



Leibniz
Universität
Hannover

Verbundprojekt

**Suction Bucket Gründungen als innovatives und
montageschallreduzierendes Konzept für Offshore-
Windenergieanlagen**

- WindBucket –

Schlussbericht

zum Teilvorhaben der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover

Förderkennzeichen: 0325406B

März 2015

Verbundvorhaben: **Suction Bucket Gründungen als innovatives und montageschallreduzierendes Konzept für Offshore-Windenergieanlagen (WindBucket)**

Teilvorhaben **Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover (Fkz 0325406B)**

Projektleitung: **Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus
Institut für Geotechnik
Gottfried Wilhelm Leibniz Universität
Postfach 6009
D-30060 Hannover**

Zahlungsempfänger: **Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover**

Förderkennzeichen: **0325406B**

Laufzeit des Projektes: **01.07.2012 – 30.09.2014**

Berichtszeitraum: **01.07.2012 – 30.09.2014**

Beteiligte Institute:

Institut für Geotechnik (IGtH),

Leibniz Universität Hannover, Prof. Dr.-Ing. M. Achmus (Koordination)

Institut für Statik und Dynamik (ISD),

Leibniz Universität Hannover, Prof. Dr.-Ing. habil. R. Rolfes

Institut für Stahlbau (IfS),

Leibniz Universität Hannover, Prof. Dr.-Ing. P. Schaumann

Institut für Baustoffe (IfB),

Leibniz Universität Hannover, Prof. Dr.-Ing. L. Lohaus

Institut für Massivbau (IfMa),

Leibniz Universität Hannover, Prof. Dr.-Ing. S. Marx

Verbundpartner:

Fraunhofer-Institut für Windenergie und Energiesystemtechnik (IWES):

- **Abteilung Anlagensimulation und -bewertung (ASB), Bremerhaven**
- **Projektgruppe Tragstrukturen (PGTS), Hannover**

Firma Overdick GmbH & Co. KG, Hamburg

Zu den Teilprojekten der Verbundpartner wurden separate Schlussberichte erstellt.

Als assoziierte Kooperationspartner beteiligte Firmen:

Senvion SE (ehemals REpower Systems SE)

Projektförderer / Projektträger

Das diesem Bericht zugrunde liegende Verbundvorhaben wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Energie unter dem Förderkennzeichen 0325406B und unter der Trägerschaft des Projektträgers Jülich gefördert. Die Verantwortung für die Inhalte des Abschlussberichts liegt bei den jeweils genannten Autoren.

Gefördert durch:



Bundesministerium
für Wirtschaft
und Energie



aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages

Vorwort

Wir möchten uns an dieser Stelle für die gute Zusammenarbeit mit unseren Projektpartnern der LUH - den Instituten für Statik und Dynamik, für Stahlbau, für Baustoffe und für Massivbau - herzlich bedanken.

Gleichfalls wollen wir uns bei unseren Verbundpartnern Fraunhofer IWES Abteilung Anlagensimulation und -bewertung (ASB), Fraunhofer IWES Projektgruppe Tragstrukturen (PGTS) und der Firma Overdick GmbH & Co. KG sowie dem assoziierten Projektpartner Senvion SE für die gute Zusammenarbeit herzlich bedanken.

Nicht zuletzt gilt unser Dank dem Bundesministerium für Wirtschaft und Energie für die finanzielle Förderung sowie dem Projektträger Jülich für die intensive Unterstützung und Projektbegleitung.

Hannover, März 2015

Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus

Inhaltsverzeichnis

1	Zusammenfassung	1
1.1	Geotechnisches Bemessungskonzept	1
1.2	Dynamik der Tragstruktur	2
1.3	Stabilität und Ermüdung	3
1.4	Identifikation des Potentials von Beton- und Verbundbauweisen	4
1.5	Auslegung von Suction Buckets in Betonbauweise	5
2	Einleitung	6
3	Zusammenarbeit im Vorhaben	7
4	Geotechnisches Bemessungskonzept	8
4.1	Einführung	8
4.2	Analyse des Installationsprozesses	10
4.2.1	Allgemeines	10
4.2.2	Strömungsnetzberechnungen und kritischer Unterdruck	11
4.2.3	Eindringwiderstand bei Umströmung	18
4.3	Tragverhalten von Buckets	23
4.3.1	Beanspruchungen und Anforderungen	23
4.3.2	Tragverhalten unter Biegebeanspruchung	24
4.3.3	Tragverhalten unter Zug- und Drucklasten	42
4.4	Dimensionierungskonzept und offene Fragen	49
4.4.1	Installationsanalyse	49
4.4.2	Bemessungskonzept für Monopodbuckets	50
4.4.3	Bemessungskonzept für Multipodbuckets	52
4.5	Vorbemessung einer Multipodbucket-Gründung	53
4.6	Zusammenfassung und Schlussbemerkungen	56
5	Dynamik der Tragstruktur	57
5.1	Einführung	57
5.2	Modellbildung	57
5.2.1	Finite Elemente Modell der Tragstruktur	59
5.2.2	Multi-physikalisches Gesamtmodell der Anlage	62
5.3	Transiente Analyse mit Einspannung	65
5.4	Boden-Bauwerk-Interaktion des Suction Buckets	67
5.5	Modalanalyse	72

5.6	Transiente Analyse mit Boden-Bauwerk-Interaktion.....	82
5.7	Ergebnisse und Diskussion.....	86
6	Stabilität und Ermüdung.....	88
6.1	Numerische Modellbildung.....	88
6.1.1	FEM Modell.....	88
6.1.2	Baugrundmodell.....	92
6.1.3	Kennlinien der Bodenersatzfedern.....	93
6.1.4	Belastungssituation während der Installation.....	96
6.1.5	Imperfektionsmodellierung.....	97
6.1.6	Validierung.....	98
6.2	Stabilitätsberechnung während Installation.....	100
6.3	Einfluss verschiedener Imperfektionsformen auf das Beulverhalten.....	101
6.3.1	Einfluss der Deckelkonstruktion.....	102
6.3.2	Referenzmodell ohne Imperfektionen.....	103
6.3.3	Beuleigenformen.....	105
6.3.4	Statische Versagensfigur.....	109
6.3.5	Ringbeulen.....	111
6.3.6	Lagerungsinhomogenität / Spitzendruck.....	114
6.4	Ergebnisvergleich und Berechnungsempfehlungen.....	116
6.5	Ermüdung.....	118
6.5.1	Ermüdungswirksame Spannungsverteilung.....	119
6.5.2	Zusammenfassung.....	121
6.6	Zusammenfassung und Ausblick.....	121
7	Identifikation des Potentials von Beton- und Verbundbauweisen.....	123
7.1	Stand von Wissenschaft und Technik.....	124
7.1.1	Abgrenzung der Beton- zur Stahlbauweise.....	124
7.1.2	Grundlagen zur Dimensionierung einer großformatigen Suction-Bucket-Gründung aus Beton.....	126
7.2	Exemplarische Dimensionierung einer großformatigen Suction-Bucket-Gründung aus Beton.....	132
7.3	Detaillierte Konzeptionierung einer großformatigen Suction-Bucket-Gründung aus Beton	136
7.3.1	Dimensionierung mit dem Ziel der Gewichtsminimierung.....	139
7.3.2	Optimierung über konstruktive Details.....	142
7.4	Sensoren und Applikationen.....	144

7.5	Herstellung und Transport	147
7.6	Ergebnisse und Ausblick	149
8	Auslegung von Suction Buckets in Betonbauweise	151
8.1	Einführung und Motivation	151
8.2	Stand der Wissenschaft und Technik.....	152
8.3	Installierbare Suction Bucket Abmessungen	153
8.3.1	Einfluss der Skirtdicke auf den Installationsprozess.....	153
8.3.2	Einwirkungen während des Installationsvorgangs	155
8.4	Entwicklung einer Basisgeometrie	157
8.4.1	Abmessungen des Skirts.....	157
8.4.2	Formfindung.....	159
8.4.3	Herstellung des Suction Buckets	162
8.5	Detailuntersuchungen für den Endzustand	164
8.5.1	Einwirkungen	164
8.5.2	Numerisches Modell	165
8.5.3	Nachweise	166
8.5.4	Bemessungsergebnisse	167
8.6	Detailuntersuchungen für den Installationszustand	170
8.7	Zusammenfassung	171
9	Literaturverzeichnis.....	173

Abbildungsverzeichnis

ABBILDUNG 4-1: BUCKETS ALS GRÜNDUNGSELEMENTE; LINKS: MONOPOD-, RECHTS: MULTIPODGRÜNDUNG	8
ABBILDUNG 4-2: EINWIRKUNGEN UND WIDERSTÄNDE BEIM EINBRINGEN EINES BUCKETS	9
ABBILDUNG 4-3: STRÖMUNGSNETZ UM EINEN BUCKET $D = 15$ M BEI EINER EINDRINGTIEFE VON $H = 5$ M IN HOMOGENEM BODEN	12
ABBILDUNG 4-4: DIMENSIONSLOSER KRITISCHER UNTERDRUCK S_N FÜR BUCKETS IN SANDBÖDEN (LINKS: HOMOGENER BODEN, RECHTS: AUFLOCKERUNG IM BUCKETINNEREN)	13
ABBILDUNG 4-5: GESAMTSYSTEM UND AUSSCHNITTE (ELEMENTABMESSUNGEN IN CM)	16
ABBILDUNG 4-6: SUCTION NUMBER BEI INHOMOGENEM BAUGRUND (BODENPROFIL 2) IM VERGLEICH ZU HOMOGENEM BAUGRUND	16
ABBILDUNG 4-7: SUCTION NUMBER BEI ANISOTROPER WASSERDURCHLÄSSIGKEIT	18
ABBILDUNG 4-8: VEREINFACHTE (LINKS) UND REALISTISCHERE LASTEINLEITUNG (RECHTS)	19
ABBILDUNG 4-9: SPITZENDRUCKVERTEILUNG NACH HOULSBY & BYRNE (2005)	19
ABBILDUNG 4-10: BEISPIEL FÜR DAS ERGEBNIS DER RECHNERISCHEN ANALYSE DES INSTALLATIONSPROZESSES	21
ABBILDUNG 4-11: ERREICHBARE EINDRINGTIEFEN IN ABHÄNGIGKEIT VOM DURCHMESSER	23
ABBILDUNG 4-12: GEMESSENE UND BERECHNETE LAST-VERDREHUNGSKURVEN FÜR MONOPOD-BUCKETS	25
ABBILDUNG 4-13: FE-MODELL EINER SUCTION BUCKET GRÜNDUNG (ACHMUS ET AL., 2013A)	25
ABBILDUNG 4-14: H_0 - M_0 -INTERAKTIONSDIAGRAMME (LINKS: SEHR DICHTER SAND, RECHTS: MITTELDICHTER SAND) (ACHMUS ET AL., 2013A)	29
ABBILDUNG 4-15: INTERAKTIONSDIAGRAMME FÜR NORMALISIERTE GRENZTRAGFÄHIGKEIT (ACHMUS ET AL., 2013A)	30
ABBILDUNG 4-16: BEZIEHUNG ZWISCHEN ANFANGSSTEIFIGKEIT UND HEBELARM (LINKS: SEHR DICHTER SAND, RECHTS: MITTELDICHTER SAND) (ACHMUS ET AL., 2013A)	32
ABBILDUNG 4-17: NORMALISIERTE BEZIEHUNG ZWISCHEN ANFANGSSTEIFIGKEIT UND HEBELARM (ACHMUS ET AL., 2013A)	33
ABBILDUNG 4-18: FUNKTIONEN T_B UND T_c NACH DEN VERSUCHEN VON ZHU ET AL. (2013) UND VON FOGLIA ET AL. (2014)	35
ABBILDUNG 4-19: PRINZIPISSKIZZE EINES ZYKLISCHEN TRIAXIALVERSUCHS (ACHMUS ET AL., 2013B)	36
ABBILDUNG 4-20: LAST-VERDREHUNGS-KURVE FÜR STATISCHE BELASTUNG ($D = 12$ M, $L/D = 0.75$, $H = 20$ M) (ACHMUS ET AL. 2013B)	38
ABBILDUNG 4-21: ZYKLISCHES VERHALTEN VON BUCKETS IN SAND ($D = 12$ M, $L/D = 0.75$, $H/H_0 = 0.40$, $H = 20$ M) NACH ACHMUS ET AL. (2013B)	40
ABBILDUNG 4-22: ZYKLISCHES VERHALTEN VON BUCKETS IN MITTELDICHTEM SAND ($D = 16$ M, $H/H_0 = 0.40$, $H = 20$ M) NACH ACHMUS ET AL. (2013B)	40
ABBILDUNG 4-23: ZYKLISCHES VERHALTEN VON BUCKETS IN MITTELDICHTEM SAND ($D = 20$ M, $L/D = 0.5$, $H = 20$ M) NACH ACHMUS ET AL. (2013B)	41
ABBILDUNG 4-24: BRUCHMECHANISMEN FÜR BUCKETS UNTER ZUGBELASTUNG (NACH SENDERS, 2008)	43
ABBILDUNG 4-25: GESAMTWIDERSTAND (LINKS) UND UNTERDRUCKWIDERSTAND (RECHTS) FÜR EINEN BUCKET ($D = 10$ M, LÄNGE $L = 10$ M) IN SEHR DICHTEM SAND (THIEKEN ET AL., 2014)	44
ABBILDUNG 4-26: UNTERDRUCKWIDERSTAND UND HEBUNG INFOLGE KONstanter BELASTUNG (THIEKEN ET AL., 2014)	45
ABBILDUNG 4-27: ZUGWIDERSTÄNDE IM MODELLVERSUCH (IWES, 2014)	47
ABBILDUNG 4-28: NACHRECHNUNG DES ZUGWIDERSTANDS IN ABHÄNGIGKEIT DES WASSERDURCHLÄSSIGKEITSBEIWERTS k	48
ABBILDUNG 4-29: ELEMENTE EINER INSTALLATIONSANALYSE	49
ABBILDUNG 4-30: KONZEPT FÜR DIE DURCHFÜHRUNG DER BEMESSUNG EINES MONOPODBUCKETS	51
ABBILDUNG 4-31: KONZEPT FÜR DIE DURCHFÜHRUNG DER BEMESSUNG EINES MULTIPODBUCKETS	53
ABBILDUNG 4-32: TRAGVERHALTEN UNTER STATISCHEN DRÄNIERTEN LASTEN ($H = 8$ M, $D = 9$ M, $T = 30$ MM)	55
ABBILDUNG 5-1: 2-KNOTEN-BALKENELEMENT BEAM188 (LINKS) UND AUSWAHL DER VERWENDETEN QUERSCHNITTSTYPEN GEMÄß DER ANSYS-BIBLIOTHEK (RECHTS)	60
ABBILDUNG 5-2: MODELLIERUNG EINER UMMANTELUNG FÜR DEN MARINEN BEWUCHS (LINKS) SOWIE BERÜCKSICHTIGUNG DER TRÄGHEIT DES WASSERS FÜR DIE ELEMENTE UNTERHALB DES RUHEWASSERSPIEGELS (RECHTS) MITTELS 2-KNOTEN-BALKENELEMENT PIPE288	60
ABBILDUNG 5-3: ANSYS-GESAMTMODELLS (LINKS) SOWIE BEREICH DES JACKETS (RECHTS) MIT POSITIONEN DER BODEN-BAUWERK-INTERAKTION (ROTE PUNKTE)	61

