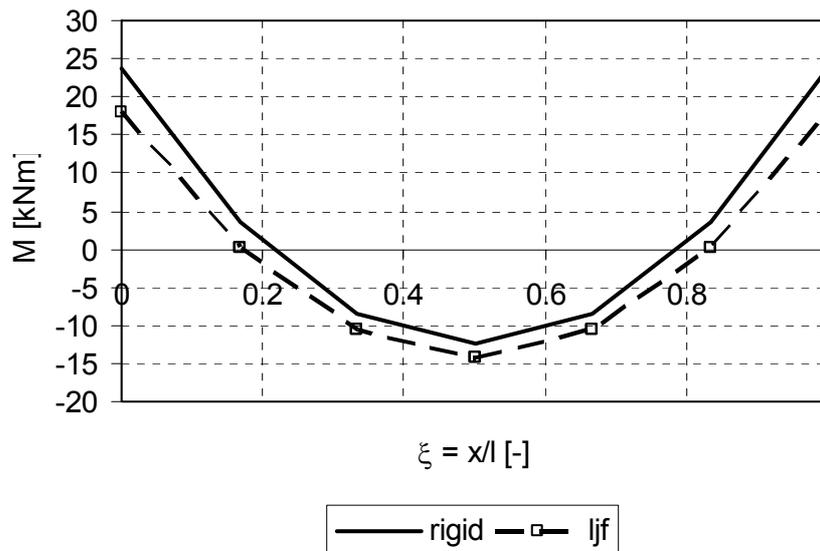


Bild 5-15: Verlauf des Biegemoments über die Länge der Strebe mit und ohne Berücksichtigung der lokalen Knotennachgiebigkeit.

Wie zu erwarten war, führt die lokale Knotennachgiebigkeit dazu, dass die Stützmomente zum Teil in das Feld umgelagert werden. Die Umlagerung beträgt in diesem Beispiel ca. 15%. Es ist

zu beachten, dass die gleiche Umlagerung auch für Ermüdungslasten zu erwarten ist. Sie wirkt sich auf die Schädigung jedoch dem doppelt-logarithmischen Maßstab der Wöhlerkurve entsprechend mit dem Exponenten 4 aus, der Einfluss ist also etwa $1,15^4 = \text{ca. } 75\%$. Insbesondere im Stützbereich, also an den Knoten der Offshore-Strukturen, ist eine signifikante Reduktion der Ermüdungsbeanspruchung zu erwarten.

5.3.3.5 Einfluss auf die Ermüdungsbelastung der Knoten

Die beiden oben genannten Effekte, der Einfluss der Knotennachgiebigkeit auf die Schnittgrößenverteilung und der Einfluss auf die Strukturdynamik, wirken sich beide direkt auf die Ermüdungsbeanspruchung der Struktur aus. Hier sind insbesondere die Knotenpunkte von Interesse, da diese wegen der Kerbwirkung der Knotengeometrie und wegen der großen Stabendmomente für die Ermüdung in der Regel maßgebend werden.

Tabelle 5-3 zeigt exemplarisch die Ergebnisse einer Vergleichsrechnung für die in Bild 5-16 gezeigten Knoten am oberen und unteren Ende der Diagonalstrebe. Dabei wurde die Struktur einmal mit und einmal ohne LJF modelliert und eine Simulation mit $H_s=2,0\text{m}$, $T_z=4,6\text{s}$, $\text{dir}=225^\circ$ durchgeführt. Für beide Modelle, mit und ohne LJF, wurde dabei der gleiche Satz von Zufallszahlen (der so genannte Seed) verwendet, so dass die Ergebnisse direkt vergleichbar werden.

Tabelle 5-3: Schädigungsäquivalente Lasten an den Endknoten der Diagonalstrebe infolge Seegangsbeanspruchung mit $H_s=2,0\text{m}$, $T_z=4,6\text{s}$, $\text{dir}=225^\circ$, jeweils gleicher Seed

		Damage Equivalent Loads			Schädigung ^{*)}
		"Rigid"	"LJF"		
Fx	[kN]	15.4	14.5	(-5.8%)	79%
My	[kNm]	3.6	3.1	(-15.9%)	50%
Mz	[kNm]	4.7	4.0	(-14.9%)	52%
Fx	[kN]	15.4	14.5	(-5.8%)	79%
My	[kNm]	5.5	3.6	(-34.4%)	18%
Mz	[kNm]	5.1	3.0	(-42.0%)	11%

^{*)} Vereinfachte Berechnung unter der Annahme, dass Unterschiede in den Lasten sich mit dem Exponent $m=4$ auf die Schädigung auswirken

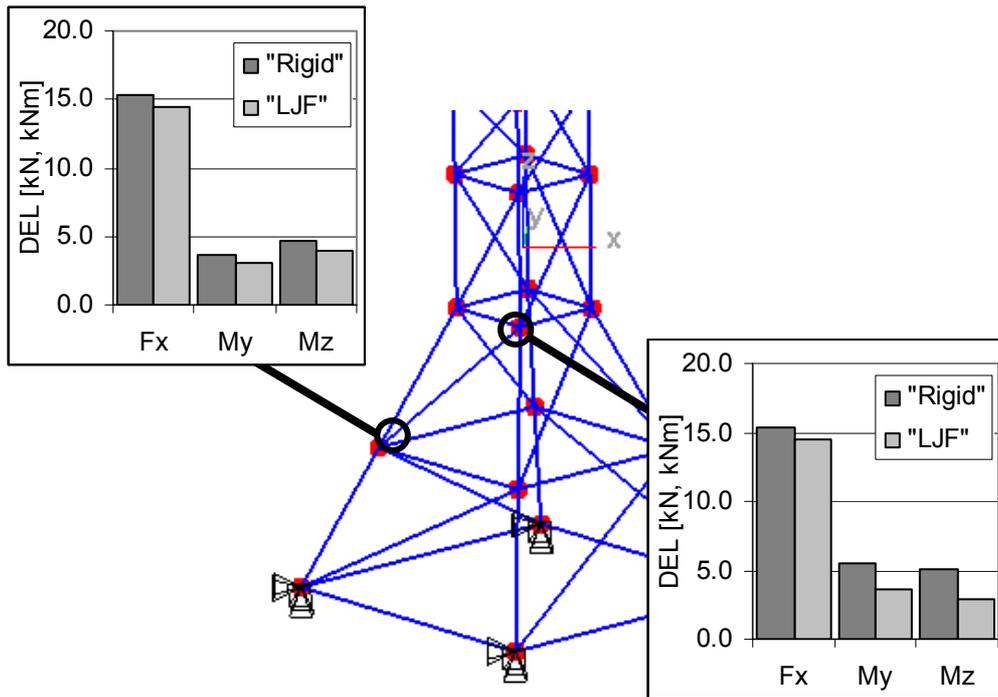


Bild 5-16: Schädigungsäquivalente Lasten (Normalkraft, Biegemomente My und Mz) für den oberen und unteren Knoten der Diagonalstrebe mit und ohne Berücksichtigung der lokalen Knotennachgiebigkeit. Simulationsergebnisse mit $H_s=2,0m$, $T_z=4,6s$, $dir=225^\circ$, Simulationen jeweils mit gleichem Seed

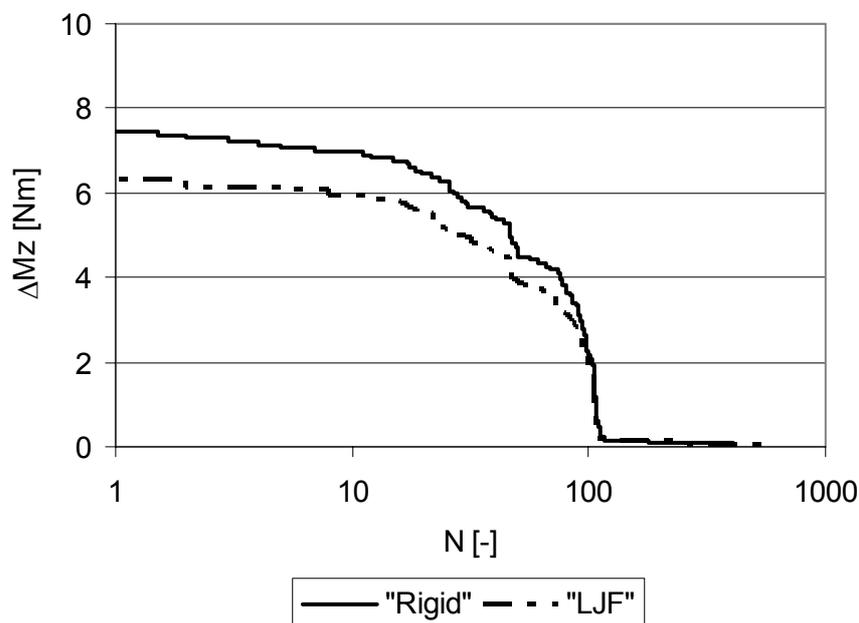


Bild 5-17: Kollektiv der Biegemomentenbeanspruchung M_z am unteren Knoten der Diagonalstrebe (vgl. Bild 5-16).

Es ist zu erkennen, dass die lokalen Knotennachgiebigkeiten einen großen Einfluss auf die Ermüdungsbeanspruchung der Knoten haben. Die schädigungsäquivalenten Momente an den Knoten der untersuchten Diagonalstrebe konnten in dem Beispiel um bis zu etwa 40% reduziert werden. Dies entspricht unter der Annahme, dass Unterschiede in den Ermüdungslasten sich mit dem Exponenten $m=4$ auf die entsprechende Schädigung auswirken, einer Reduktion der Schädigung an dem Knoten infolge des Momentes auf 11%.