ABBILDUNG 5-4: ELEMENTTYPEN ZUR ABBILDUNG DER BODEN-BAUWERK-INTERAKTION (LINKS: FEDER-DÄMPFER-ELEMENTE COMBIN14 FÜR ENTKOPPELTE INTERAKTION, RECHTS: VERALLGEMEINERTE SYSTEMMATRIX MATRIX27 FÜR GEKOPPELTE INTERAKTION)	62
ABBILDUNG 5-5: FAST-PROGRAMMSHEMA FÜR DIE SIMULATION IM BODEN VERANKERTER OFFSHORE WINDENERGIEANLAGEN (2014)	62
ABBILDUNG 5-6: UNTERGLIEDERUNG DER MODULE INNERHALB VON SUBDYN	64
ABBILDUNG 5-7: ERWEITERTES FAST-PROGRAMMSHEMA MIT DER BODEN-BAUWERK-INTERAKTION INNERHALB DES MODULS SUBDYN	65
ABBILDUNG 5-8: REAKTIONSKRÄFTE DER TRANSIENTEN SIMULATION IN FAST (30 S ZEITSCHRIEB) AN DEN UNTEREN 4 ECKSTIELKNOTEN (AUF HÖHE MEERESGRUND / OBERKANTE BUCKET)	66
ABBILDUNG 5-9: LINKS: NUMERISCHES MODELL DES EINGEBETTETEN SUCTION BUCKET (IGTH) ALS GRUNDLAGE FÜR DIE ERMITTLUNG DER STEIFIGKEITSMATRIX, RECHTS: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG DER EINWIRKENDEN LASTGRÖßEN UND DER ENTSPRECHENDEN DEFORMATIONSGRÖßEN	68
ABBILDUNG 5-10: LAST-VERFORMUNGS-KURVEN DER STEIFIGKEITSKOEFFIZIENTEN, EINGRENZUNG DES RELEVANTEN BEREICHS FÜR DEN ZUVOR DEFINIERTEN BETRIEBSLASTFALL (MIN. BZW. MAX. „OPERATIONAL LOAD“) SOWIE LINEARISIERUNG INNERHALB DIESES BEREICHS (ROTE GERADE)	70
ABBILDUNG 5-11: POSITIONEN DER AUSGANGSGRÖßEN (ROT: POSITIONEN DER AUSGANGSGRÖßEN IN X- UND Y-RICHTUNG, BRAUN: ZUSÄTZLICHE POSITIONEN BEI VERGLEICH VON MODELLEN MIT ELASTISCHEN ROTORBLÄTTERN IN X-, Y- UND Z-RICHTUNG)	73
ABBILDUNG 5-12: MAC-MATRIX FÜR DEN VERGLEICH DER EIGENFORMEN DES MODELLS MIT STARREN ROTORBLÄTTERN (1) MIT DER REFERENZSTRUKTUR MIT ELASTISCH MODELLIERTEN ROTORBLÄTTERN (0)	75
ABBILDUNG 5-13: MAC-MATRIX FÜR DEN VERGLEICH DER EIGENFORMEN DES MODELLS MIT ENTKOPPELTER BODEN-BAUWERK-INTERAKTION (2) MIT DER REFERENZSTRUKTUR MIT GEKOPPELTER BODEN-BAUWERK-INTERAKTION (0)	77
ABBILDUNG 5-14: MAC-MATRIX FÜR DEN VERGLEICH DER EIGENFORMEN DES MODELLS MIT EINSpanNUNG AM MEERESGRUND (3) MIT DER REFERENZSTRUKTUR MIT BODEN-BAUWERK-INTERAKTION (0)	79
ABBILDUNG 5-15: VERGLEICH DER ZEITVERLÄUFE FÜR DIE NORMALKRAFT F_v (OBEN) SOWIE DIE HORIZONTALKRÄFTE F_{Hx} UND F_{Hy} (UNTEN), SCHWARZ BZW. BLAU: MODELL MIT BODENEINSPANNUNG AUF HÖHE MEERESGRUND (3), ROT: MODELL MIT BODEN-BAUWERK-INTERAKTION (0)	82
ABBILDUNG 5-16: VERGLEICH DER ZEITVERLÄUFE FÜR DAS TORSIONSMOMENT M_t (OBEN) SOWIE DIE BIEGEMOMENTE M_x UND M_y (UNTEN), SCHWARZ BZW. BLAU: MODELL MIT BODENEINSPANNUNG (3), ROT: MODELL MIT BODEN-BAUWERK-INTERAKTION (0)	83
ABBILDUNG 5-17: AMPLITUDENSPEKTRUM (FREQUENZBEREICH) FÜR DAS SIGNAL DER AXIALKRAFT F_{Vz} AM ECKSTIEL 2, SCHWARZ: BODENEINSPANNUNG (3), ROT: BODEN-BAUWERK-INTERAKTION (0)	84
ABBILDUNG 5-18: AMPLITUDENSPEKTREN (FREQUENZBEREICH) FÜR DIE SIGNALE DER HORIZONTALKRAFT F_{Hx} AM ECKSTIEL 2, DES TORSIONSMOMENT M_{Tz} AM ECKSTIEL 1 UND DES BIEGEMOMENTS M_y AM ECKSTIEL 2, SCHWARZ: BODENEINSPANNUNG (3), ROT: BODEN-BAUWERK-INTERAKTION (0)	85
ABBILDUNG 5-19: ABLAUFDIAGRAMM FÜR DIE WESENTLICHEN VERKNÜPFUNGEN UND ABFOLGEN IN KAPITEL 5 DYNAMIK DER TRAGSTRUKTUR (GELB: BODEN-BAUWERK-INTERAKTION, HELL-ORANGE: NUMERISCHE MODELLBILDUNG, ROT: ANALYSEMETHODEN, GRÜN: SIMULATION AM IGTH)	86
ABBILDUNG 6-1: SPANNUNGS-DEHNUNGSBEZIEHUNG DES MATERIALMODELLS STAHL (NACH (DNV-RP-C208 2013), FIGURE 5-6)	90
ABBILDUNG 6-2: LINKS: GEOMETRIE DES SUCTION BUCKET MODELLS, RECHTS: SCHNITT DURCH NUMERISCHES MODELL: FLÄCHEN- UND NETZANSICHT	91
ABBILDUNG 6-3: P-Y KURVEN IN ABHÄNGIGKEIT DER EINBINDETIEFE AUS: (MEYER UND REESE 1979)	93
ABBILDUNG 6-4: BODENERSATZFEDERSTEIFIGKEITEN (SCHEMATISIERTE DARSTELLUNG), LINKS: SPITZENDRUCK UND MANTELREIBUNG, RECHTS: SUMMIERTE ERDDRÜCKE AUS GEOTECHNISCHEM MODELL	94
ABBILDUNG 6-5: NATÜRLICHER UND MODIFIZIERTER VERLAUF DER FEDERKENNLINIE FÜR SPITZENDRUCKFEDERN	96
ABBILDUNG 6-6: EINWIRKUNGSKOMPONENTEN DES LASTFALLS INSTALLATION	96
ABBILDUNG 6-7: RECHTECKIGE UND PARABELFÖRMIGE IMPERFEKTIONSVERTEILUNG DER AUFLAGERSTEIFIGKEIT	98
ABBILDUNG 6-8: EINFLUSS DER ELEMENTKANTENLÄNGE AUF DIE BEULLASTEN AUS LINEAREN VERZWEIGUNGSANALYSEN (LBA) UND DIE ANZAHL DER ELEMENTKNOTEN	99
ABBILDUNG 6-9: LINKS: KRITISCHE UNTERDRÜCKE, RECHTS: BEULFORMEN (25-FACH ÜBERHÖHT) UND VERTIKALSPANNUNGEN BEIM VERSAGEN FÜR EINBINDETIEFE 5 M	102

ABBILDUNG 6-10: BEULDRUCK IN ABHÄNGIGKEIT DER EINBINDETIEFE, MODELL OHNE IMPERFEKTIONEN	104
ABBILDUNG 6-11: RADIALVERFORMUNGEN AUSGEWÄHLTER BEULFORMEN UNTER ANGABE DER EINBINDETIEFEN IN MM, MODELL OHNE IMPERFEKTIONEN	104
ABBILDUNG 6-12: BEULDRUCK IN ABHÄNGIGKEIT VON EINBINDETIEFE UND IMPERFEKTIONSAMPLITUDE, VORBEULGEOMETRIE: 1. BEULEIGENFORM	107
ABBILDUNG 6-13: RADIALVERFORMUNGEN AUSGEWÄHLTER BEULFORMEN UNTER ANGABE DER EINBINDETIEFEN IN MM, MAXIMALE IMPERFEKTIONSAMPLITUDE	108
ABBILDUNG 6-14: BEULDRUCK UND AUSGEWÄHLTE BEULFORMEN IN ABHÄNGIGKEIT VON EINBINDETIEFE UND IMPERFEKTIONSAMPLITUDE, VERSAGENSFORM: STATISCHES VERSAGEN	110
ABBILDUNG 6-15: DEFINITION DER BEULFORM NACH (ROTTER UND TENG 1989)	112
ABBILDUNG 6-16: EXEMPLARISCHE BETRACHTUNG DER AUSWIRKUNGEN EINER RINGBEUL-IMPERFEKTION AUF DEN KRITISCHEN UNTERDRUCK UND DIE ZUGEHÖRIGEN BEULFORMEN	113
ABBILDUNG 6-17: KRITISCHE UNTERDRÜCKE FÜR VERSCHIEDENE HÖHENLAGEN DER RINGBEUL-IMPERFEKTION IN ABHÄNGIGKEIT DER EINBINDETIEFE	113
ABBILDUNG 6-18: DEFINITION DER PARABELFÖRMIGEN AUFLAGERINHOMOGENITÄT	114
ABBILDUNG 6-19: LINKS: KRITISCHER UNTERDRUCK BEI VERSCHIEDENEN IMPERFEKTIONSBREITEN b_{IMP} IN ABHÄNGIGKEIT DER EINBINDETIEFE, RECHTS: VERFORMUNGSFIGUR DES UNTEREN SCHALENRANDES BEI VERSAGEN	116
ABBILDUNG 6-20: ERFORDERLICHE UND KRITISCHE UNTERDRÜCKE WÄHREND DER INSTALLATION	117
ABBILDUNG 6-21: VON MISES VERGLEICHSSPANNUNGEN AM ÜBERGANG DECKEL-MANTELSCHALE IN ABHÄNGIGKEIT DES UNTERDRUCKS IN MPA	120
ABBILDUNG 6-22: SPANUNGSVERTEILUNG DER 1. HAUPTSPANNUNG BEI 0,2 MPA UNTERDRUCK	120
ABBILDUNG 7-1: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG EINER GROßFORMATIGEN SUCTION-BUCKET-GRÜNDUNG AUS BETON EINER 5 MW OWEA	123
ABBILDUNG 7-2: IMPERFEKTIONEN DES SUCTION-BUCKET-PROTOTYPEN FÜR DEN OWP HORNS REV 2 (LEBLANC BAKMAR, 2009)	124
ABBILDUNG 7-3: VERBEULUNG DES BUCKETS DER FIRMA ENERCON VOR HOOKSIEL (MADSEN, ANDERSEN, & IBSEN, 2012)	125
ABBILDUNG 7-4: GEOMETRIE (LINKS) UND BELASTUNGEN WÄHREND DES BETRIEBS (RECHTS)	126
ABBILDUNG 7-5: GEOMETRIE (LINKS) UND BELASTUNGEN WÄHREND DER INSTALLATION (RECHTS)	129
ABBILDUNG 7-6: KRITISCHER UNTERDRUCK IN ABHÄNGIGKEIT VON L/D	132
ABBILDUNG 7-7: BAUGRUNDPROFILE ZWEIER STANDORTE	132
ABBILDUNG 7-8: VERHÄLTNISS ZWISCHEN ERFORDERLICHEM UND KRITISCHEM UNTERDRUCK IN ABHÄNGIGKEIT DER EINDRINGTIEFE FÜR UNTERSCHIEDLICHE DURCHMESSER	133
ABBILDUNG 7-9: L/D IN ABHÄNGIGKEIT VOM DURCHMESSER FÜR UNTERSCHIEDLICHE SCHÜRZENDICKEN	133
ABBILDUNG 7-10: MOMENTENTRAGFÄHIGKEIT IN ABHÄNGIGKEIT VOM DURCHMESSER FÜR UNTERSCHIEDLICHE L/D -VERHÄLTNISSE	134
ABBILDUNG 7-11: EXEMPLARISCHE DIMENSIONIERUNG EINES SUCTION-BUCKET FÜR EINE MOMENTENTRAGFÄHIGKEIT VON 500 MNM	135
ABBILDUNG 7-12: ABMESSUNGEN UND KENNWERTE DES EXEMPLARISCH DIMENSIONIERTEN SUCTION-BUCKETS	135
ABBILDUNG 7-13: GEWICHT, TRAGFÄHIGKEIT UND EINBRINGBARKEIT IM AUSSCHNITT $10 \text{ m} \leq D \leq 40 \text{ m}$	139
ABBILDUNG 7-14: ONE-STEP-INSTALLATION VON OWEA MIT GROßFORMATIGEN SUCTION-BUCKET-GRÜNDUNGEN AUS BETON (DING, LIAN, LI, & ZHANG, 2013)	148
ABBILDUNG 8-1: ALTERNATIVER EINSATZ VON BETON: BETONSCHEIF CAPELLA (A), FLUGKÖRPER MIT SPANNBETONFLÜGELN AUS (BROCARD & BRUNER 1953) (B), GASPLATTFORM SEA TROLL A (C), ERRICHTUNG EINES BETONTURMS FÜR EINE WINDENERGIEANLAGE (D)	151
ABBILDUNG 8-2: MONOPOD SUCTION BUCKET IN SPANNBETONBAUWEISE AUS (HONGYAN ET. AL. 2013)	153
ABBILDUNG 8-3: GRENZWERTE INSTALLIERBARER SUCTION BUCKETS - WANDSTÄRKE $T_{SKIRT} = 15 \text{ cm}$	154
ABBILDUNG 8-4: GRENZWERTE INSTALLIERBARER SUCTION BUCKETS - WANDSTÄRKE $T_{SKIRT} = 30 \text{ cm}$	154
ABBILDUNG 8-5: GRENZWERTE INSTALLIERBARER SUCTION BUCKETS - WANDSTÄRKE $T_{SKIRT} = 45 \text{ cm}$	154
ABBILDUNG 8-6: HORIZONTALER ERDDRUCK AUF DER AUßENSEITE DES SKIRTS	156
ABBILDUNG 8-7: GEGENÜBERSTELLUNG DES HORIZONTALER ERDDRUCKS FÜR DIE BETRACHTETEN SUCTION BUCKET GEOMETRIEN MIT $T_{SKIRT} = 15 \text{ cm}$	156
ABBILDUNG 8-9: VERGLEICH DER MAXIMALEN SKIRTLÄNGE VON BETONBUCKET UND STAHLBUCKET	158