Die quantitative Beurteilung der möglichen Einsparungen kann nicht pauschal vorgenommen werden, sondern ist in jedem Fall erneut zu bewerten. Das hier gezeigte Beispiel soll nur den Einfluss der Knotennachgiebigkeit verdeutlichen. Die starke Reduktion ist auch darauf zurückzuführen, dass es durch die Methode zur Berücksichtigung der Knotennachgiebigkeiten möglich ist, die Schnittgrößen direkt am Schnittpunkt der Strebenachse mit der Gurtoberseite auszuwerten, was insbesondere für die Momente zu einer weiteren Reduktion führt. Dies erklärt die gegenüber den Normalkräften deutlich stärkere Abminderung der Biegemomente.

5.3.3.6 Einfluss auf die Ermüdungsbeanspruchung über die gesamte Lebensdauer

Um den Einfluss der Berücksichtigung der lokalen Knotennachgiebigkeiten auf die Ermüdungsbeanspruchung über die gesamte Lebensdauer der Tragstrukturen erfassen zu können, wurde für den Tripod aus Bild 5-5 eine Berechnung mit dem Wellenverteilungsdiagramm Tabelle 5-1 durchgeführt. Für den Zentralknoten des Tripods wurde dabei die lokale Knotennachgiebigkeit durch LJK berücksichtigt. Auf eine Berücksichtigung des wave spreadings, sowohl Langzeit- als auch Kurzzeitspreading, wurde für diese Berechnung verzichtet. Die Wellenrichtung betrug stets 270° , so dass die Wellen immer senkrecht auf eine Seite des Tripods trafen, vgl. Bild 5-18.

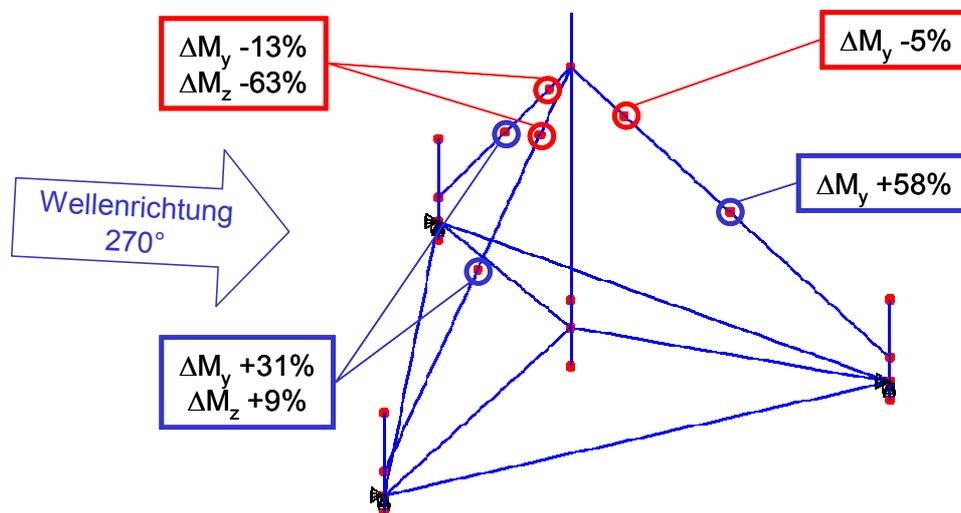


Bild 5-18: Ergebnisse der Ermüdungsberechnung an einem Tripod über die gesamte Lebensdauer (auf die Modellierung mit starren Anschlüssen bezogene schädigungsäquivalente Lasten)

In Bild 5-18 sind die Ergebnisse der Simulation dargestellt. Erwartungsgemäß konnten auch hier die schädigungsäquivalenten Momente im Knotenbereich reduziert und in den Feldbereich umgelagert werden. Für den Feldbereich ist dies in der Regel unkritisch, da dort keine ermüdungsrelevanten Details zu finden sind.

Bei den in Bild 5-18 angegebenen Zahlenwerten ist zu beachten, dass die Werte auf die Ergebnisse bei der Modellierung mit starren Anschlüssen bezogen sind. Die 5% für die Reduktion des schädigungsäquivalenten Biegemoments ΔM_y am Knoten an der den Wellen abgewandten Seite des Tripods ist daher betragsmäßig größer als die Steigerung des Moments im Feldbereich der gleichen Strebe, da dort die Differenz kleiner Zahlen dazu führt, dass der prozentuale Unterschied größer ausfällt.

5.3.4 Substrukturtechnik

5.3.4.1 Allgemeines

Wie im vorangegangenen Abschnitt gezeigt wurde, unterliegen die parametrischen Formeln nach BUITRAGO einigen Einschränkungen, die für aktuelle Fragestellungen unter Umständen nicht zu vernachlässigen sind. So ist es zum Beispiel fraglich, ob für den in Bild 5-19 dargestellten Tripod-Knoten des ersten Onshore-Tripods in Bremerhaven, der in diesem Jahr feierlich eröffnet wurde, die Annahme eines ebenen Y-Knotens für die Ermittlung der lokalen Knotennachgiebigkeit mit den parametrischen Formeln nach BUITRAGO gerechtfertigt werden kann.

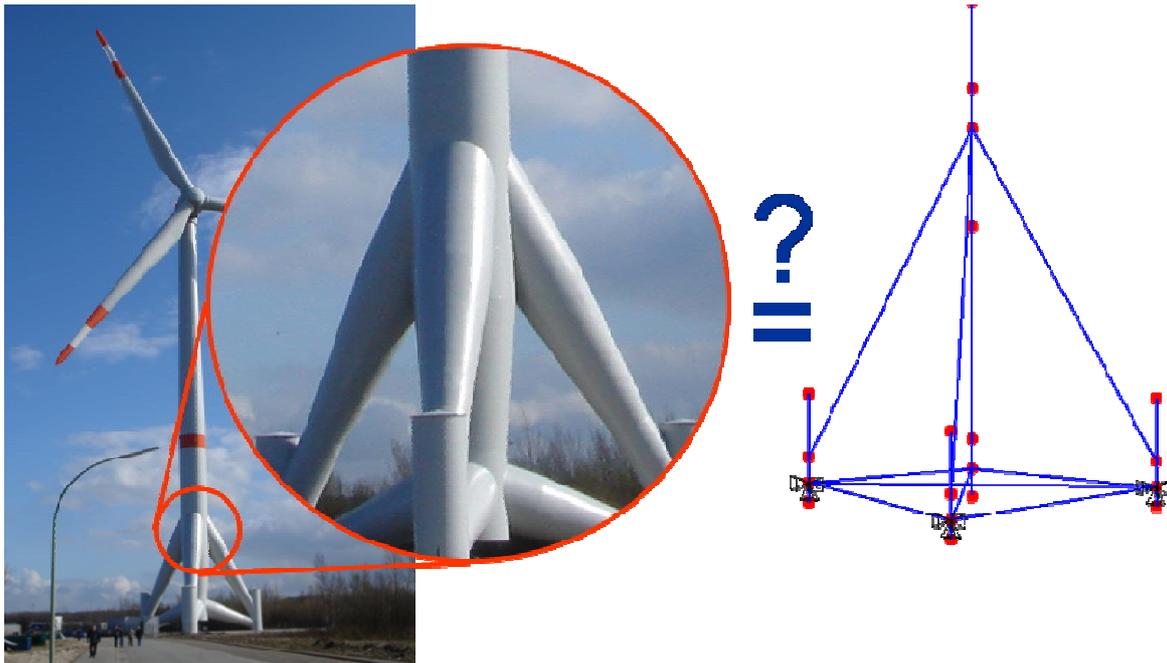


Bild 5-19: Tripod-Knoten des Onshore-Tripods in Bremerhaven (Foto: © Schaumann)

5.3.4.2 Reduktionsmethoden

Es wäre also wünschenswert, ein Verfahren zu haben, welches folgende Voraussetzungen möglichst gut erfüllt:

- Das Verfahren muss die Steifigkeit des Anschlusses einzelner Streben an einen Gurt mindestens ebenso gut erfassen können wie die oben beschriebenen Verfahren.
- Das Verfahren sollte darüber hinaus in der Lage sein, die Wechselwirkungen mehrerer an einen Gurt anschließender Streben und deren Belastung möglichst gut zu erfassen.
- Das Verfahren sollte nicht beschränkt sein auf ganz bestimmte Knotengeometrien. Vielmehr sollte es für beliebige Knotengeometrien, die auch mit Aussteifungen, Aussparungen und beliebigen anderen strukturellen Besonderheiten ausgestattet sein können, anwendbar sein.
- Die dynamischen Eigenschaften des Knotens sollten möglichst gut abgebildet werden.
- Der Rechenaufwand sollte durch die Berücksichtigung der zusätzlichen Informationen, die das Verfahren ja liefert, nicht signifikant steigen.

Ein Verfahren, welches diese Voraussetzungen erfüllt, ist die Substrukturtechnik. Anschaulich wird dabei der komplette Knoten in einem detaillierten FE-Modell abgebildet. Anschließend werden Anschlussknoten definiert, an denen der so modellierte Knoten später mit der übrigen Struktur verbunden wird. Die Steifigkeits-, Massen- und Dämpfungsmatrix des Knotens werden dazu zunächst auf einige wenige Freiheitsgrade der Anschlussknoten reduziert. Das Verfahren ist in Bild 5-21 schematisch am Beispiel eines einfachen T-Knoten dargestellt. In dem Beispiel ließe sich leicht eine Reduktion der Anzahl der Freiheitsgrade von etwa 50.000 für das detaillierte Knotenmodell auf 18 (6 für jeden der drei Anschlussknoten) erreichen. Die Steifigkeitseigenschaften des Knotens sind dennoch vollständig in den reduzierten Systemmatrizen enthalten.