ABBILDUNG 8-8: MINDESTDICKE DER SCHÜRZE, MAßE IN [CM]	158
ABBILDUNG 8-10: STAHLBUCKET EINES MESSMASTES DES WINDPARKS DOGGER BANK	159
ABBILDUNG 8-11: DECKELVARIANTEN DES BETONBUCKETS – GERADE PLATTE – KEGEL – KUPPEL	159
ABBILDUNG 8-12: STAHLMENGE UND GESAMTGEWICHT DER GERADEN PLATTE, DER KEGEL- UND KUPPELFORMEN	160
ABBILDUNG 8-13: STAHLMENGE UND GESAMTGEWICHT DER AUSGERUNDETEN DECKELFORM	161
ABBILDUNG 8-14: STAHLMENGE UND GESAMTGEWICHTE ALLER UNTERSUCHTEN DECKELFORMEN	162
ABBILDUNG 8-15: KONVENTIONELLE RUNDSCHALUNG ZUR HERSTELLUNG DES SKIRTS	162
ABBILDUNG 8-16: EINPUMPEN VON SELBSTVERDICHTEDEM BETON	162
ABBILDUNG 8-17: ANKERKORB ZUM ANSCHLUSS VON SUCTION BUCKET UND JACKETSTREBE	163
ABBILDUNG 8-18: JACKET-MODELL VON ASB FRAUENHOFER IWES	164
ABBILDUNG 8-19: NUMERISCHES FE-MODELL DES SUCTION BUCKETS	165
ABBILDUNG 8-20: VERGLEICH DER VERTIKALEN UND HORIZONTALEN ERDWIDERSTÄNDE	166
ABBILDUNG 8-21: BEWEHRUNG AUF DER INNENSEITE DES DECKELS (DRAUFSICHT AUF DAS BETONBUCKET; EXTREMLASTFALL 1 – LEESEITIG, FUßPUNKTE EINGESpanNT)	168
ABBILDUNG 8-22: BEWEHRUNG AUF DER AUßENSEITE DES DECKELS (DRAUFSICHT AUF DAS BETONBUCKET; EXTREMLASTFALL 1 – LEESEITIG, FUßPUNKTE EINGESpanNT)	168
ABBILDUNG 8-23: BEWEHRUNG AUF DER INNENSEITE DES DECKELS (DRAUFSICHT AUF DAS BETONBUCKET; EXTREMLASTFALL 1 – LUVSEITIG, FUßPUNKTE EINGESpanNT)	169
ABBILDUNG 8-24: BEWEHRUNG AUF DER AUßENSEITE DES DECKELS (DRAUFSICHT AUF DAS BETONBUCKET; EXTREMLASTFALL 1 – LUVSEITIG, FUßPUNKTE EINGESpanNT)	169
ABBILDUNG 8-25: BERÜCKSICHTIGTE BEULFORMEN IN DEN STABILITÄTSUNTERSUCHUNGEN	171
ABBILDUNG 8-26: ENTWORFENES SUCTION BUCKET IN BETONBAUWEISE	172

Tabellenverzeichnis

TABELLE 4-1: BODENPROFIL 1	14
TABELLE 4-2: BODENPROFIL 2	15
TABELLE 4-3: VERGLEICH DES EINFLUSSES DER UMSTRÖMUNG AUF EINDRINGWIDERSTÄNDE FÜR $\Delta u = \Delta u_{KRIT}$	21
TABELLE 4-4: BODENPARAMETER FÜR SEHR DICHTEN UND MITTELDICHTEN SAND	26
TABELLE 4-5: VERWENDETE BODENPARAMETER ZUR NACHRECHNUNG DER FELDVERSUCHE	27
TABELLE 4-6: BERÜCKSICHTIGTE BUCKET-ABMESSUNGEN	28
TABELLE 4-7: BODENPARAMETER FÜR SEHR DICHTEN UND MITTELDICHTEN SAND	37
TABELLE 4-8: GRENZTRAGFÄHIGKEIT FÜR MONOPODS IN SAND (H = 20 M)	39
TABELLE 4-9: AKKUMULATIONSPARAMETER M FÜR MONOPOD BUCKETS IN SAND (H = 20 M)	42
TABELLE 4-10: EXTREMLASTEN IN HÖHE MUDLINE	54
TABELLE 5-1: ÜBERSICHT DER MODELLZUSTÄNDE UND MODELLVERGLEICHE	59
TABELLE 5-2: GEWÄHLTE LASTFÄLLE ZUR BESTIMMUNG DER LAST-VERFORMUNGS-KURVEN	69
TABELLE 5-3: AUSGEWÄHLTE EIGENFORMEN UND EIGENFREQUENZEN AM REFERENZMODELL (0)	74
TABELLE 5-4: VERGLEICH DER EIGENFREQUENZEN UND DER EIGENFORMEN AM MODELL MIT STARREN ROTORBLÄTTERN (1) GEGENÜBER DER REFERENZSTRUKTUR MIT ELASTISCH MODELLIERTEN ROTORBLÄTTERN (0)	76
TABELLE 5-5: VERGLEICH DER EIGENFREQUENZEN UND DER EIGENFORMEN AM MODELL MIT ENTKOPPELTEN FEDERELEMENTEN (2) GEGENÜBER DER REFERENZSTRUKTUR MIT GEKOPPELTER BODEN-BAUWERK-INTERAKTION (0)	78
TABELLE 5-6: VERGLEICH DER EIGENFREQUENZEN UND DER EIGENFORMEN AM MODELL MIT EINSpanNUNG AM MEERESGRUND (3) GEGENÜBER DER REFERENZSTRUKTUR (0)	80
TABELLE 5-7: AUSGEWÄHLTE EIGENFORMEN UND EIGENFREQUENZEN FÜR DAS INSTALLIERTE JACKET	81
TABELLE 5-8: VERGLEICH DER QUADRATISCHEN MITTEL (RMS) FÜR DIE MODELLE MIT BODEN-BAUWERK-INTERAKTION (0) UND MIT BODENEINSPANNUNG (3)	84
TABELLE 6-1: MATERIALKENNWERTE STAHL	90
TABELLE 6-2: ABMESSUNGEN DES MODELL-SUCTION BUCKETS IN MM	91
TABELLE 6-3: AUSNUTZUNGSGRAD DES BEULWIDERSTANDES WÄHREND DER INSTALLATION (OHNE SICHERHEITSBEIWERTE)	101
TABELLE 7-1: TECHNISCHE DATEN 3,5 MW OWEA (HOULSBY, IBSEN, & BYRNE, 2005) UND REPOWER 5M (HANSEN, 2012)	127
TABELLE 7-2: STRUKTURGEWICHT, MOMENTENTRAGFÄHIGKEIT UND EINBRINGBARKEIT IN ABHÄNGIGKEIT VOM DURCHMESSER UND DEM L/D-VERHÄLTNIS	137
TABELLE 7-3: EINGANGSWERTE DER GEWICHTSOPTIMIERUNG ÜBER D UND L/D	140
TABELLE 7-4: ERGEBNIS DER GEWICHTSOPTIMIERUNG ÜBER D UND L/D UND KONTROLLE DER NEBENBEDINGUNGEN	140
TABELLE 7-5: EINGANGSWERTE DER GEWICHTSOPTIMIERUNG ÜBER D, L/D, T UND D	141
TABELLE 7-6: ERGEBNIS DER GEWICHTSOPTIMIERUNG ÜBER D, L/D, T UND D UND KONTROLLE DER NEBENBEDINGUNGEN	141
TABELLE 7-7: MÖGLICHKEITEN IN DER DETAILAUSLEGUNG DES SUCTION-BUCKETS	142
TABELLE 7-8: BETONINTEGRIERTE SENSOREN UND APPLIKATIONEN FÜR EINE SUCTION-BUCKET-GRÜNDUNG	145
TABELLE 8-1: ANFORDERUNGEN AN DIE BETONREZEPTUR NACH DIN EN 206-1	163
TABELLE 8-2: BERÜCKSICHTIGTE EXTREMLASTEN	164

1 Zusammenfassung

Verfasser des Abschnitts:

Schröder, C.; Achmus, M. (Institut für Geotechnik, Leibniz Universität Hannover)

Der vorliegende Bericht bildet den Abschluss des Forschungsvorhabens „WindBucket - Suction Bucket Gründungen als innovatives und montageschallreduzierendes Konzept für Offshore-Windenergieanlagen“, das unter dem Förderkennzeichen 0325406B durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) gefördert wurde. Das Gesamtziel des beantragten Vorhabens ist die Beurteilung der Machbarkeit und der Anwendungsmöglichkeiten und –grenzen sowie die Schaffung der erforderlichen Grundlagen für die Planung, Bemessung und Errichtung von Bucketgründungen aus Stahl und Stahlbeton in deutschen Offshoregebieten.

Um die Ziele des Forschungsvorhabens zu erreichen, wurden Arbeitspakete definiert, für deren Bearbeitung je ein Institut hauptverantwortlich war, die Bearbeitung fand jedoch institutsübergreifend statt. Die zu bearbeitenden Arbeitspakete waren:

- LUH1: Geotechnisches Bemessungskonzept (IGtH)
- LUH2: Dynamik der Tragstruktur (ISD)
- LUH3: Stabilität und Ermüdung (IfS)
- LUH4: Identifikation des Potentials von Beton- und Verbundbauweisen (IfB)
- LUH5: Auslegung von Suction Buckets in Betonbauweise (IfMa)

Nachfolgend werden die Arbeiten und Ergebnisse kurz zusammengefasst.

1.1 Geotechnisches Bemessungskonzept

Verfasser des Abschnitts:

Schröder, C.; Achmus, M. (Institut für Geotechnik, Leibniz Universität Hannover)

Im Rahmen der Bearbeitung des Arbeitspakets „Geotechnisches Bemessungskonzept“ wurde die Boden-Bauwerk-Interaktion für Bucketgründungen untersucht. Durch geeignete Modelle wurden anhand der Ergebnisse von Parameterstudien die notwendigen Abmessungen von Suction Buckets sowie deren Anwendungsgrenzen erforscht. Auch der Vorgang der Installation in den Baugrund wurde dabei berücksichtigt.

Für einen Einsatz in der Ostsee scheint eine Suction Bucket Gründung überwiegend wenig geeignet, da die Baugrundverhältnisse sich in der Regel für die Installation als ungünstig erweisen (Geschiebemergel, Kreide). In der deutschen Nordsee, wo der Baugrund zum größten Teil aus Sanden besteht, ist die Installierbarkeit jedoch gegeben. Für die Untersuchungen zur Installierbarkeit wurden zwei Referenzbodenprofile definiert, die typische Bodenverhältnisse in der Nordsee repräsentieren. Parameterstudien zur Ermittlung des kritischen Unterdrucks und der Eindringwiderstände mit Hilfe verschiedener Berechnungsansätze zeigen, dass die Installierbarkeit für diese Baugrundverhältnisse gegeben ist. Dies gilt sowohl für dünnwandige Buckets aus Stahl als auch für dickwandigere Buckets wie z. B. Stahlbeton-Buckets.

Die Boden-Bauwerk-Interaktion wurde u.a. mit numerischen Methoden untersucht. Es wurde ein FE-Modell entwickelt, um (unter dränierten Bedingungen) die Grenztragfähigkeit und

Verformungsakkumulation infolge zyklischer Belastung von lateral belasteten Suction Buckets, also Monopodbuckets, zu berechnen. Daraus konnte ein für die Vorbemessung hilfreicher Berechnungsansatz (für vereinfachte Baugrundbedingungen) abgeleitet werden. Weiterhin zeigen die Ergebnisse, dass Monopodbuckets ein ähnliches zyklisches Tragverhalten wie Monopiles haben. Mit dem gleichen Modell wurden auch die Gründungssteifigkeiten von Suction Buckets ermittelt und den Projektpartnern für die weitere Verwendung zur Verfügung gestellt.

Ein weiteres FE-Modell wurde entwickelt, um die Zugtragfähigkeit eines Suction Buckets in Abhängigkeit der Herausziehgeschwindigkeit zu berechnen. In Ermangelung von Messdaten großformatiger Feldversuche steht die Validation des Modells für realistische Bucketabmessungen allerdings noch aus. Für die im Projekt betrachtete vierbeinige Jacket-Tragstruktur, welche von der Firma Overdick GmbH & Co. KG entworfen wurde, wurden die erforderlichen Bucketabmessungen infolge einer Parameterstudie zur Abschätzung der Bucket-Zugtragfähigkeit mit Hilfe eines analytischen Berechnungsansatzes dimensioniert.

Nach Auffassung der Autoren ist eine sichere Bemessung von Monopodbuckets mit den gegenwärtig existierenden FE-Methoden bereits möglich. Da bzgl. der Zugtragfähigkeit von Buckets noch große Unsicherheiten bestehen, ist die Bemessung einer Multipodbucket-Tragstruktur, bei der die Zugtragfähigkeit der einzelnen Buckets maßgebend ist, nur in Verbindung mit der Beobachtungsmethode möglich. Insgesamt aber zeigen die Ergebnisse, dass eine Suction Bucket Gründung sowohl als Monopodbucket als auch als Multipodbucket zumindest für die Baugrundverhältnisse der deutschen Nordsee technisch machbar ist.

1.2 Dynamik der Tragstruktur

Verfasser des Abschnitts:

Ehrmann, A.; Rolfes, R., (Institut für Statik und Dynamik, Leibniz Universität Hannover)

Das Kapitel „Dynamik der Tragstruktur“ betrachtet das dynamische Verhalten der Gesamtanlage bestehend aus der Windturbine mit Rotorblättern, Turm, Tragstruktur (Jacket) und Bodenverankerung in Form von Suction Buckets. Zur Abbildung der Boden-Bauwerk-Interaktion werden Ergebnisse numerischer Simulationen des Instituts für Geotechnik (IGtH) ausgewertet und die nichtlinearen Last-Verformungs-Kurven für einen gewählten Betriebslastfall linearisiert. Mit den abgeleiteten Steifigkeitskoeffizienten wird eine Steifigkeitsmatrix der Boden-Bauwerk-Interaktion assembliert und für die folgenden Sensitivitätsuntersuchungen implementiert.

Des Weiteren werden zwei numerische Modelle der Gesamtanlage aufgebaut, ein lineares Finite Elemente-Modell für die Modalanalyse und ein multi-physikalisches (aero-hydro-servo-elastisches) Modell für die transiente Analyse. Hierdurch lässt sich das gesamtdynamische Verhalten simulieren, was mit ausschließlich lokalen Strukturmodellen nicht möglich wäre.

In der Modalanalyse werden Varianten der Boden-Bauwerk-Interaktion (eingespannt oder entkoppelte Interaktion der Steifigkeit) sowie eine Variante in der Modellierung der Rotorblätter (starr) mit einem Referenzmodell mit gekoppelter Boden-Bauwerk-Interaktion und elastischen Rotorblättern hinsichtlich der Eigenfrequenzen und Eigenformen verglichen. Für den Einfluss der Boden-Bauwerk-Interaktion hat sich gezeigt, dass die Modellierung mit

entkoppelten Steifigkeiten das Systemverhalten deutlicher verfälscht als bei der Annahme einer Einspannung – der Unterschied zeigt sich insbesondere bei den Eigenfrequenzen. Wenn eine Systemvereinfachung erforderlich ist und keine gekoppelte Boden-Bauwerk-Interaktion modelliert werden kann, ist eine Berechnung mit Bodeneinspannung somit der mit entkoppelten Steifigkeiten vorzuziehen. Beim Vergleich der starren mit den elastisch modellierten Rotorblättern zeigt sich eine gute Übereinstimmung der globalen Biegeeigenformen und zugehörigen Eigenfrequenzen (Ausnahme: Eigenfrequenz der 2. Biegeeigenform in Roll-Richtung). Die Torsionseigenform der Variante mit starren Rotorblättern lässt sich beim Referenzmodell mit elastischen Blättern nicht identifizieren (der Grund hierfür konnte nicht ermittelt werden).

Bei der Betrachtung des Installationszustandes (Modell ohne Turbine und Turm) stimmt die erste lokale Biegeeigenform mit der am Referenzmodell (Modell mit Turbine und Turm) überein. Hinsichtlich einer Bemessung auf Wirbel-induzierter Vibration (Vortex Induced Vibration, VIV) ist dies eine interessante Erkenntnis.

Für die transiente Analyse wird der Programmcode dahingehend erweitert, dass die Boden-Bauwerk-Interaktion abgebildet und in den Programmroutinen der Modellreduktion sowie für den Aufbau des Mehrkörpermodells integriert werden kann. Anschließend wird diese Erweiterung für den Vergleich der Struktur mit Boden-Einspannung gegenüber der mit gekoppelter Boden-Bauwerk-Interaktion hinsichtlich der Reaktionskräfte auf Höhe des Meeresbodens untersucht. Die transiente Analyse hat im Ergebnis gezeigt, dass kein signifikanter Unterschied in den Axiallasten bei den Modellen mit Bodeneinspannung und mit gekoppelter Boden-Bauwerk-Interaktion vorliegt. Bei den Horizontallasten, dem Torsionsmoment und dem Biegemoment ergibt sich jedoch ein Unterschied in einer Größenordnung bis etwa 20 % (Quadratisches Mittel, RMS). Im Hinblick auf eine Bemessung der Betriebsfestigkeit (akkumulierter Schaden) und auf die Ermittlung der Lebensdauer bedeutet eine Modellierung mit gekoppelter Boden-Bauwerk-Interaktion eine deutlich genauere Bestimmung als jene mit Bodeneinspannung und gegebenenfalls eine Verlängerung der Lebenszeit (Life Cycle Analysis).

1.3 Stabilität und Ermüdung

Verfasser des Abschnitts:

Gottschalk, M.; Schaumann, P. (Institut für Stahlbau, Leibniz Universität Hannover)

Das Arbeitspaket „Stabilität und Ermüdung“ umfasst die Untersuchung des Beul- und Ermüdungsverhaltens eines Suction Buckets während der Installationsphase und die Ableitung von Design- und Berechnungsempfehlungen. Die Untersuchungen erfolgen mit einem strukturellen FEM-Modell, dessen besonderes Merkmal die Implementierung eines Bodenersatzmodells auf Basis diskreter Federelemente ist.

Durch die schlanke Kreiszylinderschale, den begrenzten Lagerungswiderstand des Baugrunds am unteren Zylinderrand und die aus Sicht eines Schalentragswerkes ungünstige Belastungskombination aus Meridian- und Außendruck zählen Suction Buckets zu den stark beulgefährdeten Strukturen. Das Beulverhalten stark beulgefährdeter Strukturen wird maßgeblich durch das Vorhandensein von Imperfektionen bestimmt. Aus der Vielfalt möglicher Imperfektionsformen und -größen resultiert eine große Unsicherheit bei der

Bestimmung einer Ersatzimperfektion, die zu einer adäquaten Übereinstimmung von Berechnung und Realität führt. In Kapitel 6.3 werden daher ausgewählte Imperpektionsformen sowie Inhomogenitäten der Auflagersteifigkeiten am unteren Schalenrand bezüglich ihrer Auswirkungen auf das Beulverhalten von Suction Buckets untersucht.

Die Untersuchungen zeigen eine deutliche Sensitivität der Konstruktion gegenüber lokalen Steifigkeitsschwankungen der vertikalen Auflagersteifigkeit. Im Vergleich zwischen Ersatzimperfektionen basierend auf Eigenformen, Versagensformen und Ringbeulen zeigt die untersuchte Struktur die höchste Sensitivität gegenüber eigenformaffinen Imperfektionen. Die Ergebnisse versagensformaffiner Imperfektionen liegen zwar auf etwa gleichem Niveau, die jeweils ungünstigsten Verzweigungspunkte in der geometrisch und materiell nichtlinearen Analyse wurden allerdings nicht immer gefunden, was die praktische Anwendbarkeit einschränkt.

Beim Einsatz als Gründungselement für Windenergieanlagen werden Suction Buckets erheblichen Ermüdungsbelastungen ausgesetzt. Untersuchungen zu schädigungswirksamen Spannungen am Übergangsdetails zwischen Deckelkonstruktion und Mantelschale zeigen, dass die maßgebende Lastkombination in einer vertikalen Zugbelastung besteht, die von der mit großen Belastungsgeschwindigkeiten einhergehenden Innensogwirkung überlagert wird.

1.4 Identifikation des Potentials von Beton- und Verbundbauweisen

Verfasser des Abschnitts:

Rzeczkowski, P.; Scholle, N.; Lohaus, L. (Institut für Baustoffe, Leibniz Universität Hannover)

Die Motivation des 4. Teilprojekts liegt in der wirtschaftlichen Umsetzung von großformatigen Suction-Buckets in Monopodbauweise aus Beton für OWEA mit 5MW Leistung in einer Wassertiefe von 30 bis 40 m. Bisher wurden Bucket-Gründungen mit relativ geringen Abmessungen in Stahlbauweise vorwiegend in Anlagen der Öl- und Gasindustrie eingesetzt. Bei großformatigeren Stahl-Buckets steigt mit zunehmenden Abmessungen das Ausmaß der herstellbedingten Imperfektionen deutlich an und damit einhergehend auch die Beulgefahr beim Installationsvorgang. Die Stahlbetonbauweise hingegen zeigt ihr Potential in der vom Durchmesser unabhängigen imperfektionsarmen Fertigung. In China konnte bereits eine kleinere OWEA mit einer großformatigen Suction-Bucket-Gründung im Nearshore-Bereich bei einer geringen Wassertiefe erfolgreich installiert werden.

Mit einer vorab durchgeführten exemplarischen Dimensionierung konnten zunächst die Realisierbarkeit und erste ungefähre Abmessungen eines großformatigen Suction-Buckets aus Beton veranschaulicht werden. Unter wirtschaftlichen Aspekten konnte anschließend eine detaillierte Dimensionierung der Geometrie für ein möglichst leichtes Bucket durchgeführt werden. Diese Geometrie wies rechnerisch ein geringes Risiko eines hydraulischen Grundbruchs für den Installationsvorgang auf.

In der Konzeptstudie wurde ebenfalls die Möglichkeit einer Suction-Bucket-Gründung in Sandwichbauweise mit Verwendung von vergleichsweise dünnen Stahlblechen untersucht. Diese wies jedoch zahlreiche konstruktive und wirtschaftliche Problemfelder auf, weswegen sich die nachfolgende detailliertere Betrachtung auf die Stahlbetonbauweise konzentrierte.

Die Konstruktionsart von Suction-Bucket-Gründungen aus Beton ermöglicht die geschützte Integration von Sensorik und Applikationen zur Steuerung des Absenkvorgangs in den

Betonquerschnitt, mit denen einerseits der Installationsprozess gesteuert oder ein aktives Lebensdauer-Monitoring durchgeführt werden kann.

Auf Basis der durchgeführten Untersuchungen könnten Beton-Buckets aus wirtschaftlichen und logistischen Gründen in einem Trockendock hergestellt werden. Dafür bietet sich ein Gleitschalsystem an, da es ein fugenloses Betonieren ohne Schalungsanker ermöglicht.

1.5 Auslegung von Suction Buckets in Betonbauweise

Verfasser des Abschnitts:

von der Haar, C.; Marx, S. (Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover)

Suction Buckets wurden bisher nahezu ausschließlich in Stahlbauweise hergestellt. Alternativ sind jedoch auch Konstruktionen aus Beton möglich. In den letzten Jahrzehnten wurden Betonwerkstoffe entwickelt, die mittlerweile auch in Bereichen eingesetzt werden, die bisher dem Stahlbau vorbehalten waren. Durch die betonspezifische Querschnittsbildung entstehen erhebliche technische Vorteile hinsichtlich der Beulstabilität sowie der Einbindung von Mess- und Installationstechnik (Messsensorik, Spüldüsen) im Querschnitt. Ein weiterer, Vorteil von Betonbuckets gegenüber Stahlbuckets wird in der Reduzierung von Produktionszeiten und Herstellungskosten erwartet.

Das Ziel des Arbeitspakets LUH 5 besteht in der Entwicklung einer realisierbaren Ausführungsvariante für Suction Buckets in Betonbauweise. Dabei dienen bisherige Geometriegestaltungen und Randbedingungen der Stahlbauvarianten als Grundlage für die Auslegung der Betonkonstruktion. Für den Übergang zwischen dem zylindrischen Skirt und der weiterführenden Struktur der Windenergieanlage werden verschiedene Deckelformen untersucht und bewertet. Neben einer ausreichend starren Platte kommen auch kegel- und kuppelförmige Deckelformen sowie Mischformen in Betracht. Auf Grundlage dieser Bewertung wird eine Basisgeometrie entwickelt, deren Bauteilabmessungen entsprechend normativer, statischer und konstruktiver Vorgaben abgeschätzt werden. Im Anschluss erfolgt für diese Basisgeometrie die Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Ermüdung mithilfe einer kommerziellen Finite-Element Software. Das Betonbucket wird als Schalenmodell abgebildet in dem die Boden-Bauwerksinteraktion über nichtlineare Federmodelle berücksichtigt wird.

Aus der betonspezifischen Querschnittsbildung resultieren zwangsläufig höhere Skirtdicken als bei einer Stahlbauvariante, die die Installierbarkeit von Betonbuckets in Frage stellt. Die höheren Wandungsstärken resultieren in erster Linie aus der vorzuhaltenden Betondeckung, um eine ausreichende Korrosionsbeständigkeit der einzulegenden Bewehrung zu gewährleisten. Auf der Außen- und Innenseite des Buckets ist eine Betondeckung von rund 50 mm vorzusehen. Dieser Wert kann in Abhängigkeit von der zugrunde gelegten Bemessungsnorm leicht variieren. Unter Annahme einer horizontalen und vertikalen Bewehrungslage im Skirt wird dementsprechend eine Wandungsdicke von 150 mm überschlägig erforderlich. Damit weist das Betonbucket eine 5-fach größere Wandungsstärke als das im Forschungsvorhaben betrachtete Referenzbucket in Stahlbauweise auf. Die im Rahmen des Arbeitspakets LUH 5 vorgenommenen Untersuchungen zu dieser Thematik zeigen, dass die Installation eines Betonbuckets mit nur geringfügig reduzierten Einbindelängen gegenüber einem Stahlbucket möglich ist.

2 Einleitung

Verfasser des Kapitels:

Achmus, M., Schröder, C. (Institut für Geotechnik, Leibniz Universität Hannover)

In den deutschen Offshoregebieten wird zur Erreichung der Klimaziele der Bundesregierung in den kommenden Jahren eine enorme Zahl von Windenergieanlagen (WEA) errichtet werden. Die bislang errichteten Anlagen sind zum ganz überwiegenden Teil auf Rammpfählen gegründet, d.h. Monopilegründungen bzw. aufgelöste Konstruktionen mit drei oder vier Pfählen in den Ecken (Tripod, Jacket, Tripile). Nur in wenigen Fällen wurden Schwergewichtsgründungen ausgeführt.

Eine Alternative zu diesen Gründungsarten bildet die Bucketgründung, auch als „Saug-Senkkastengründung“ bezeichnet, welche in der Öl- und Gasbohrindustrie für Offshoregründungen bereits eingesetzt wurde. Bei diesem Verfahren wird mittels Unterdruck ein oben verschlossener Behälter in den Seeboden „gesaugt“. Ein wichtiger und für die in Zukunft zunehmende Offshorebautechnik möglicherweise entscheidender Vorteil dieses Verfahrens ist, dass bei dieser Herstellungsart keine nennenswerten Lärm- und Erschütterungsemission auftritt. Aus wirtschaftlicher Sicht ist vorteilhaft, dass offshore keine schweren Installationsgeräte benötigt werden. Schließlich gestaltet sich auch die Deinstallation von Bucketgründungen erheblich einfacher und umweltverträglicher als der Rückbau anderer Gründungsstrukturen.

Der Anwendung von Buckets als Gründungselemente für Offshore-WEA stehen derzeit neben fehlenden Erfahrungen noch Wissensdefizite hinsichtlich der Prognose und Kontrolle des Installationsvorgangs und hinsichtlich des Tragverhaltens im Betrieb entgegen. Diese Defizite sollen in diesem Projekt aufgearbeitet werden und es soll ein im Rahmen der deutschen Genehmigungspraxis gangbares Bemessungskonzept entwickelt werden.

Das Gesamtziel des beantragten Vorhabens ist die Beurteilung der Machbarkeit und der Anwendungsmöglichkeiten und –grenzen sowie die Schaffung der erforderlichen Grundlagen für die Planung, Bemessung und Errichtung von Bucketgründungen aus Stahl und Stahlbeton in deutschen Offshoregebieten.