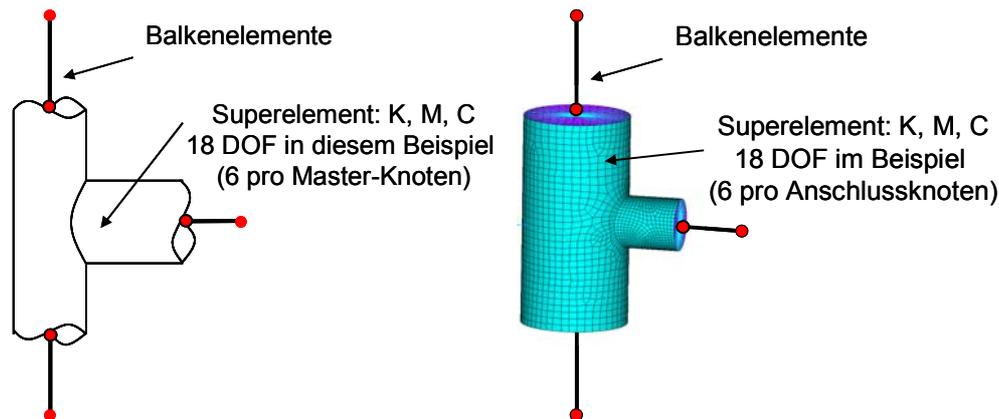


Bild 5-20: Schematische Darstellung des Vorgehens bei der Anwendung der Substrukturtechnik

Das Verfahren, welches für die Reduktion der Systemmatrizen verwendet wird, ist die so genannte statische Kondensation. Eine ausführliche Beschreibung und Herleitung der Methode ist beispielsweise bei *Bathe (1990)* zu finden. Im Folgenden werden nur die zum Verständnis erforderlichen Schritte kurz angegeben.

Das lineare Gleichungssystem des FE-Modells zur Lösung des statischen Gleichgewichts lautet in Matrixschreibweise:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{f} \quad (5-9)$$

Dabei ist \mathbf{K} die Steifigkeitsmatrix des Systems, \mathbf{u} der Verschiebungsvektor, und \mathbf{f} der Lastvektor. Die Gleichungen dieses linearen Gleichungssystems können so angeordnet werden, dass gilt

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{aa} & \mathbf{K}_{ac} \\ \mathbf{K}_{ca} & \mathbf{K}_{cc} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{u}_a \\ \mathbf{u}_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{f}_a \\ \mathbf{f}_c \end{bmatrix} \quad (5-10)$$

wobei die Freiheitsgrade \mathbf{u}_a die Freiheitsgrade der Anschlussknoten sind, und die Elemente \mathbf{u}_c die inneren, von \mathbf{u}_a abhängigen Freiheitsgrade. Das Ziel ist es, das Gleichungssystem umzuformen, so dass man folgende Gleichung erhält:

$$\mathbf{K}_a \cdot \mathbf{u}_a = \mathbf{f}_a \quad (5-11)$$

In Gl. (5-11) hat die Steifigkeitsmatrix \mathbf{K}_a nun nur noch die Ordnung der Anzahl der Freiheitsgrade \mathbf{u}_a . Wie bereits erwähnt, ist dies für den räumlichen Fall die Anzahl der Anschlussknoten mal 6 Freiheitsgrade pro Knoten. \mathbf{K}_a ist die Steifigkeitsmatrix der Substruktur. Sie wird auch „Superelement“ genannt, denn sie lässt sich prinzipiell in jedes beliebige FE-Modell einbauen und verhält sich dort wie ein einzelnes Element, worin der Vorteil dieser Methode liegt.

K_a kann durch Umformen aus Gl. (5-10) gewonnen werden, das Ergebnis ist in Gl. (5-12) angegeben.

$$K_a = K_{aa} - K_{ac} K_{cc}^{-1} K_{ca} \quad (5-12)$$

Die statische Kondensation entspricht der Gaußschen Elimination der Freiheitsgrade u_c aus der Gesamtsteifigkeitsmatrix K , so dass kommerzielle FE-Programme wie ANSYS ihre leistungsfähige Lösungsroutinen zur Ermittlung der Substrukturmatrix K_a verwenden anstatt die Matrizenoperation nach Gl. (5-12) direkt durchzuführen, die wegen der Invertierung von K_{cc} sehr aufwändig ist. Die Substrukturmatrix K_a kann so sehr effizient generiert werden.

Für transiente Berechnungen müssen auch die Massen- und Dämpfungsmatrizen reduziert werden. Die allgemeine Bewegungsgleichung des FE-Systems lautet:

$$M \cdot \ddot{u} + C \cdot \dot{u} + K \cdot u = f \quad (5-13)$$

Die Matrix K_a kann so generiert werden wie oben beschrieben. Die Anwendung des gleichen Verfahrens auf die Massen- und Dämpfungsmatrizen wäre sehr aufwändig, da die reduzierten Matrizen Funktionen der zeitlichen Ableitungen des Verformungsvektors wären. *Guyan (1965)* schlägt daher folgende Vereinfachung vor (Gln. (5-14) und (4-7)):

$$M_a = M_{aa} - K_{ac} K_{cc}^{-1} M_{ca} - M_{ac} K_{cc}^{-1} K_{ca} + K_{ac} K_{cc}^{-1} M_{cc} K_{cc}^{-1} K_{ca} \quad (5-14)$$

$$C_a = C_{aa} - K_{ac} K_{cc}^{-1} C_{ca} - C_{ac} K_{cc}^{-1} K_{ca} + K_{ac} K_{cc}^{-1} C_{cc} K_{cc}^{-1} K_{ca} \quad (5-15)$$

Somit sind alle Matrizen, die benötigt werden, um die Substruktur bzw. das Superelement vollständig zu beschreiben, bekannt. Für die nachfolgenden Untersuchungen wurde das bereits angesprochene kommerzielle FE-System ANSYS für die Ermittlung der Substrukturmatrizen verwendet.

5.3.4.3 Untersuchung eines einfachen Balkenmodells

Die Anwendung der Substrukturtechnik soll an einem einfachen Beispiel veranschaulicht werden. Dazu wird ein Balken mit Rohrquerschnitt gewählt. Dieser wird in ANSYS mit 4-Knoten-Schalenelementen abgebildet, siehe Bild 5-21.

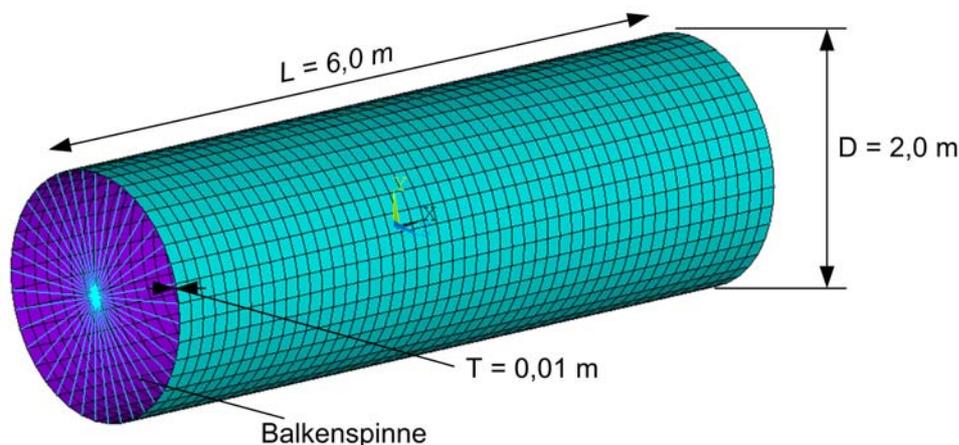


Bild 5-21: Finite-Elemente Modell des untersuchten Zylinders; verwendete Parameter

Beim Vergleich von Gl. (5-16) und Gl. (5-20) fällt auf, dass die Hauptterme der Matrix, also die Verformung in axialer Richtung infolge Normalkraft sowie die Verdrehung um die Achse infolge Torsion, annähernd gleich sind. Die übrigen Terme, insbesondere die Koppelterme, unterscheiden sich hingegen von dem reinen Biegebalken.

Dies liegt daran, dass in dem Schalenmodell die Schubverformungen, die nach der Bernoulli'schen Balkentheorie vernachlässigt werden, implizit mit berücksichtigt werden. Die Steifigkeitsmatrix des reduzierten Schalenmodells entspricht exakt der Steifigkeitsmatrix eines Balkenelementes, bei dem die Schubverformung berücksichtigt wird. Dies ist ein so genannter Timoshenko-Balken. Auf eine Darstellung der entsprechenden Matrix wurde hier verzichtet, eine Formulierung der Elementsteifigkeitsmatrix eines schubweichen Balkenelements ist beispielsweise in *Knothe, Wessels (1992)* zu finden.

5.3.4.4 Einfluss des L/D-Verhältnisses

Der Anschlussknoten wird wie oben beschrieben mit einer Balkenspinne an den Rand der jeweiligen Rohre angeschlossen. Die Balkenspinne stellt wegen ihrer großen Steifigkeit gewissermaßen eine starre Scheibe dar, die lokal die Ovalisierung der Zylinderschale behindert. Im Knotenbereich sorgt jedoch gerade die Ovalisierung für eine gewisse Nachgiebigkeit. Wenn der Anschlussknoten und damit die Balkenspinne also zu nah am Knoten angeordnet wird, wird die Steifigkeit des Knotens dadurch überschätzt. Es ist zu erwarten, dass der Effekt schwächer wird, je weiter vom Knoten entfernt die Balkenspinne angeordnet wird.

Im Folgenden wird am Beispiel eines einfachen T-Knotens untersucht, wie sich der Effekt quantitativ auswirkt und ab welchem Abstand vom Knoten nicht mehr mit einer Beeinflussung der Knotensteifigkeit zu rechnen ist. Der Abstand wird dabei durch den Parameter α ausgedrückt, der das Verhältnis des Abstandes vom Knoten zum Durchmesser des Gurtes angibt:

$$\alpha = \frac{L}{D} \quad (5-21)$$

Zur Verdeutlichung der Parameter und der Belastung ist der T-Knoten in Bild 5-22 dargestellt.

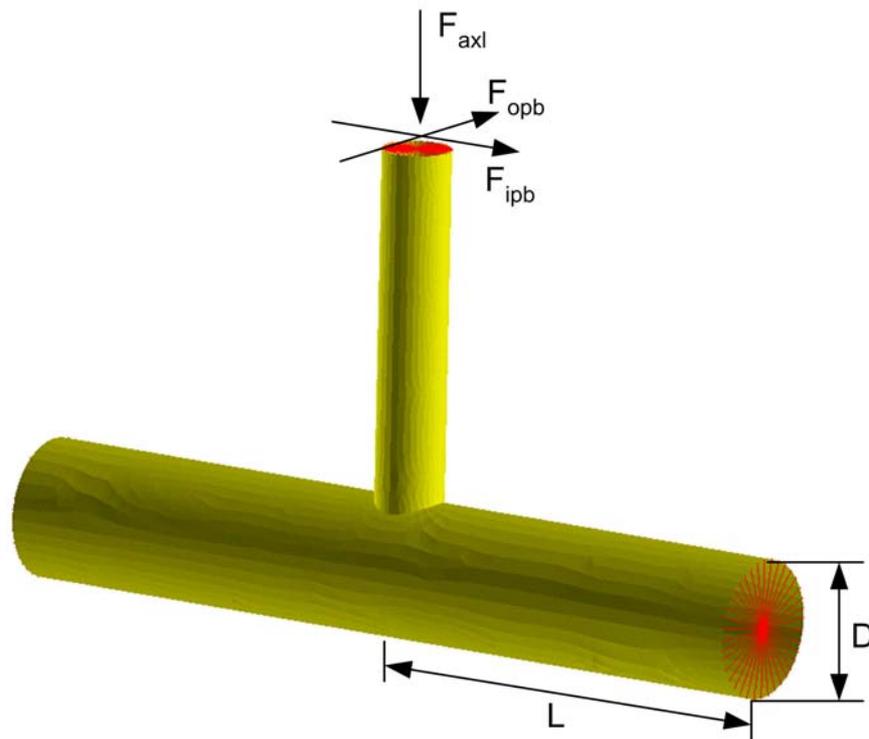


Bild 5-22: Untersuchter T-Knoten zur Untersuchung des Einflusses des Verhältnisses $\alpha=L/D$

Die Ergebnisse der Parameterstudie finden sich in Bild 5-23.

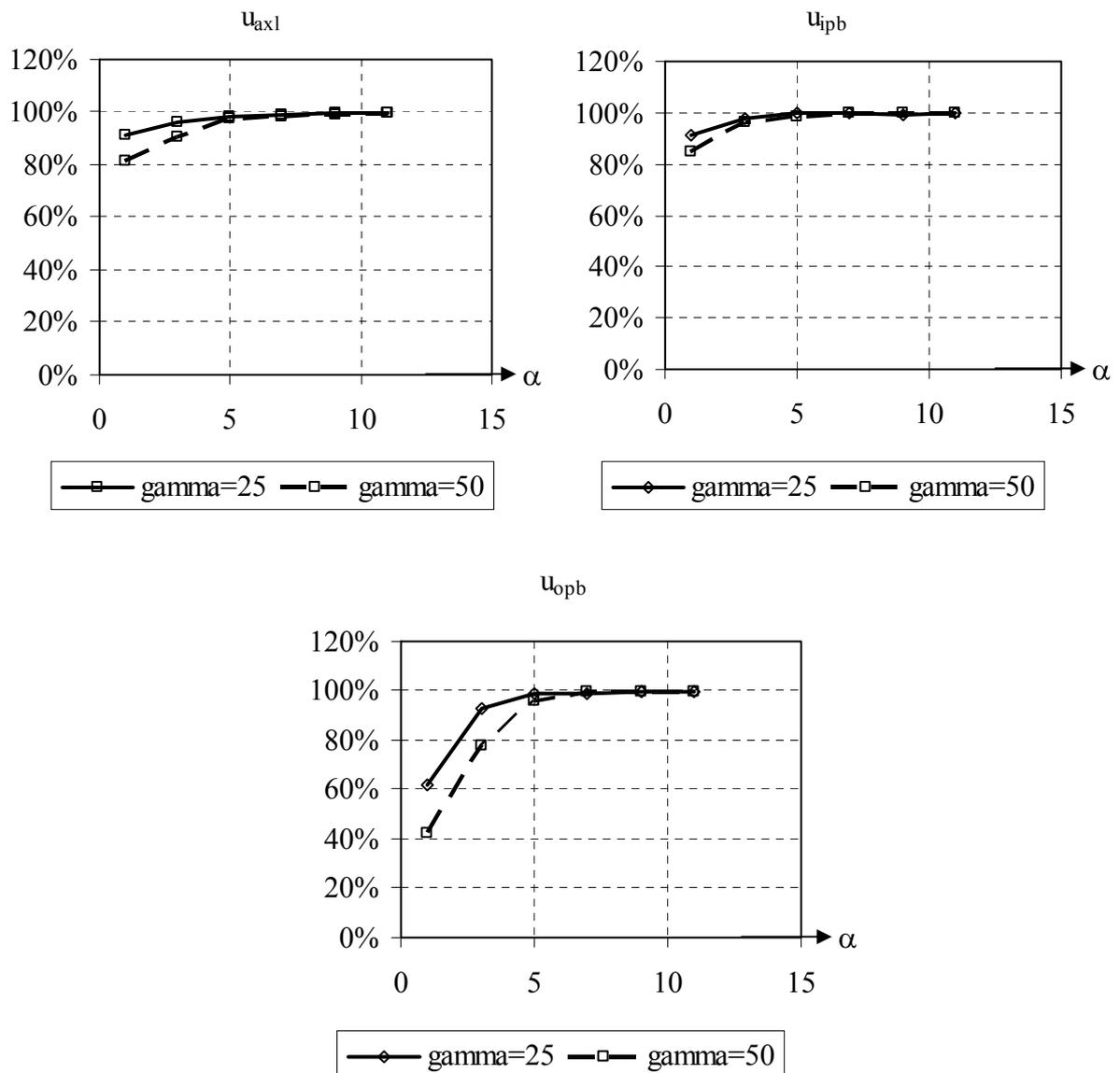


Bild 5-23: Einfluss der Länge der modellierten Strebe auf die Verformungen u_{axl} , u_{ipb} und u_{opb} des Strebenendes

In Bild 5-23 ist der Einfluss des Faktors α auf die Verformungen u_{axl} , u_{ipb} und u_{opb} dargestellt. Die Verformungen sind dabei auf den konvergierten Wert normiert. Es ist zu erkennen, dass bereits ab $\alpha=5$ der Fehler sich für alle 3 Beanspruchungsarten im Bereich $<2\%$ bewegt. Bei $\alpha=3$ liegt der Fehler im Mittel bei etwa 5%, wobei beobachtet werden kann, dass α umso größer sein muss, je größer der Wert von γ ist, also je schlanker die Schale ist. Dies ist dadurch zu erklären, dass die Ovalisierung bei einer schlankeren und damit weicheren Schale eine größere Rolle spielt und sich auch weiter in der Schale fortpflanzt als in einer steiferen Schale. Bei allen hier durchgeführten Untersuchungen liegt man mit einem Wert von $\alpha=7$ auf der sicheren Seite mit einem mittleren Fehler von $<1\%$.

Für viele Probleme in der Praxis wird es mitunter schwierig sein, so große α -Werte zu realisieren. Genauso ist es aber für viele Probleme der Praxis unumgänglich, die Substrukturtechnik anzuwenden, um zu einer verlässlichen Berücksichtigung der Knotennachgiebigkeit bei der Mo-

dellierung der Tragstruktur zu gelangen. Vielfach wird daher ein Kompromiss verwendet werden, bei dem man sich bewusst sein muss, dass der Knoten etwas zu steif abgebildet wird.

5.3.4.5 Implementierung

Für die Untersuchungen und Parameterstudien wurde die beschriebene Methodik in das bereits entwickelte Rechenmodell implementiert. Die Generierung der Schalenmodelle der Knoten erfolgt somit weitestgehend vollautomatisch, so dass eine Vielzahl von Berechnungen in kurzer Zeit möglich ist.

Der Ablauf bei der Generierung wird hier beispielhaft für den Knoten 9 des verwendeten Rechenmodells der FINO1-Plattform dargestellt, siehe Bild 5-24.

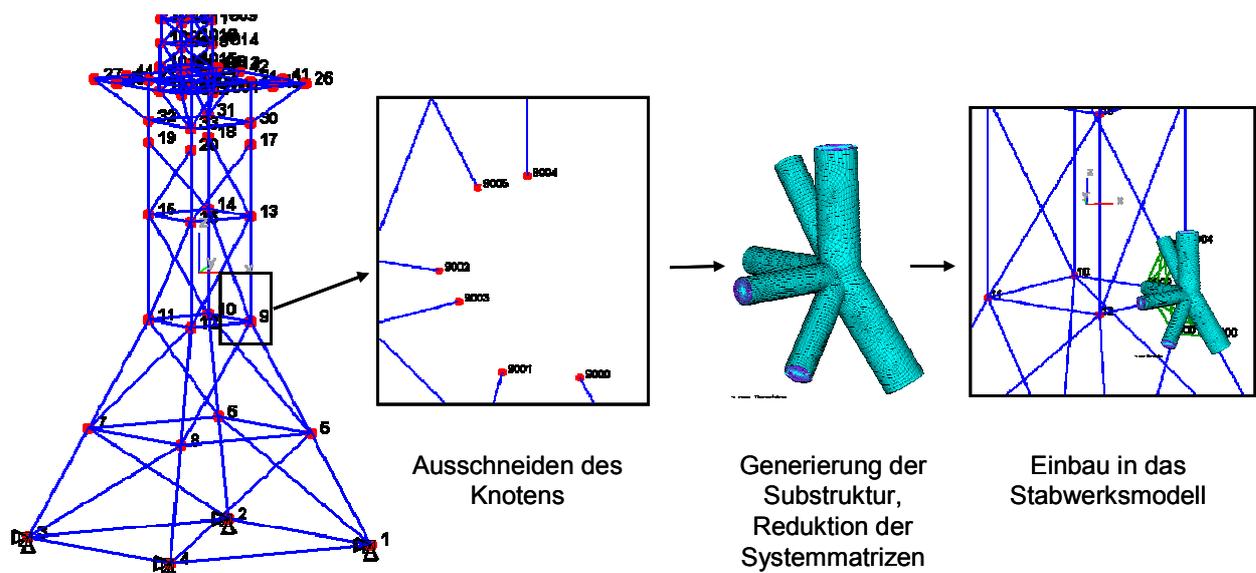


Bild 5-24: Darstellung der implementierten Vorgehensweise für die Generierung von Superelementen für Knoten von Tragstrukturen am Beispiel des Knotens 9 der FINO1-Plattform