Den Planern und Konstrukteuren von Offshore-Gründungen soll damit die Möglichkeit eröffnet werden, Bucketgründungen als möglicherweise wirtschaftliche, insbesondere aber aus Umweltgesichtspunkten vorteilhafte Gründungsvariante in ihre Planungen einbeziehen zu können. Als übergeordnete Ziele sind damit die Kostenreduzierung von Offshore-WEA-Gründungsstrukturen sowie die Realisierbarkeit umweltverträglicher Installations- und Deinstallationsmethoden zu nennen.

3 Zusammenarbeit im Vorhaben

Verfasser des Kapitels:

Achmus, M., Schröder, C. (Institut für Geotechnik, Leibniz Universität Hannover)

Das Verbundprojekt WindBucket gliedert sich in die drei Teilprojekte des Fraunhofer IWES, der Leibniz Universität Hannover (LUH) und der Firma Overdick GmbH & Co. KG. Als assoziierter Kooperationspartner ist die Firma Senvion SE (ehemals REpower Systems SE) in WindBucket eingebunden.

Die Verbundpartner IWES, LUH und Overdick haben in allen Teilprojekten unter der Koordination des IWES eng zusammengearbeitet. Das Teilprojekt der LUH ist durch fünf Institute bearbeitet worden: das Institut für Geotechnik (IGtH), das Institut für Statik und Dynamik (ISD), das Institut für Stahlbau (IfS), das Institut für Baustoffe (IfB) und das Institut für Massivbau (IfMa). Für die Koordination innerhalb des LUH-Teilprojekts war das IGtH verantwortlich.

4 Geotechnisches Bemessungskonzept

Verfasser des Kapitels:

Schröder, C.; Achmus, M., (Institut für Geotechnik, Leibniz Universität Hannover)

4.1 Einführung

Buckets sind oben durch einen Deckel abgeschlossene Stahlzylinder, die als Gründungselemente von Offshore-Windenergieanlagen anstelle der bislang in der Regel zum Einsatz kommenden Rammpfähle verwendet werden können. Zu unterscheiden sind hierbei die Monopodgründung, bei der ein einzelner Bucket sehr großen Durchmessers die Gründungsstruktur bildet, und der Multipod, bei dem eine aufgelöste Tragstruktur durch drei oder vier in den Ecken der Aufstandsfläche angeordnete Buckets gestützt wird (Abbildung 4-1).

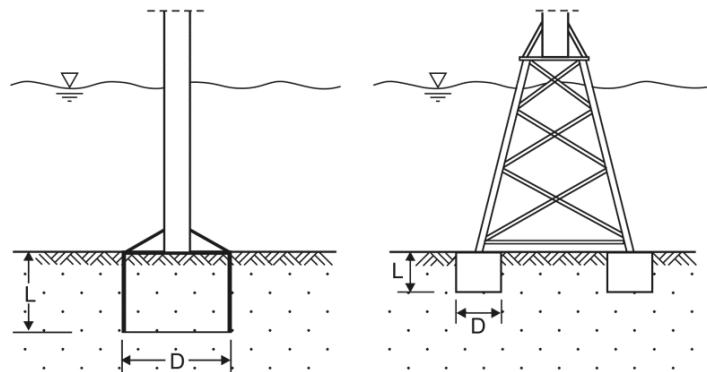


Abbildung 4-1: Buckets als Gründungselemente; links: Monopod-, rechts: Multipodgründung

Buckets gelten als vielversprechende Gründungsvariante für Offshore-Windenergieanlagen, weil zum einen Kosteneinsparungen gegenüber den bislang üblichen Gründungskonstruktionen mit Pfählen möglich erscheinen und weil zum anderen bei der Installation keine nennenswerte Schallemission auftritt. Bei der Rammung von Pfählen treten dagegen erhebliche Schallemissionen auf, wodurch insbesondere Meeressäuger wie der Schweinswal gestört bzw. sogar geschädigt werden können. Es werden daher von den Genehmigungsbehörden zunehmend Maßnahmen zur Reduktion von Rammschall gefordert bzw. vorgeschrieben, und es ist absehbar, dass in Zukunft durch entsprechende Reglementierungen erhebliche Erschwernisse des Bauprozesses entstehen werden. Deshalb wird intensiv nach Gründungskonstruktionen gesucht, die im Zuge der Installation keine Rammung erfordern.

Für die Installation wird ein Bucket auf den Meeresboden abgelassen und sinkt zunächst infolge seines Eigengewichts ein gewisses Maß in den Seeboden ein. Sodann wird eine Pumpe angeschlossen, durch welche über ein Ventil im Deckel Wasser aus dem entstandenen Hohlraum zwischen Deckel und Seeboden abgepumpt wird. Hierdurch entsteht ein Unterdruck Δu (suction, deshalb die häufig verwendete Bezeichnung *suction bucket* oder auch *suction caisson*; Δu wird hier als positiv definiert, wenn es sich um einen Unterdruck handelt) innerhalb des Zylinders. Wenn die nach unten gerichtete Differenzdruckkraft (zuzüglich des Bucketeigengewichts) größer ist als der aus Mantelreibung und Spitzendruck am Bucket resultierende Eindringwiderstand, wird die Struktur in den Baugrund eingedrückt. Das Prinzip

und die während der Installation wirkenden Kräfte sind in Abbildung 4-2 dargestellt. Zu beachten ist, dass es in durchlässigen Böden infolge des Unterdrucks innerhalb des Hohlraums zu einer Strömung im Baugrund kommt. Die Strömungskräfte bewirken eine Reduktion des Eindringwiderstands, müssen aber auch begrenzt werden, um hydraulischen Grundbruch innerhalb des Buckets zu vermeiden. Weitere Einschränkungen hinsichtlich des maximal zulässigen Unterdrucks resultieren aus der Einhaltung der Beulsicherheit des Buckets sowie aus der Tatsache, dass der Absolutdruck immer positiv sein muss, da ansonsten in der Nähe des Absolutdrucks Null Kavitation des Porenwassers auftritt.

Suction Buckets wurden bereits für die Gründung von Bohrplattformen eingesetzt, z.B. für die Draupner E Gasförderplattform (Bye et al., 1995) und zuletzt für eine Umspannstationsplattform in der deutschen Nordsee. Als Gründung einer Windenergieanlage existiert bislang nur ein Monopod-Bucket, welcher in 2003 in Frederikshavn in Dänemark als Demonstrationsprojekt in einem Polder in flachem Wasser installiert wurde (Ibsen et al., 2005). Im Rahmen eines Pilotprojekts wurde in 2014 in einem Offshorewindpark in der deutschen Nordsee eine Windenergieanlage erstmals auf einer Jacketstruktur mit drei Buckets (Multipod) gegründet werden.

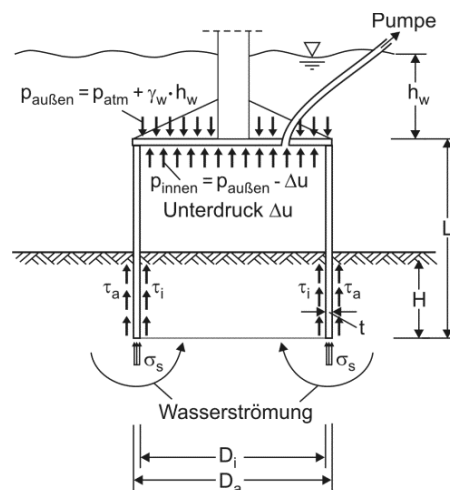


Abbildung 4-2: Einwirkungen und Widerstände beim Einbringen eines Buckets

Der Installationsprozess eines Buckets bedarf einer sorgfältigen Analyse, um das Erreichen der geplanten Eindringtiefe ohne Standsicherheitsprobleme gewährleisten zu können. Außerdem bestehen hinsichtlich des Tragverhaltens eines erfolgreich installierten Buckets insbesondere unter den speziellen transienten und zyklischen Belastungen der Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen noch offene Fragen. Nachfolgend wird der diesbezügliche Wissensstand umrissen, wobei die Darstellung auf Buckets in vorwiegend nichtbindigen Böden, wie sie in der deutschen Nordsee meist anstehen, beschränkt wird. Darauf aufbauend werden schließlich die Grundzüge eines Dimensionierungskonzepts für Bucketgründungen von Offshore-Windenergieanlagen vorgestellt.

4.2 Analyse des Installationsprozesses

4.2.1 Allgemeines

Für die Planung des Installationsprozesses müssen zum einen die Bodenwiderstände gegen die Eindringung des Buckets, welche durch Realisierung von Unterdruck zu überwinden sind, berechnet werden und zum anderen muss der hinsichtlich der Vermeidung von Standsicherheitsproblemen maximal zulässige Unterdruck ermittelt werden. Der zulässige Unterdruck ergibt sich dabei als Minimalwert aus Betrachtungen zur Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch, zur Beulsicherheit und zu Kavitation. Diese Berechnungen sind im Prinzip für jede zu durchlaufende Einbindetiefe vorzunehmen. Im Ergebnis werden der erforderliche und der maximal zulässige Unterdruck über die Tiefe grafisch aufgetragen. Die maximal realisierbare Eindringtiefe ist erreicht, wenn der erforderliche Unterdruck gleich dem zulässigen Unterdruck wird.

Der resultierende Eindringwiderstand resultiert aus Mantelreibung und Spitzendruck (Bezeichnungen s. Abbildung 4-2):

$$R_{\text{Ein}} = \int_{z=0}^H \tau_a \pi D_a dz + \int_{z=0}^H \tau_i \pi D_i dz + \pi D_m t \sigma_s \quad (4.1)$$

Für die rechnerische Ermittlung von Mantelreibung und Spitzendruck sind zum einen CPT-basierte Verfahren und zum anderen Verfahren auf Grundlage der effektiven Spannungen gebräuchlich. CPT-basierte Verfahren nutzen den in einer Drucksondierung (CPT, *cone penetration test*) ermittelten, tiefenabhängigen Sondierspitzendruck $q_c(z)$ als Eingangswert. Ein solcher Ansatz wird z. B. in DNV Classification Notes 30.4 (1992) für den Eindringwiderstand von Stahlschürzen angegeben:

$$\begin{aligned} \tau(z) &= k_f q_c(z) \\ \sigma_s &= k_p q_c(z = H) \end{aligned} \quad (4.2)$$

Für Sandböden werden in DNV Classification Notes 30.4 (1992) k_f -Werte zwischen 0,001 (wahrscheinlicher Wert) und 0,003 (maximaler Wert) und k_p -Werte zwischen 0,3 und 0,6 angegeben.

Bei Verfahren auf Grundlage der effektiven Spannungen wird als Eingangswert die effektive Vertikalspannung $\gamma' z$ in der betrachteten Tiefe herangezogen. Die Mantelreibung ergibt sich aus der Multiplikation mit einem Erddruckbeiwert K und dem Reibungsbeiwert $\tan \delta$, der Spitzendruck durch Multiplikation mit einem Tragfähigkeitsbeiwert N_q :

$$\begin{aligned} \tau(z) &= K \tan \delta \gamma' z \\ \sigma_s &= N_q \gamma' H \end{aligned} \quad (4.3)$$

Richtwerte für N_q und $K \tan \delta$ sowie Maximalwerte für Spitzendruck und Mantelreibung werden z. B. in API RP 2A-WSD (2000) für verschiedene Lagerungsdichten von Sand

genannt. $K \tan \delta$ wird darin zwischen 0,29 (mitteldicht) und 0,56 (sehr dicht) und N_q zwischen 12 und 50 angegeben.

Die genannten Ansätze berücksichtigen zunächst nicht die Veränderung von Mantelreibung und Spitzendruck durch die in durchlässigem Baugrund auftretende, wiederum von der Größe des realisierten Unterdrucks abhängige Strömung im Boden. In nichtbindigem Baugrund werden der Spitzendruck und die innere Mantelreibung durch die Strömungskräfte reduziert, die äußere Mantelreibung wird dagegen erhöht. Um dies rechnerisch berücksichtigen zu können, sind die lokalen Strömungskräfte mittels Strömungsnetzberechnungen zu ermitteln.

Die Installation in einen rein nichtbindigen oder rein bindigen Baugrund ist vergleichsweise unkompliziert gegenüber der Installation in einen Baugrund, der Schichten aus beiden Kategorien enthält. Eine Tonschicht in einem ansonsten sandigen Baugrund unterbricht die Wasserströmung und somit ihre günstige Wirkung auf den Eindringwiderstand, wodurch der Bucket möglicherweise nicht mehr tiefer eindringen kann, nachdem die Tonschicht durchdrungen ist. Eine Sandschicht in einem ansonsten bindigen Baugrund kann dazu führen, dass beim Eindringen in die Sandschicht eine Hebung des darüber liegenden Tonblocks auftritt und ein wassergefüllter Hohlraum zwischen den beiden Schichten entsteht. Solche Effekte bzw. ihr Ausmaß hängen auch von der Geschwindigkeit der Bucketeindringung ab und sind noch weitgehend ungeklärt.

4.2.2 Strömungsnetzberechnungen und kritischer Unterdruck

Bei der Installation kann und darf kein beliebig großer Unterdruck erzeugt werden, seine Höhe ist vorrangig durch die folgenden Aspekte begrenzt:

- Beim Abpumpen des Wassers darf der Druck im Inneren des Buckets nicht so stark sinken, dass es zur Kavitation kommt. Bei einer Temperatur von 10°C verdampft Wasser bei einem sehr kleinen absoluten Druck von rd. 12 mbar. Der maximal erreichbare Unterdruck ergibt sich damit praktisch aus der Summe aus atmosphärischem und hydrostatischem Druck, ist also von der aktuellen Wassertiefe, in der sich der Bucketdeckel befindet, abhängig.
- Der Unterdruck kann zum Beulen des Buckets führen. Der Beuldruck muss sorgfältig unter Berücksichtigung der aktuellen Einbindetiefe in den Boden analysiert werden. Er kann durch konstruktive Maßnahmen wie Erhöhung der Wandstärke, Aussteifungen oder Querschnittsoptimierungen erhöht werden, wobei sich solche Maßnahmen wiederum auf die Größe der Eindringwiderstände auswirken.
- Bei nichtbindigem Boden kann ein zu hoher Unterdruck zur Bildung von Erosionskanälen und schließlich zu hydraulischem Grundbruch mit der Folge von unkontrolliertem Eindringen, starker Bodenauflockerung und Schiefstellung führen. Unabhängig vom Eintreten eines Bruchzustands führt der Unterdruck im Allgemeinen im Inneren des Buckets durch die aufwärts gerichteten Strömungskräfte zu einer Auflockerung und Hebung des Bodens.
- Bei bindigem Boden kann es zum Herausbrechen von Bodenmaterial oder Rissbildung kommen, wenn der Unterdruck größer wird als die undrained Kohäsion des Bodens. Möglicherweise wird sogar der komplette Bodenpfropfen angesaugt. Unkontrolliertes Eindringen und Schiefstellung sind dann die Folge.

Der Unterdruck, dessen Überschreitung zum hydraulischen Grundbruch führt, wird als kritischer Unterdruck Δu_{krit} bezeichnet. Um die oben genannten Probleme zu vermeiden, muss für jede Installation der zulässige Unterdruck Δu_{zul} in Abhängigkeit der Eindringtiefe definiert werden. Dieser ergibt sich aus dem kritischen Unterdruck durch Anwendung eines angemessenen Sicherheitsbeiwerts ($\Delta u_{\text{zul}} = \Delta u_{\text{krit}} / \eta$, mit z.B. $\eta=1,35$, vgl. auch Abschnitt 4.4.1).

Der kritische Unterdruck Δu_{krit} lässt sich mithilfe von Strömungsnetzberechnungen bestimmen. Dabei wird vereinfachend davon ausgegangen, dass wegen der in der Praxis relativ geringen Eindringgeschwindigkeit jeweils ein stationärer Strömungszustand vorherrscht. Abbildung 4-3 zeigt ein Beispiel für ein solches Strömungsnetz bzw. für den Verlauf von Äquipotentiallinien. In der Regel wird angenommen, dass hydraulischer Grundbruch bei homogenem Boden eintritt, wenn der Austrittsgradient an der Bodenoberfläche innerhalb des Buckets dem kritischen hydraulischen Gradienten $i_{\text{krit}} = \gamma' / \gamma_w$ (mit $\gamma' =$ Wichte des Bodens unter Auftrieb und $\gamma_w =$ Wichte des Wassers) entspricht.

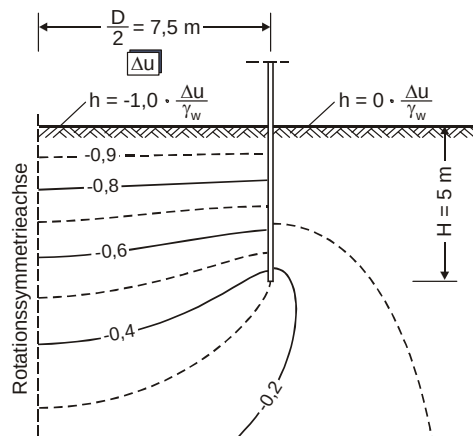


Abbildung 4-3: Strömungsnetz um einen Bucket $D = 15 \text{ m}$ bei einer Eindringtiefe von $H = 5 \text{ m}$ in homogenem Boden

Verschiedene Autoren (z. B. Senders & Randolph (2009), Feld (2001), Houlsby & Byrne (2005), Ibsen & Thilsted (2010)) haben auf Grundlage von Parameterstudien analytische Näherungsgleichungen zur Bestimmung des kritischen Unterdrucks in homogenen Böden entwickelt. Als dimensionslose Maßzahl für den kritischen Unterdruck wird dabei in der Regel die „Suction Number“ $S_N = \Delta u_{\text{krit}} / (\gamma' H)$ angegeben (s. Abbildung 4-4 links):

- Clausen & Tjelta (1996):
$$S_N = \frac{1}{1,0 - 0,68 / (1,46 \cdot \frac{H}{D} + 1)}$$
- Guttormsen et al. (1997):
$$S_N = 1,48 \cdot \left(\frac{H}{D}\right)^{-0,26}$$
- Feld (2001):
$$S_N = 1,32 \cdot \left(\frac{H}{D}\right)^{-0,25}$$
- Houlsby & Byrne (2005)
$$S_N = \frac{1}{1-a}$$

mit $a = \frac{a_1 k_i}{(1-a_1)+a_1 k_i}$ und $a_1 = 0,45 - 0,36 \left[1 - \exp \left(-\frac{H}{0,48 \cdot D} \right) \right]$

- Senders & Randolph (2009) $S_N = \pi - \arctan \left[5 \left(\frac{H}{D} \right)^{0,85} \right] \left(2 - \frac{2}{\pi} \right)$
- Ibsen & Thilsted (2010) $S_N = 2,86 - \arctan \left[4,1 \left(\frac{H}{D} \right)^{0,8} \right] \frac{\pi}{2,62}$

(4.4)

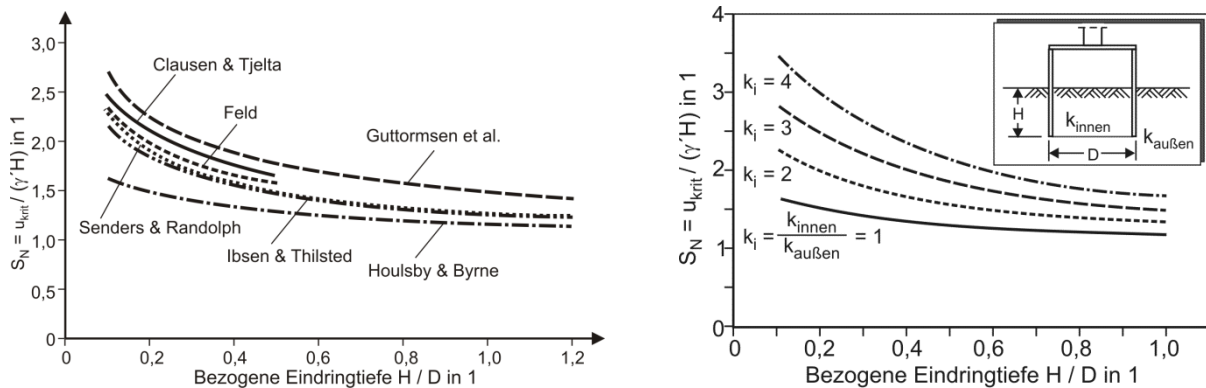


Abbildung 4-4: Dimensionsloser kritischer Unterdruck S_N für Buckets in Sandböden (links: homogener Boden, rechts: Auflockerung im Bucketinneren)

Houlsby & Byrne (2005), Senders & Randolph (2009) und Ibsen & Thilsted (2010) haben ihre Näherungsgleichungen basierend auf Strömungsnetzberechnungen mit identischen Randbedingungen entwickelt. Während die Näherungsgleichungen von Senders & Randolph und Ibsen & Thilsted fast das gleiche Ergebnis liefern, ergeben sich nach der Gleichung von Houlsby & Byrne trotz gleicher Randbedingungen teilweise deutlich geringere Werte für S_N . Dies ist damit zu erklären, dass Houlsby & Byrne nicht den Austrittsgradienten am Rand der Bodenoberfläche innerhalb des Buckets betrachten, sondern den mittleren Gradienten am Rand entlang der gesamten Einbindetiefe des Buckets. Da der mittlere Gradient schon bei geringeren Unterdrücken kritisch wird als der Austrittsgradient, ergibt sich somit eine geringere Suction Number. Eigene Strömungsnetzberechnungen bestätigen die Ergebnisse der zuvor genannten Autoren, daher wurde keine eigene Näherungsgleichung entwickelt.

Houlsby & Byrne (2005) haben in ihren Parameterstudien auch eine Zunahme der Durchlässigkeit innerhalb des Buckets infolge der Auflockerung durch die Strömungskräfte berücksichtigt. Die Ergebnisse sind in Abbildung 4-4 rechts dargestellt, mit k_{innen} ist hier die Wasserdurchlässigkeit des Bodens innerhalb und mit $k_{außen}$ die außerhalb des Buckets bezeichnet. Eine Auflockerung innerhalb des Buckets führt zu geringeren Strömungskräften im Bucketinneren und damit zu einer Erhöhung des kritischen Unterdrucks.

Wie stark sich ein Boden auflockern kann, hängt maßgeblich von der initialen Lagerungsdichte und dem Porengehalt bei lockerster und dichtester Lagerung ab. Eigene Parameterstudien zur Berechnung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts unter Verwendung des halbempirischen Ansatzes von Kozeny-Carman (Carrier, 2003) haben gezeigt, dass die Wasserdurchlässigkeit von Sanden bei lockerster Lagerung bis zu rd. 5 mal so groß sein kann

wie bei dichtester Lagerung. Durchströmungsversuche von Tran et al. (2005) haben ergeben, dass mit Erhöhungen der Wasserdurchlässigkeit um bis zu 100 % gerechnet werden kann. Weiterhin ist bekannt, dass die Auflockerung und die Pfropfenhebung größer sind, je länger der Installationsvorgang dauert.

Die genannten Ansätze sind für die Vordimensionierung eines Buckets hilfreich. In der Praxis liegen aber oft eine ausgeprägte Baugrundsichtung und damit heterogene Baugrundverhältnisse vor. In solchen Fällen sind im Allgemeinen Strömungsnetzberechnungen unter Berücksichtigung realistischer Baugrundverhältnisse erforderlich, um den kritischen Unterdruck abhängig von der Einbindetiefe zu ermitteln.

Im Rahmen umfangreicher Parameterstudien ist eine Vielzahl von Strömungsnetzberechnungen durchgeführt worden. Dabei sind u. a. verschiedene Bucket-Geometrien, homogene/inhomogene Bodenprofile mit isotropen/anisotropen Wasserdurchlässigkeiten und Bodenauflockerungen untersucht worden. Im Folgenden sollen die wichtigsten Ergebnisse dieser Studien anhand ausgewählter Beispiele vorgestellt werden.

Beispiel: Kritischer Unterdruck bei inhomogenem Baugrund

Bei einem realen Baugrund weisen die tiefer liegenden Schichten in der Regel eine höhere Lagerungsdichte und somit eine geringere Wasserdurchlässigkeit auf. Für das vorliegende Forschungsvorhaben sind zwei Referenz-Bodenprofile definiert worden (s. Tabelle 4-1 und Tabelle 4-2), die einen schlechteren bzw. besseren Baugrund im deutschen Teil der Nordsee repräsentieren sollen.

Tabelle 4-1: Bodenprofil 1

Profil 1, schlechterer Baugrund, charakteristische Kennwerte										
Schicht	Tiefe von / bis		Sondierspitzen- druck q_c von / bis		Bodenart	Lagerungs- dichte D_R	Wichte unter Auftrieb γ'	dräniertes Reibungs- winkel ϕ'	Steifemodul E_s	Wasserdurch- lässigkeit k
	m	m	MN/m ²	MN/m ²		1	kN/m ³	°	MN/m ²	m/s
1	0	2	0,2	5	Sand, locker	0,1	8,5	25	20	$3,86 \cdot 10^{-4}$
2	2	4	5	10	Sand, locker	0,1	9	30	30	$3,86 \cdot 10^{-4}$
3	4	8	10	15	Sand, mitteldicht	0,55	9	35	40	$2,23 \cdot 10^{-4}$
4	8	20	20	30	Sand, dicht	0,7	10	38	60	$1,79 \cdot 10^{-4}$

Tabelle 4-2: Bodenprofil 2

Profil 2, besserer Baugrund, charakteristische Kennwerte										
Schicht	Tiefe		Sondierspitzen- druck q_t		Bodenart	Lagerungs- dichte D_R	Wichte unter Auftrieb γ'	dräniertes Reibungs- winkel ϕ'	Steifemodul E_s	Wasserdurch- lässigkeit k
	m	m	MN/m ²	MN/m ²		1	kN/m ³	°	MN/m ²	m/s
1	0	2	0,2	5	Sand, locker	0,1	8,5	25	20	$3,86 \cdot 10^{-4}$
2	2	4	10	15	Sand, mitteldicht	0,55	9	35	30	$2,23 \cdot 10^{-4}$
3	4	8	20	30	Sand, dicht	0,7	10	40	40	$1,79 \cdot 10^{-4}$
4	8	20	40	50	Sand, sehr dicht	1	10	42	60	$1,06 \cdot 10^{-4}$

Die angegebenen Wasserdurchlässigkeiten wurden mit Hilfe der Kozeny-Carman-Gleichung (Carrier, 2003) für eine typische Kornverteilung von Nordsee-Sanden ermittelt. Bei der Kozeny-Carman-Gleichung (Gl. (4.5)) hängt die Wasserdurchlässigkeit wesentlich von der Porenzahl e und damit von der Lagerungsdichte ab. Weiterhin gehen die Wichte γ_w und die Viskosität μ_w von Wasser, der empirische Kozeny-Carman-Koeffizient C_{K-C} , der effektive Korndurchmesser D_{eff} sowie der Kornformfaktor S_F ein.

$$k_{K-C} = \frac{\gamma_w}{\mu_w} \cdot \frac{1}{C_{K-C}} \cdot \frac{D_{eff}^2}{S_F^2} \cdot \frac{e^3}{1+e} \quad (4.5)$$

Entsprechend den Empfehlungen von Carrier (2003) wurde für C_{K-C} ein Wert von 5 gewählt. Bei einer Temperatur von 10° C ergibt sich der Term γ_w/μ_w zu $7,645 \cdot 10^6$ 1/m s. Für die gewählte Kornverteilung ergab sich ein effektiver Korndurchmesser von rd. 0,2 mm. Als Kornformfaktor wurde ein Wert von 6,8 gewählt, der einer teils abgerundeten und teils kantigen Kornform entspricht. Die Porenzahl bei dichtester Lagerung entspricht $e_{min} = 0,49$, die Porenzahl bei lockerster Lagerung entspricht $e_{max} = 0,85$. Damit ergibt sich eine Wasserdurchlässigkeit von $1,06 \cdot 10^{-4}$ m/s bei dichtester Lagerung ($D_R = 1$) bzw. $4,41 \cdot 10^{-4}$ m/s bei lockerster Lagerung ($D_R = 0$).

Die Strömungsnetzberechnungen wurden mit dem Programm GGU-SSFLOW2D durchgeführt. Es wurde ein rotationssymmetrisches Modell mit den Abmessungen 100 m x 50 m erstellt, dessen unterer und äußerer Modellrand als wasserundurchlässig modelliert wurden. Auf dem oberen Modellrand (Meeresbodenoberfläche) wurde ein Potentialdifferenz von 1 m von außerhalb zu innerhalb des Buckets (Außendurchmesser $D = 10$ m, Wanddicke $t = 20$ mm) definiert. Die Wasserdurchlässigkeiten wurden isotrop und entsprechend den Angaben in den Bodenprofilen gewählt. Das Modell ist in Abbildung 4-5 dargestellt. Eine ausreichende Netzfeinheit wurde durch Konvergenzstudien bestätigt.