Zunächst wird der Knoten, der durch ein Superelement ersetzt werden soll, frei geschnitten. Das Längen/Durchmesser-Verhältnis a wird dabei direkt berücksichtigt. Anschließend wird in ANSYS ein Schalenmodell des Knotens mit den Koordinaten und Eigenschaften des Knotens erzeugt und die Substrukturanalyse durchgeführt. Die so generierten Substrukturmatrizen, Steifigkeitsmatrix, Dämpfungsmatrix und Massenmatrix, werden dann als Superelement in das Balkenmodell eingebaut. In der Darstellung im Bild 5-24 rechts handelt es sich um eine Montage, da das Rechenmodell über keinerlei Geometrieinformation des Superelements verfügt.

5.3.4.6 Vergleich BUITRAGO vs. Substrukturtechnik

Der in Bild 5-25 dargestellte Knoten (im numerischen Modell Knoten Nummer 5) der FINO1-Plattform besteht aus dem durchlaufenden Gurt, an dem insgesamt 4 Streben anschließen, zwei horizontale Streben und zwei Diagonalen aus den darunter bzw. darüber liegenden Sektionen. Die Knotengeometrie ist etwas idealisiert, da sich die Streben in der Realität gerade nicht überlappen. Dennoch ist die Geometrie des Knotens recht komplex. Es soll daher überprüft werden, inwieweit die beiden vorgestellten Verfahren zur Berücksichtigung der Knotennachgiebigkeit übereinstimmende oder abweichende Ergebnisse liefern.

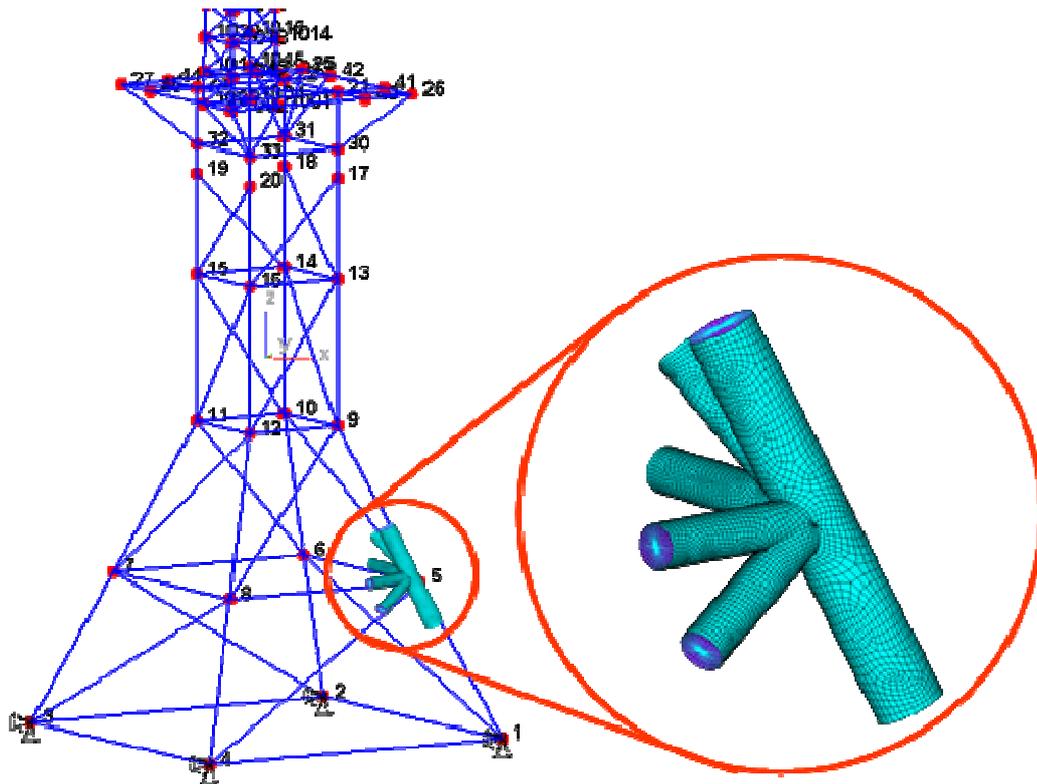


Bild 5-25: Untersucher Rohrnoten als Detail der FINO1-Plattoform

Dazu wurde eine umfangreiche Parameterstudie durchgeführt, bei der die Geometrie konstant gehalten und nur die Belastungsanordnung variiert wurde. Der Knoten wurde zum einen mit dem Verfahren von BUITRAGO und zum anderen als Superelement in ein Stabwerksmodell eingebaut. Die Enden des Gurtes wurden eingespannt gelagert. Die vier Streben können jeweils durch die drei Schnittgrößen Normalkraft, Biegemoment in der und senkrecht zur Ebene beansprucht werden. Daraus ergeben sich für jede Strebe 9 Belastungsanordnungen, die sich auf die Verformungen einer Referenzstrebe auswirken können. Als Referenzstrebe wurde für die Untersuchungen eine der beiden Horizontalen gewählt, siehe Bild 5-26. Die drei verbleibenden Streben mit jeweils 9 ergeben zusammen $9^3=729$ mögliche Belastungsanordnungen. Da die Verformungen der Referenzstrebe infolge Normalkraftbeanspruchung, Biegemoment in der Ebene und Biegemoment senkrecht zur Ebene untersucht werden sollen, ergeben sich insgesamt also 2187 Berechnungen.

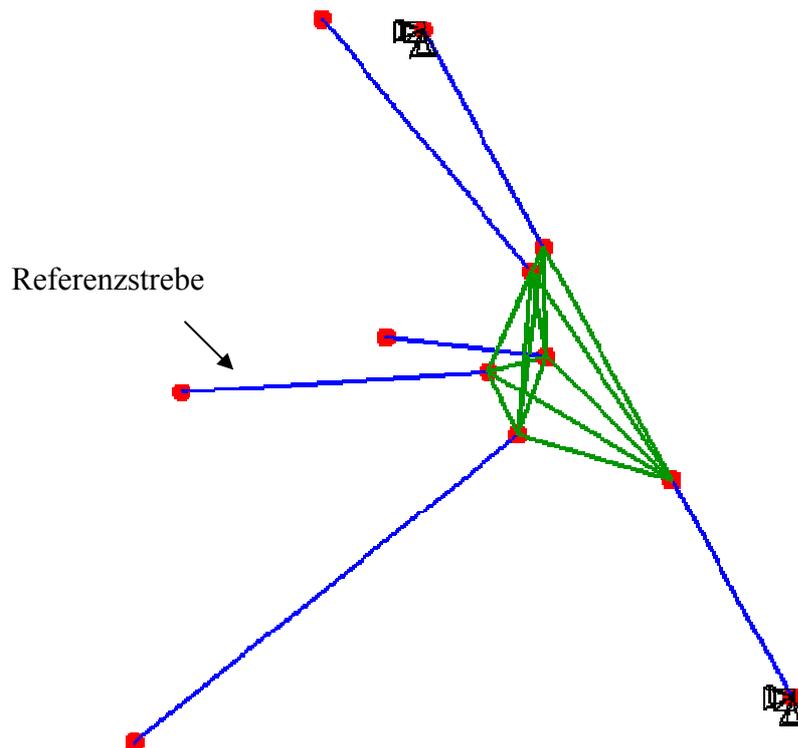


Bild 5-26: Numerisches Modell des Knotens 5 mit Superelement für die Parameterstudie. Die Darstellung des eigentlichen Knotens ist eine Vereinfachung, die sich daraus ergibt, dass das Modell über keinerlei Geometrie-Information des Superelements verfügt.

In Bild 5-27 sind die Ergebnisse der axialen Verformung infolge Normalkraft und der Verformung in der Ebene infolge Biegebeanspruchung in der Ebene für die Berechnung nach dem Verfahren von BUITRAGO und mit Superelement gegenübergestellt. Die axiale Verformung infolge axialer Belastung zeigt dabei eine gute Übereinstimmung. Bei der Biegebeanspruchung hingegen ergeben sich zum Teil deutliche Abweichungen, die auf die komplexen Beanspruchungszustände im Knoten zurückzuführen sind. Diese werden von den BUITRAGO-Formeln für einen ebenen Y-Knoten nicht erfasst.

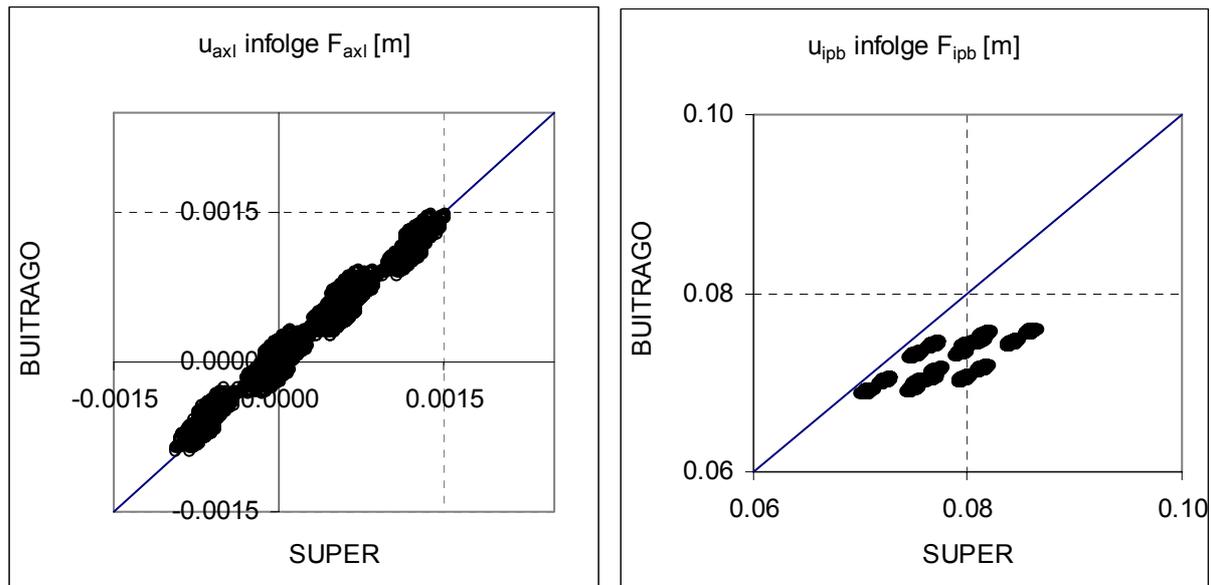


Bild 5-27: Gegenüberstellung der Axialen Verformung infolge Normalkraft (links) und der Verformung in der Ebene infolge Biegebeanspruchung in der Ebene (rechts) für die Berechnung nach dem Verfahren von Buitrago und mit Superelement

5.3.4.7 Einschränkungen der Substrukturtechnik

Weiter oben wurde bereits auf den Einfluss des L/D-Verhältnisses α eingegangen. Die Berücksichtigung der dort angegebenen Mindestwerte für α ist bei gedrunenen Strukturen nur schwer möglich, man wird hier einen Kompromiss zwischen Genauigkeit und Anwendbarkeit finden müssen.

Eine weitere Einschränkung liegt darin, dass mit der hier beschriebenen Methode die Berechnungen auf den linear-elastischen Bereich beschränkt sind. Dies wird aber normalerweise kein echtes Problem darstellen, da die Berechnungen im Zeitbereich schon aus Rechenzeitgründen üblicherweise linear ablaufen. Sollten elastisch-plastische Nachweise, wie zum Beispiel für die Grenztragfähigkeit des Knotens, erforderlich sein, so ist dies an dem detaillierten FE-Modell des Knotens ohne weiteres möglich.

Die Ermittlung der Belastung aus Seegang stellt heute noch eine Herausforderung dar. Während für die Ermittlung der Eigenfrequenzen die beschriebenen Reduktionsmethoden ausreichend sind, ergibt sich für die Wellenlasten das Problem, dass im Bereich der Knoten mit den Superelementen keine linienartigen Elemente mehr vorhanden sind, um mittels der Morison-Formel (vgl. z.B. *Kleineidam (2005)*) die Streckenlasten auf die Elemente zu ermitteln. Ein Ansatz wäre hier, das klassische Balkenmodell der Struktur im Hintergrund zu behalten und die Streckenlasten, die auf die Elemente des Knotens wirken, auf die Anschlussknoten aufzuteilen. Genauere Untersuchungen hierzu stehen noch aus.

Als letzte Einschränkung sei genannt, dass mit der Anwendung der Substrukturtechnik die Möglichkeit entfällt, Ermüdungsnachweise direkt im Balkenmodell auf der Grundlage des Nenn- bzw. Strukturspannungskonzeptes am Anschnitt Strebe/Gurt durchzuführen, da die Schnittgrößen im Stabwerksmodell nur an den Anschlussknoten ermittelt werden. Wie *Schaumann und Wilke (2006)* gezeigt haben, ist für die ermüdungssichere und wirtschaftliche Auslegung der Tragstrukturen für Offshore-WEA aber ohnehin eine detailliertere Betrachtung mit lokalen Konzepten zu empfehlen. Darüber hinaus können natürlich auch Transferfunktionen für die Ermittlung der Spannungen am Knoten infolge der Schnittgrößen am Anschlussknoten ermittelt werden.

5.3.5 Einfluss der L_{JF} auf das Tragverhalten

Für die Beurteilung des Einflusses der Knotennachgiebigkeit auf das Gesamttragverhalten werden hier exemplarisch der Tripod aus Bild 5-5 sowie das bereits mehrfach genannte Modell der Forschungsplattform FINO1 herangezogen. Dazu werden die Eigenfrequenzen der beiden Strukturen, wie sie sich nach der üblichen Modellierung der Struktur mit biegesteif aneinander angeschlossenen Balken sowie mit Berücksichtigung der lokalen Knotennachgiebigkeiten mittels L_{JF} bzw. Substrukturtechnik miteinander verglichen.

5.3.5.1 Tripod

Bild 5-28 zeigt den Vergleich der ersten 16 Eigenfrequenzen für den Tripod aus Bild 5-5. Der Tripod wurde dabei auf die drei in diesem Bericht vorgestellten Weisen modelliert: mit biegesteif aneinander angeschlossenen Balkenelementen, mit L_{JF} sowie mit Superelementen für den Zentralknoten.

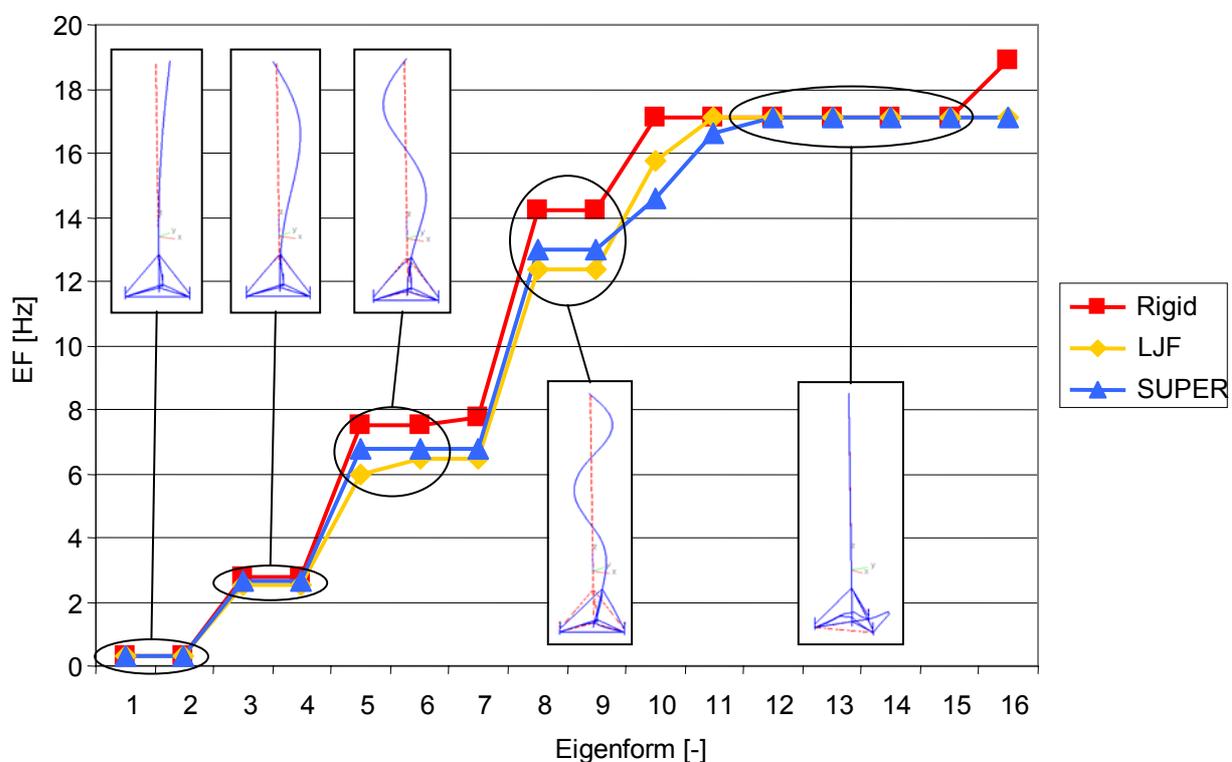


Bild 5-28: Vergleich der ersten 16 Eigenfrequenzen des Tripods aus Bild 5-5 für Modellierung mit biegesteif angeschlossenen Balkenelementen (Rigid), mit L_{JF} und mit Superelementen (SUPER)

Der Vergleich zeigt, dass die Knotennachgiebigkeiten dann einen Einfluss auf die Eigenfrequenz haben, wenn der Knoten an der entsprechenden Eigenform beteiligt ist bzw. stark verformt wird. Dies ist der Fall für die dritte Eigenform (EF Nr. 5 und 6, wegen Symmetrie) und die vierte Eigenform (7 und 8). Hier entspricht der Verlauf der Kurven den Erwartungen: die Modellierung mit biegesteifen Anschlüssen führt zu dem steifsten Verhalten, die L_{JF} zum weichsten, die Modellierung mit Superelementen liegt dazwischen.

5.3.5.2 Forschungsplattform FINO1

Die gleiche Untersuchung, wie oben für den Tripod beschrieben, wurde für die FINO1-Plattform durchgeführt, siehe Bild 5-29.