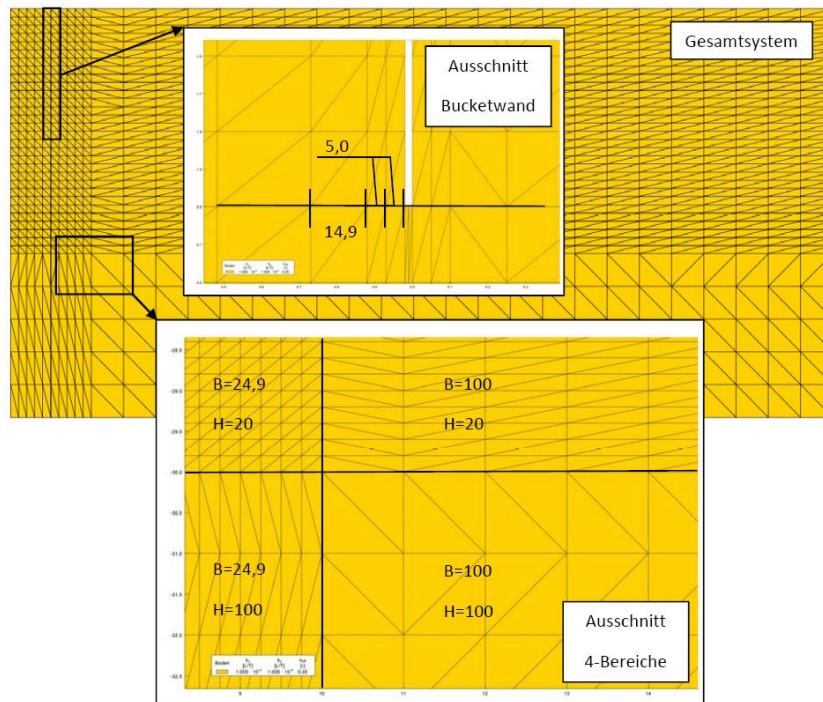


Abbildung 4-5: Gesamtsystem und Ausschnitte (Elementabmessungen in cm)

Zunächst wurden die kritischen Unterdrücke ohne Berücksichtigung einer Auflockerung berechnet. Anschließend wurde angenommen, dass der gesamte Boden innerhalb des Buckets eine Auflockerung bis zur lockersten Lagerung erfährt. In Abbildung 4-6 sind die Ergebnisse der Strömungsnetzberechnungen mit inhomogenem Baugrund entsprechend Bodenprofil 2 im Vergleich zu einem homogenen Baugrund dargestellt. Zusätzlich ist auch die Suction Number für einen aufgelockerten homogenen Baugrund mit $k_i = k_{\text{innen}}/k_{\text{außen}} = 4$ dargestellt, dies entspricht etwa der maximal möglichen Auflockerung des inhomogenen Bodens ($k_i = 4,41 / 1,06 = 4,16$).

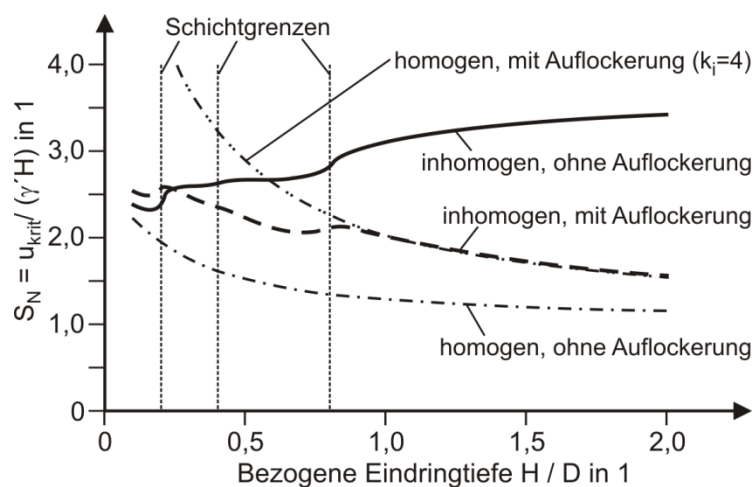


Abbildung 4-6: Suction Number bei inhomogenem Baugrund (Bodenprofil 2) im Vergleich zu homogenem Baugrund

Die Suction Number beim inhomogenen, nicht aufgelockerten Baugrund ist deutlich größer als beim homogenen, nicht aufgelockerten Baugrund. Beim inhomogenen Baugrund sind unabhängig von der Auflockerung mehr oder weniger starke Anstiege der Suction Number an den Schichtgrenzen bei 2 m, 4 m und 8 m (bzw. bei $H/D = 0,2; 0,4; 0,8$) zu erkennen. Je größer der Unterschied in den Wasserdurchlässigkeiten der Schichten ist, desto größer wird der Anstieg der Suction Number. Dies ist damit zu erklären, dass der Bucket in eine undurchlässigere Schicht eindringt und der Abbau der Potentialdifferenz in undurchlässigeren Schichten stärker ist als in durchlässigeren Schichten. Beim inhomogenen, nicht aufgelockerten Baugrund findet der Potentialabbau mit zunehmender Eindringtiefe immer stärker in den tieferliegenden, undurchlässigeren Schichten statt. Umgekehrt muss damit immer weniger Potential in der oberen, sehr durchlässigen Schicht innerhalb des Buckets abgebaut werden, wodurch die Suction Number immer größer wird.

Die Berücksichtigung einer Auflockerung beim inhomogenen Baugrund hat zur Folge, dass sich der Potentialabbau innerhalb des Buckets gleichmäßiger über die Eindringtiefe verteilt und dadurch mehr Potential in der oberen Schicht abgebaut werden muss. Im vorliegenden Beispiel nimmt die Suction Number dadurch mit zunehmender Eindringtiefe tendenziell ab. Eine Auflockerung beim homogenen Baugrund hat hingegen eine Erhöhung der Suction Number zur Folge. Ab einer bezogenen Eindringtiefe von rd. $H/D = 0,9$ ist die Suction Number bei den Berechnungen mit Auflockerung fast gleich, da die Randbedingungen nicht sehr stark voneinander abweichen.

Beispiel: Kritischer Unterdruck bei anisotropen Wasserdurchlässigkeiten

Die Durchlässigkeit eines Bodens ist infolge von Ablagerungsprozessen während seiner Entstehungsgeschichte in horizontaler Richtung meist größer als in vertikaler. Besonders ausgeprägt ist dieser Effekt bei bindigen Böden mit plattigen Teilchen, kann jedoch in abgeschwächter Form auch bei nichtbindigen Böden vorhanden sein. Nach Terzaghi & Peck (1961) liegt das Verhältnis von horizontaler und vertikaler Durchlässigkeit k_h/k_v bei Sedimenten meist zwischen zwei und zehn.

Die Annahme von anisotropen Wasserdurchlässigkeiten ($k_h/k_v > 1$) hat zur Folge, dass im Bereich um den Fußpunkt herum, wo die Strömung eine große horizontale Komponente aufweist, weniger Potential abgebaut wird. In den anderen Bereichen muss also mehr Potential abgebaut werden und es ergibt sich somit eine geringere Suction Number. In Abbildung 4-7 ist das Ergebnis von Strömungsnetzrechnungen bei homogenem Baugrund und anisotroper Wasserdurchlässigkeit mit k_h/k_v bis zu 4 dargestellt. Je nach Eindringtiefe und k_h/k_v -Verhältnis ergibt sich eine Abminderung der Suction Number um rd. 5 – 20 % im Vergleich zum homogenen Baugrund. Die größte Abminderung der Suction Number ergibt sich in geringen Eindringtiefen (bei rd. $H/D = 0,3$), mit zunehmender Eindringung wird die Abminderung geringer.

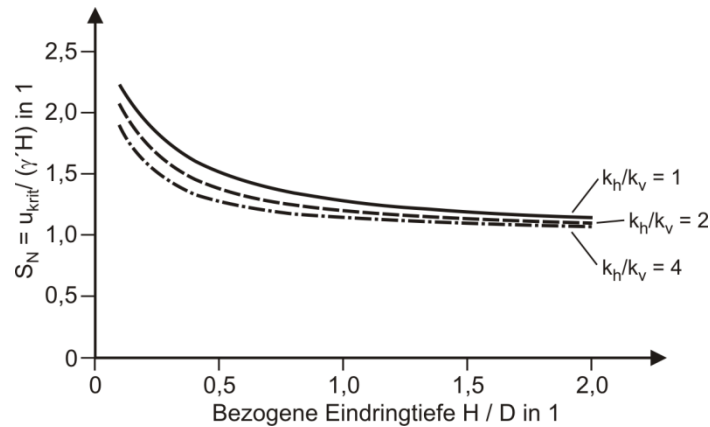


Abbildung 4-7: Suction Number bei anisotroper Wasserdurchlässigkeit

Aus den durchgeführten Berechnungen wurde eine Näherungsformel (s. Gl. (4.6)) zur Ermittlung der Suction Number abgeleitet, welche für bezogene Eindringtiefen bis $H/D = 2$ und k_h/k_v -Verhältnisse bis 4 gültig ist:

$$S_N = 2,86 - 1,19 \arctan \left[4,1 \left(\frac{H}{D} \right)^{0,96} \left(\frac{k_h}{k_v} \right)^{0,5} \right] \quad (4.6)$$

4.2.3 Eindringwiderstand bei Umströmung

Durch die nach unten gerichtete Strömung werden die effektiven Vertikalspannungen außerhalb des Buckets erhöht, während sie innen durch die aufwärts gerichtete Strömung reduziert werden. Entsprechend ergeben sich eine Erhöhung der äußeren und eine Reduktion der inneren Mantelreibung durch die Umströmung. Die horizontale Strömung unter der Bucketwand reduziert außerdem den Spitzenwiderstand. Die Veränderung ist umso größer, umso näher der tatsächliche Unterdruck dem kritischen Unterdruck kommt, sie hängt also vom Verhältnis $\Delta u / \Delta u_{krit}$ ab.

Houlsby & Byrne (2005) haben eine Berechnungsmethode entwickelt, die auf dem Verfahren auf Grundlage der effektiven Spannungen aufbaut. Es werden sowohl die Veränderungen der effektiven Vertikalspannungen infolge der Umströmung als auch infolge der Einleitung der Mantelreibungsspannungen in den Boden berücksichtigt. Der Einfluss der Mantelreibung auf die effektiven Vertikalspannungen kann durch einen vereinfachten und einen realistischeren Ansatz der Lasteinleitung berücksichtigt werden (Abbildung 4-8).

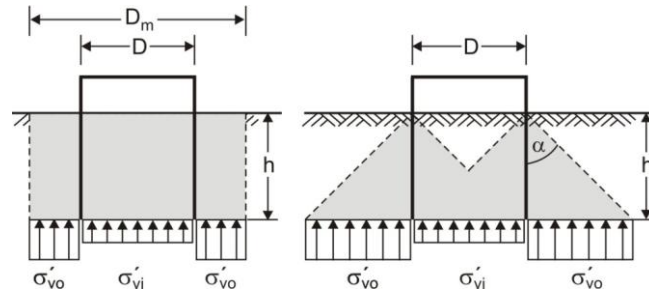


Abbildung 4-8: Vereinfachte (links) und realistischere Lasteinleitung (rechts)

Der Einfluss der Umströmung auf die Mantelreibung wird durch eine Modifizierung der Wichte des Bodens berücksichtigt. Die Berechnung des Spitzenwiderstands erfolgt unter Verwendung der Tragfähigkeitsbeiwerte N_q und N_γ für Streifenfundamente. Die Verteilung des Spitzendrucks ergibt sich in Abhängigkeit der vertikalen Spannung auf Fußhöhe innerhalb und außerhalb des Buckets (vgl. Abbildung 4-9). Eine wichtige Anmerkung ist, dass der Spitzendruck bei diesem Verfahren niemals auf null reduziert werden kann. Durch die Umströmung wird zwar die effektive Vertikalspannung auf der Innenseite reduziert, auf der Außenseite aber erhöht. Somit verbleibt selbst im günstigsten Fall ($\Delta u = \Delta u_{krit}$) eine dreiecksförmige Spitzendruckverteilung unter dem Fuß.

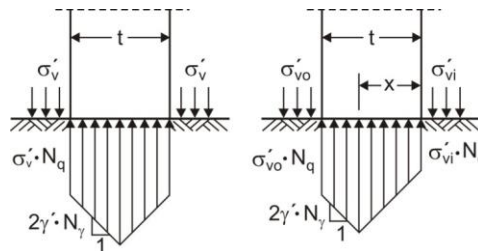


Abbildung 4-9: Spitzendruckverteilung nach Houlsby & Byrne (2005)

Die Eindringwiderstände für einen homogenen Baugrund und unter Berücksichtigung des vereinfachten Lasteinleitungsansatzes ergeben sich wie folgt:

$$\begin{aligned}
 F_o &= \left(\gamma' + \frac{a\Delta u}{h} \right) Z_o^2 \left[\exp\left(\frac{h}{Z_o}\right) - 1 - \frac{h}{Z_o} \right] (K \tan \delta)_o (\pi D_o) \\
 F_i &= \left(\gamma' - \frac{(1-a)\Delta u}{h} \right) Z_i^2 \left[\exp\left(\frac{h}{Z_i}\right) - 1 - \frac{h}{Z_i} \right] (K \tan \delta)_i (\pi D_i) \\
 R_b &= \left\{ \left[\gamma' - \frac{(1-a)\Delta u}{h} \right] Z_i \left[\exp\left(\frac{h}{Z_i}\right) - 1 \right] N_q + \gamma' t N_\gamma \right\} (\pi D t)
 \end{aligned}
 \tag{4.7}$$

mit:

- a Druckverhältnis $\Delta u_{Spitze} / \Delta u_{Deckel}$ (vgl. Gleichung (4.4))
- h Eindringung
- K Erddruckbeiwert
- δ Wandreibungswinkel

D_i, D_o	Durchmesser innen und außen
D	Annahme für dünne Skirts: $D_i \approx D \approx D_o$
N_q, N_γ	Tragfähigkeitsbeiwerte für Streifenfundamente
Z_i	$D_i / (4 K \tan \delta)_i$
Z_o	$D_o (m^2 - 1) / (4 K \tan \delta)_o$
m	D_o / D_m (vgl. Abbildung 4-8)

Zentrale Eingangsparameter sind der Erddruckbeiwert K und der Wandreibungswinkel δ (vgl. Gl. (4.3)) sowie ein Parameter k_i , der das Verhältnis der Wasserdurchlässigkeiten innerhalb und außerhalb des Buckets beschreibt (vgl. Abbildung 4-4). Diese Parameter wurden anhand von Nachrechnungen der Messungen an einigen Prototypen kalibriert, wobei sich Wertebereiche für $K \tan \delta$ von 0,45 bis 0,80 und für k_i von 2 bis 3 ergaben.

Eine von Senders & Randolph (2009) vorgeschlagene Methode basiert auf dem CPT-basierten Verfahren gemäß Gl. (4.2). Innere Mantelreibung und Spitzendruck werden abhängig vom vorhandenen Unterdruck reduziert, während der Einfluss der Strömung auf die äußere Mantelreibung vernachlässigt wird:

$$\begin{aligned}\tau_i(z) &= k_f q_c(z) \left(1 - \frac{\Delta u}{\Delta u_{\text{krit}}}\right) \\ \tau_a(z) &= k_f q_c(z) \\ \sigma_s &= k_p q_c(z = H) \left(1 - \frac{\Delta u}{\Delta u_{\text{krit}}}\right)\end{aligned}\tag{4.8}$$

Der k_p -Wert für dichten Sand in Oberflächennähe wird zu $k_p=0,2$ empfohlen. Für geringere Dichten ist dieser Wert zu erhöhen, für extrem dichten Sand sogar noch abzumindern. Für die Ermittlung des k_f -Werts wird folgende Gleichung empfohlen:

$$k_f = 0,012 \left[1 - \left(\frac{D_i}{D_a} \right)^2 \right]^{0,3} \tan \delta\tag{4.9}$$

Hierin ist der Wandreibungswinkel δ abhängig von der Lagerungsdichte des Sandes zwischen 22° und 30° anzusetzen.