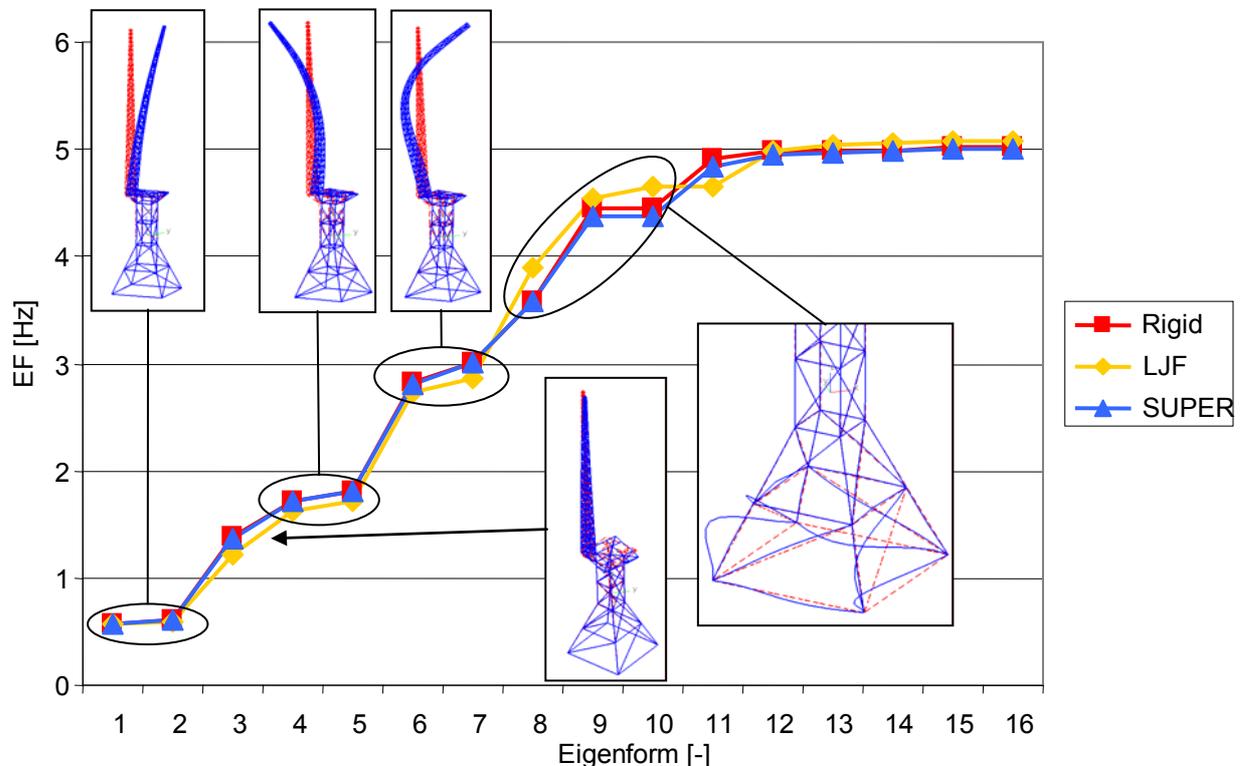


Bild 5-29: Vergleich der ersten 16 Eigenfrequenzen der Forschungsplattform FINO1 für Modellierung mit biegesteif angeschlossenen Balkenelementen (Rigid), mit LKF und mit Superelementen (SUPER)

Wie schon beim Tripod ist auch hier zu beobachten, dass die Knotennachgiebigkeiten einen umso stärkeren Einfluss auf das Tragverhalten haben, je mehr die Knoten in den entsprechenden Eigenformen verformt werden. Da die ersten Eigenformen des Gesamtsystems vor allem durch die Verformung des Messmastes dominiert und die Plattform ansonsten recht steif ist, ist der Einfluss auf das Gesamttragverhalten eher gering.

Dennoch ist bei den höheren Eigenformen, bei denen nur die Fußstreben schwingen (Eigenformen 8, 9 und 10), ein interessanter Effekt zu beobachten. Zunächst ist festzustellen, dass bei diesen Eigenformen ein Einfluss sichtbar ist, da die Knotennachgiebigkeit auf das lokale Tragverhalten einzelner Streben einen stärkeren Einfluss hat. Im Vergleich zu den Eigenformen, bei denen beim Tripod oben ein Einfluss auf die Eigenfrequenzen beobachtet werden konnte, ist hier die Reihenfolge, welche Modellierungsart zu steiferem oder weicherem Tragverhalten führt, verschieden. Hier führt die Modellierung mit LKF, die oben stets für das weichste System gesorgt hat, zu den höchsten Eigenfrequenzen. Dies ist dadurch zu begründen, dass die Einführung des rigid link beim Verfahren mit LKF zu einer Reduktion der biegeweichen Länge der Strebe führt. Eine Verkürzung des Balkens führt bei gleich bleibendem Querschnitt zu einer höheren Eigenfrequenz. Im Einzelfall kommt es also darauf an, welcher Effekt, die Nachgiebigkeit des Knotens oder die Verkürzung der Biegelänge des Balkens, überwiegt.

Zusammenfassend lässt sich jedoch feststellen, dass der Einfluss auf die niedrigen Frequenzen, die für das Gesamttragverhalten der Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen von Interesse sind, als eher gering einzustufen ist.

5.4 Zusammenfassung

Die Untersuchungen im Berichtszeitraum haben sich auf die Besonderheiten aufgelöster Offshore-Tragstrukturen konzentriert. Die erste Besonderheit ist die Sensitivität einzelner Tragstrukturdetails auf die globale Beanspruchungsrichtung und damit auf die Richtungsverteilung der Wellen in Kurzzeitseegangszuständen. Es konnte gezeigt werden, dass durch die Berücksichtigung des so genannten wave spreadings in der Struktursimulation Messergebnisse der Forschungsplattform FINO1 besser wiedergegeben werden konnten. Die beispielhafte Anwendung auf einen Monopile und einen Tripod haben gezeigt, dass die Ermüdungsbeanspruchung über die gesamte Lebensdauer der Tragwerke durch die Berücksichtigung des wave spreadings signifikant reduziert werden konnte.

Der zweite Schwerpunkt lag in der Untersuchung des Einflusses der lokalen Knotennachgiebigkeit auf das Tragverhalten, die Schnittgrößenverteilung und damit die Ermüdungsbeanspruchung aufgelöster Tragstrukturen. Dazu wurden zwei verschiedene Möglichkeiten vorgestellt, die lokalen Knotennachgiebigkeiten in einem numerischen Modell einer Tragstruktur zu berücksichtigen. Dies waren zum einen parametrische Formeln nach BUITRAGO, mit deren Hilfe Balkenelemente mit angepassten Biegesteifigkeiten ins Modell eingebaut werden können, und zum anderen die Substrukturtechnik zur genaueren Erfassung der Steifigkeitsverhältnisse der Knoten. Es stellte sich heraus, dass bei den untersuchten Systemen der Einfluss auf die Eigenfrequenzen, die für Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen von Interesse sind, eher gering ist. Der Einfluss auf die Ermüdungsbeanspruchung ist jedoch signifikant und kann helfen, die üblicherweise hoch ausgelasteten Knotenbereiche wirtschaftlicher auszulegen.

6 Literaturverzeichnis

6.1 Eigene Veröffentlichungen im Förderzeitraum

- Elmer, K.-H., Gerasch, W.-J. et al. (2006): Standard Procedures for the Determination and Assessment of Noise Impact on Sea Life by Offshore Wind Farms, in: Offshore Wind Energy, Köller, Köppel, Peters,(eds), Springer Verlag, 2006.
- Elmer,K.-H., Gerasch,W.-J., Neumann, T., Gabriel, J., Betke,K., Schultz v. Glahn, M. (2006): Measurement and Reduction of Offshore Wind Turbine Construction Noise, DEWEK 2006 Conference, Bremen, 22.-23. Nov. 2006.
- Haake, G. (2007): Validierung von Strukturmodellen mit Messdaten aus natürlicher Erregung, Beitrag zum 2. nationalen PhD-Seminar der EAWE (Deutsche Sektion), Hannover, 22.-23.März 2007.
- Hinz, P., Lesny, K., Richwien, W. (2007): Vorgehensweise bei der FE-Analyse von Monopiles unter hohen Zyklenzahlen, Tagungsbeitrag zum Gigawind-Symposium 2007, Hannover.
- Kossel, T. (2006): Wellenbelastungen auf die Tragstrukturen von Offshore-Konstruktionen. Diplomarbeit, Inst. f. Strömungsmechanik, Leibniz Universität Hannover, 2006

- Mittendorf, K. (2006): Hydromechanical Design Parameters and Design Loads for Offshore Wind Energy Converters. Diss., Inst. f. Strömungsmechanik, Universität Hannover, 2006
- Mittendorf, K., Zielke, W. (2004): A Hind-Cast Data Base for the Design of Offshore Wind Energy Structures in the German Bight, 29th ICCE, Lisbon, 2004
- Mittendorf, K.; Kohlmeier, M.; Habbar, A. and Zielke, W. (2006b): Influence of irregular wave kinematics description on fatigue load analysis of offshore wind energy structures. Proceedings of the 8th German Wind Energy Conference, DEWEK, Bremen, 2006
- Mittendorf, K.; Kohlmeier, M.; Habbar, A. and Zielke, W.; Peinke et. al (eds) (2006a): A Modular Concept for Integrated Modeling of Offshore WEC Applied to Wave-Structure Coupling. Wind Energy - Proceedings of the Euromech Colloquium, pp. 293-296, ISBN 3-540-33865-9, 10/2006
- Rolfes, R., Gerasch, W.-J.; Haake, G.; Reetz, J.; Zerbst, S. (2006): Early Damage Detection System for Towers and Rotor Blades of Offshore Wind Turbines, Proceedings of the Third European Workshop on Structural Health Monitoring (EWSHM), S. 455-462, 5.-7. Juli 2006, Granada. DEStech Publications, Inc. Granada, 2006.
- Schaumann, P.; Böker, C. (2006): Influence of Wave Spreading in Short-term Sea States on the Fatigue of Offshore Support Structures at the Example of the FINO1-Research Platform, DEWEK 2006, Bremen, 2006.
- Schaumann, P.; Böker, C. (2007): Influence of Wave Spreading in Short-term Sea States on the Fatigue of Offshore Support Structures at the Example of the FINO1-Research Platform, DEWI-Magazin Nr. 30, Februar 2007, ISSN 0946-1787.
- Schaumann, P.; Böker, C.; Rutkowski, T.; Wilke, F. (2007): Tragstrukturen für Windenergieanlagen. Stahlbau-Kalender 2007, Verlag Ernst&Sohn, ISBN13: 978-3-433-01834-7, 04/2007
- Schaumann, P.; Keindorf, C.; Matuschek, J.; Stihl, T. (2006): Schalenbeulen von Sandwichzylindern mit einem neuen Elastomer als Verbundwerkstoff. "Stahlbau", Heft 9, 75. Jahrgang, Ernst&Sohn Verlag, 2006
- Schaumann, P.; Rutkowski, T. (2006): Messung von erzielten Vorspannkräften unter realen Montagebedingungen. Stuttgart: Fraunhofer-IRB-Verl., ISBN: 3-8167-7104-1, 2006
- Schaumann, P.; Wilke, F. (2006): Benefits of Fatigue Assessment with Local Concepts. In: Peinke et. al (eds), Wind Energy - Proceedings of the Euromech Colloquium, pp. 293-296, ISBN 3-540-33865-9, Springer, 2006
- Schaumann, P.; Wilke, F. (2006): Fatigue of Grouted Joint Connections DEWEK 2006 – Proceedings of the 8th German Wind Energy Conference, Bremen, 11/2006
- Wiemann, J. (2007): Bemessungsverfahren für horizontal belastete Pfähle - Untersuchungen zur Anwendbarkeit der p-y Methode. Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen, Verlag Glückauf GmbH.
- Zielke, W. [Hrsg.] (2006): Jahresbericht 2005 zum Forschungsprojekt „Validierung bautechnischer Bemessungsmethoden für Offshore-Windenergieanlagen anhand der Messdaten der Messplattformen FINO1 und FINO2“, Kurztitel „GIGAWINDplus“, Förderkennzeichen 0329944. April 2006
- Zielke, W., Rolfes, R., Schaumann, P., Richwien, W., et al. (2006): Validierung bautechnischer Bemessungsmethoden für Offshore-Windenergieanlagen anhand der Messdaten der

Messplattformen FINO 1 und FINO 2, GIGAWINDplus Jahresbericht 2005, Hannover, April 2006.

6.2 Sonstige Literatur

- American Petroleum Institute (2000): Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms – working stress design. RP 2A-WSD, 21st edition, Dallas
- API [Hrsg.] (2000): Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design, RP 2A-WSD. American Petroleum Institute, Washington D.C., USA, 2000.
- 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, Vol. 124, No. 4, pp. 303-315.
- Bathe, K.-J. (1990): Finite-Elemente-Methoden. Springer-Verlag, Berlin, 1990.
- Bühler, M.M. (2006): Experimental and Numerical Investigations of Soil-Foundation-Structure Interaction during Monotonic, Alternating and Dynamic Loading, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana, Karlsruhe, Heft 166.
- Buitrago, J. (1993); Healy, B.E.; Chang, T. Y.: Local joint flexibility of tubular joints, Offshore Technology Conference, ASME, Volume 1, pp. 405-416, 1993.
- Clauss, G., Lehmann, E., Østergaard, C. (1988): Meerestechnische Konstruktionen, Springer Verlag, 1988
- DNV-OS-J101 (2004): Design of Offshore Wind Turbine Structures. Det Norske Veritas Offshore Standard. June 2004
- Dobson, F. W., (1982): Review of reference height for and averaging time of surface wind measurements at sea. WMO Marine Meteorology and Related Oceanographic Activities Report, 3.
- Festag, G. (2003): Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verhalten von granularen Materialien unter zyklischer Beanspruchung, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 66.
- G.Z. Forristall, E.G. Ward, V.J. Cardone and L.E. Borgmann (1978): The Directional Spectra and Kinematics of Surface Gravity Waves in Tropical Storm Delia, Journ. of Physical Oceanography, Vol. 8, pp. 888 - 909.
- Gawronski, W. K. (1998): Dynamics and Control of Structures – A Modal Approach, Mechanical Engineering Series, Springer-Verlag, New York, Inc., ISBN 0-387-98527-1, 1998.
- Gerasch, W.-J. (2005): Schwingungsprobleme im Bauwesen, Skriptum, Hannover, 2005.
- Gotschol, A. (2002): Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung, Heft 12, Fachgebiet Geotechnik, Universität Kassel.

- Groth, C., Müller, G. (2000): FEM für Praktiker, 5. Auflage. ISBN 3-8169-1857-3, expert verlag, Renningen-Malsheim, 2000
- Guyan, R.J. (1965): Reduction of Stiffness and Mass Matrices, AIAA Journal, Vol.3, Nr. 2, p. 380, 1965.
- H. Mitsuyasu (1977): Measurement of the high-frequency spectrum of ocean, J. Phys. Oceanogr., Vol. 7, pp.882-891.
- Haibach, E. (1989): Betriebsfestigkeit, Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung, VDI-Verlag, Düsseldorf.
- Hapel, K.-H. (1990): Festigkeitsanalyse dynamisch beanspruchter Offshore-Konstruktionen, Vieweg und Sohn Verlag GmbH, Braunschweig.
- HSE (2002): The effects of local joint flexibility on the reliability of fatigue life estimates and inspection planning. Offshore Technology Report 2001/056, HSE Books, Sudbury, ISBN 0 7176 2288 6, 2002.
- Ibso, J. B. (2003): Fatigue design of offshore wind turbines and support structures, Det Norske Veritas, OWEMES 2003 - Offshore Wind Energy in Mediterranean and other European Seas. Naples - Campania (Italien), 2003
- Kahma, K. K. (1981): A study of the growth of the wave spectrum with fetch. Journal of Physical Oceanography 11: 1503-1515.
- Kleineidam, P. (2005): Zur Bemessung der Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen gegen Ermüdung. Dissertational thesis, University of Hannover. Shaker-Verlag, ISBN 3-8322-3669-4
- Klumpjan, P. (2007): Anwendung des Strain-Wedge-Modells auf Monopile-Gründungen; Diplomarbeit Nr. 110 am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Duisburg-Essen (unveröffentlicht).
- Knothe, K., Wessels, H. (1992): Finite Elemente. Eine Einführung für Ingenieure. Springer-Verlag, Berlin, 1992.
- Kramer, H. et al. (1992): Empfehlungen des Arbeitskreises 9 „Baugrunddynamik“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Ernst & Sohn, Bautechnik 69 Heft 9, Juli 1992.
- Lesny, K.; Wiemann, J. (2005): Design aspects of monopiles in German offshore wind farms. In: Proc. of the Int. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG 2005), Perth, Australien, S. 383-389.
- 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.
- Munk, W. H., (1951): Origin and generation of waves. Proc. First Coastal Engineering Conference, Long Beach, Calif., 1-4.
- Natke, H. G. (1983): Einführung in Theorie und Praxis der Zeitreihen- und Modalanalyse, Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, ISBN 3-528-08145-7, Braunschweig, 1983.
- Neumann, T.; Nolopp, K.; Herklotz, K. (2004): Erste Betriebserfahrungen mit der FINO 1-Forschungsplattform in der Nordsee. DEWI-Magazin Nr.24.

- Reese, L. C., Cox, W. R., Koop, F. D. (1974): Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand, Proceedings of the 6th Annual Offshore Technology Conference, OTC 2080, Offshore Technology Conference, Houston.
- Richwien, W.; Lesny, K.; Hinz, P. (2005): Validierung bautechnischer Bemessungsmethoden für Offshore-Windenergieanlagen, Forschungsprojekt [GIGAWIND plus](#), Jahresbericht 2004, Kapitel Tragstruktur – Gründung.
- Schaumann, P.; Böker, C. (2005): Tragstruktur – Lebensdaueranalyse und Prognoseverfahren. In: Zielke, W. (Hrsg): Annual report 2005 of the research project: Validierung bautechnischer Bemessungsmethoden für Offshore –Windenergieanlagen anhand der Messdaten der Forschungsplattformen FINO1 und FINO2. www.gigawind.de
- Schaumann, P.; Böker, C.; Wilke, F. (2005): Lebensdaueranalyse komplexer Tragstrukturen unter Seegangsbeanspruchung. Stahlbau 74, 6/2005, pp 406-411. Verlag Ernst & Sohn.
- Schaumann, P.; Kleineidam, P.; Wilke, F. (2004): Fatigue Design bei Offshore-Windenergieanlagen. Stahlbau 73, 09/2004, pp716-726. Verlag Ernst&Sohn.
- Shi, D. (1991): Ermittlung modaler Größen von Werkzeugmaschinen im Betriebszustand mit einem AR(ARMA)-Modell, VDI-Verlag, Berlin, 1991.
- Wichtmann, T., Niemunis, A. und Triantafyllidis, T. (2006): Gilt die Minersche Regel für Sand?, Bautechnik 83, Heft 5, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin.
- Young, I. R. and G. J. Holland, (1996): Atlas of the oceans: wind and wave climate. Pergamon, 246 pp + CD-ROM.
- Zielke, W.; Mittendorf, K. (2004): Seegang und Seegangsbelastung. Proceedings of the 3rd GIGAWIND-Symposium: Offshore-Windenergie, bau- und umwelttechnische Aspekte.

6.3 Software

ANSYS: Ansys, Inc., Version 10.0

Matlab: The MathWorks, Inc., Version 7.0.4 (R14) SP2

WAFO: “Wave Analysis for Fatigue and Oceanography“, Centre for Mathematical Sciences, Lund Institute of Technology, Lund University, Sweden, Version 2.1.1

WaveLoads: Institut für Strömungsmechanik, Leibniz Universität Hannover