Abschließend sei noch die am Norwegian Geotechnical Institute (NGI) entwickelte, von Andersen et al. (2008) beschriebene Methode erwähnt. Sie bietet gleich mehrere Berechnungsansätze an: CPT-basiert, auf Grundlage effektiver Spannungen und eine Kombination beider Varianten. Aufgrund der Ähnlichkeiten zu den oben vorgestellten Methoden wird auf die detaillierte Darstellung verzichtet. Die Parameter der Berechnungsansätze sind an einer Vielzahl von Messergebnissen bei der Installation von Prototypen, Feld- und Laborversuchen kalibriert worden, wobei sich relativ große Wertebereiche ergaben. Z. B. ergaben sich bei den Rückrechnungen der CPT-basierten Verfahren Wertebereiche von 0,01 bis 0,6 für k_p bei Ansatz von 0,001 bis 0,0015 für k_f .

Die vorgestellten Methoden unterscheiden sich neben den unterschiedlichen Berechnungsansätzen (auf Grundlage effektiver Spannungen und CPT-basiert) auch in den Annahmen zum Einfluss der Umströmung auf die Eindringwiderstände. In Tabelle 4-3 ist dargestellt, wie die Eindringwiderstände bei $\Delta u = \Delta u_{krit}$ beeinflusst werden. Das Verfahren von Houlsby & Byrne kann als vergleichsweise konservativ betrachtet werden. Gleichwohl sind die vorgestellten Methoden allesamt für rechnerische Analysen des Installationsvorgangs geeignet.

Tabelle 4-3: Vergleich des Einflusses der Umströmung auf Eindringwiderstände für

$$\Delta u = \Delta u_{krit}$$

Methode	Mantelreibung innen	Mantelreibung außen	Spitzendruck
Houlsby & Byrne (2005)	in homogenem Baugrund: Reduzierung auf 0 in geschichtetem Baugrund: keine Reduzierung auf 0	Erhöhung	ein Restwert verbleibt immer
Senders & Randolph (2009)	Reduzierung auf 0	keine Veränderung	Reduzierung auf 0
Andersen et al. (2010)	Reduzierung auf 0	Erhöhung	Reduzierung auf 0

Im Folgenden sollen einige Berechnungsbeispiele zum Installationsvorgang vorgestellt werden.

Beispiel: Rechnerische Analyse des Installationsprozesses

Das Ergebnis einer rechnerischen Analyse des Installationsprozesses ist für ein Beispiel in Abbildung 4-10 dargestellt. Betrachtet wurde ein Bucket mit 8 m Durchmesser und 8 m Höhe (wie er für einen Multipod zum Einsatz kommen könnte) in dichtem Sand. Der kritische Unterdruck wurde gemäß Gl. (4.4) nach Ibsen & Thilsted (2010) und der Eindringwiderstand nach Senders & Randolph (Gln. (4.8) und (4.9)) ermittelt. Als einzuhaltende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch wurde ein Wert von $\eta = 1,35$ gewählt.

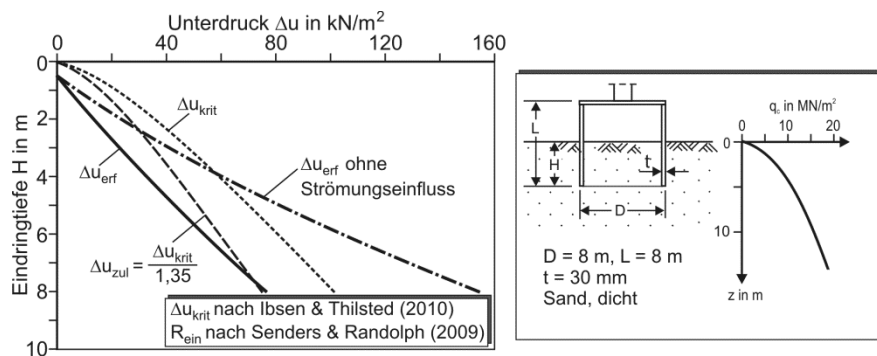


Abbildung 4-10: Beispiel für das Ergebnis der rechnerischen Analyse des Installationsprozesses

Der Schnittpunkt zwischen der Linie des erforderlichen und der des zulässigen Unterdrucks ergibt sich in einer Tiefe von 7,6 m. Diese Tiefe kennzeichnet den Erwartungswert der maximal realisierbaren Eindringtiefe des Buckets. Zum Vergleich ist auch der erforderliche Unterdruck für den Fall angegeben, dass der Einfluss der Strömung auf die Bodenwiderstände unberücksichtigt bleibt. Für diesen Fall liegt der Schnittpunkt der Linien bei einer Tiefe von nur 2,4 m. Dies verdeutlicht, dass der günstige Effekt der Strömungskräfte auf die Bodenwiderstände zumindest bei der Installation von Buckets in dichten Sanden entscheidend ist, um aus statischer Sicht notwendige bzw. wünschenswerte Eindringtiefen zu erreichen. Ebenfalls zu berücksichtigen, aber in Abbildung 4-10 nicht eingetragen sind die Linien für zulässige Unterdrücke, die sich aus der Untersuchung des Beulverhaltens sowie der Vermeidung von Kavitation ergeben.

Beispiel: Ermittlung erreichbarer Eindringtiefen in der deutschen Nordsee

In Abbildung 4-11 ist das Ergebnis einer Parameterstudie zur Ermittlung der erreichbaren Eindringtiefen in der deutschen Nordsee dargestellt. Es wurde untersucht, welche Eindringtiefe in Abhängigkeit des Bucket-Durchmessers in den beiden Referenz-Bodenprofilen (s. Tabelle 4-1 und Tabelle 4-2) erreichbar ist. Für die Parameterstudie wurden die Methode von Houlsby & Byrne (2005) und Senders & Randolph (2009) verwendet. Die Installation einer Jacket-Tragstruktur mit vier Beinen und einem Gewicht von 8000 kN sollte untersucht werden. Es wurden verschiedene Kombinationen von Höhe und Durchmesser des Buckets betrachtet, die Wanddicke wurde auf 30 mm festgelegt. Die auf einen einzelnen Suction Bucket wirkende Gewichtskraft ergab sich jeweils aus dem 1,5-fachen Eigengewicht des Buckets (Annahme: 50 % Zuschlag für Anschlusskonstruktion an die Jacket-Tragstruktur) sowie einem Viertel des Jacket-Gewichts. Als zulässiger Unterdruck wurde auf der sicheren Seite liegend der kritische Unterdruck gemäß Gl. (4.4) nach Houlsby & Byrne (2005) für einen homogenen Boden angesetzt. Da die Berechnungen zum kritischen Unterdruck für einen Bucket mit $D = 10$ m für die Referenz-Bodenprofile eine sehr viel größere Suction Number im Vergleich zum homogenen Baugrund ergaben, wurde von einer weiteren Abminderung durch einen Sicherheitsbeiwert gegen hydraulischen Grundbruch abgesehen. Für die Methode nach Houlsby & Byrne (2005) wurde der Erddruckbeiwert K zu 0,8 und der Wandreibungswinkel δ zu $0,9 \varphi'$ angenommen.

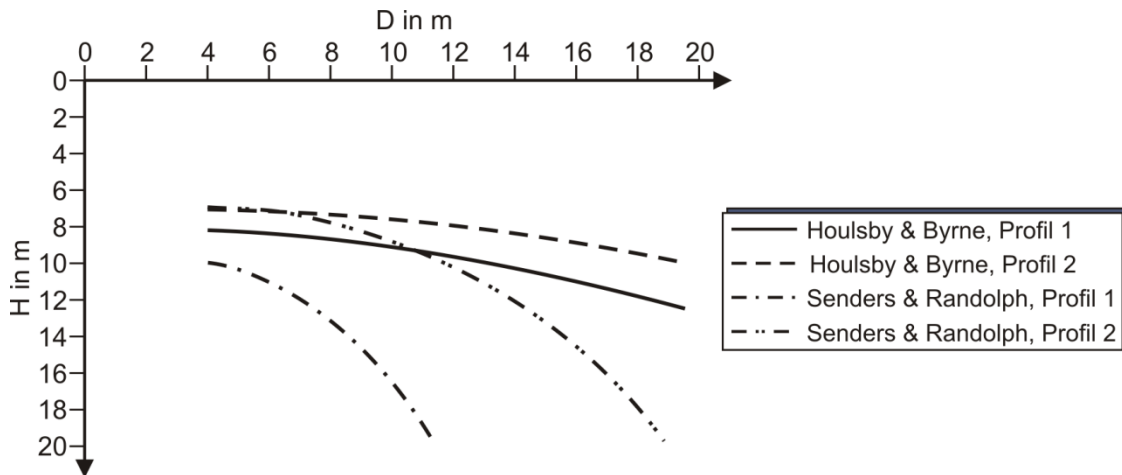


Abbildung 4-11: Erreichbare Eindringtiefen in Abhängigkeit vom Durchmesser

Die Ergebnisse zeigen, dass mit einer Eindringtiefe von mindestens rd. 7 m gerechnet werden kann und dass mit zunehmendem Durchmesser immer größere Eindringtiefen erreicht werden. Letzteres ist damit zu begründen, dass die Eindringkräfte bei größeren Durchmessern stärker wachsen als die Eindringwiderstände. Nach dem Verfahren von Houlsby & Byrne (2005) ergeben sich geringere Eindringtiefen im Vergleich zum Verfahren von Senders & Randolph (2009), was an den vergleichsweise konservativen Annahmen zur Berechnung der Eindringwiderstände liegt.

Eine vergleichbare Parameterstudie wurde für dickwandige Suction Buckets, die z. B. in Form von Stahlbeton-Buckets realisiert werden könnten, durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in Kapitel 8.3 dargestellt.

4.3 Tragverhalten von Buckets

4.3.1 Beanspruchungen und Anforderungen

Einschlägige Richtlinien, die für die Bemessung der Gründungselemente von Offshore-Windenergieanlagen angewandt werden, sind z.B. DNV Classification Notes 30.4 (1992), API RP 2A-WSD (2000) und DNV-OS J101 (2013). Hinsichtlich der geotechnischen Bemessung einer Gründung für eine Offshore-Windenergieanlage sind im Wesentlichen drei Aspekte zu nennen:

- **Tragfähigkeit:** Unter Extremlast – meist sind hier die während eines „Bemessungssturms“ auftretenden Wellenlasten entscheidend – muss eine ausreichende Sicherheit gegen Tragfähigkeitsverlust nachgewiesen werden.
- **Gebrauchstauglichkeit,** d.h. Begrenzung von Setzungen und vor allem Schiefstellungen: Ein wichtiges Kriterium ist diesbezüglich die Forderung, dass eine permanente Schiefstellung der Windenergieanlage nicht überschritten wird, da ansonsten der sichere Betrieb der Turbine nicht gewährleistet wäre. Als einzuhaltender Grenzwert wird meist eine Schiefstellung von $0,5^\circ$ (inklusive Herstellungsschiefstellungen) vorgegeben.
- **Steifigkeit im Betrieb:** Für eine Windenergieanlage ist sicherzustellen, dass die Eigenfrequenz des Gesamtsystems außerhalb der Hauptanregungsfrequenzen (dies

sind die aus der 1-fachen und der 3-fachen Drehgeschwindigkeit des Rotors resultierenden Frequenzen) liegt. Bei Monopodgründungen wird die Eigenfrequenz des Gesamtsystems stark von der Steifigkeit der Gründung beeinflusst, woraus entsprechende Anforderungen an die Bandbreite der zulässigen Gründungssteifigkeiten unter den im Betrieb der Anlage auftretenden Lasten resultieren. Bei Multipodgründungen ist der Einfluss der Steifigkeit der einzelnen Buckets auf die Eigenfrequenz des Gesamtsystems zwar weniger ausgeprägt, muss aber natürlich ebenfalls berücksichtigt werden.

Bei allen genannten Nachweisen ist die eventuelle Veränderung der Boden- bzw. Gründungseigenschaften infolge der zyklischen Beanspruchungen aus Wind und Wellen zu berücksichtigen. Unter zyklischen Beanspruchungen können zum einen Porenwasserüberdrücke im Boden auftreten, wodurch die Scherfestigkeit reduziert wird. Zum anderen verursachen zyklische Belastungen Strukturveränderungen im Boden. Im Allgemeinen kommt es dadurch zur Akkumulation von Systemverformungen und auch zu einer Änderung der Systemsteifigkeit.

Diese Effekte sind bei der Bemessung in geeigneter Weise zu berücksichtigen. Entsprechende Anforderungen an die Bemessung der Gründung von Offshore-Windenergieanlagen in deutschen Hoheitsgebieten enthält der BSH-Standard „Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen“ (2007). Demnach sind sowohl mögliche Tragfähigkeitsveränderungen als auch Verformungsakkumulationen infolge zyklischer Lasten bei der Bemessung zu berücksichtigen. Z. B. ist für den Tragfähigkeitsnachweis die eventuelle Festigkeitsreduktion des Bodens infolge eines vorhergehenden definierten Bemessungssturms anzusetzen.

Buckets für Monopods (Abbildung 4-1 links) werden ganz überwiegend durch zyklische Horizontalkräfte und Biegemomente bei weitgehend konstant bleibender Vertikallast beansprucht, während bei Multipods (Abbildung 4-1 rechts) hauptsächlich zyklische Druck- und Zuglasten (bei gleichzeitig wirkender Horizontalkraft) zu berücksichtigen sind. Permanente Schiefstellungen resultieren beim Multipod entsprechend aus permanenten Setzungen bzw. Hebungen der einzelnen Buckets. Nachfolgend wird das Tragverhalten unter Biegebeanspruchung sowie unter Zug- und Drucklasten getrennt behandelt, wobei die Darstellung – wie bereits einleitend erwähnt – auf Buckets in Sandböden beschränkt ist.

4.3.2 Tragverhalten unter Biegebeanspruchung

Tragverhalten unter statischen Lasten

Die ersten Untersuchungen zur Anwendung von Monopod-Buckets für Offshore-Windenergieanlagen wurden von Byrne (2000) und von Feld (2001) durchgeführt. Byrne & Houlsby (2003) sowie Ibsen et al. (2005) fassten den Wissensstand zusammen und konstatierten große Unsicherheiten bezüglich des Tragverhaltens von Buckets unter kombinierter Biegebeanspruchung.

Die in zwei Feldversuchen gemessenen Last-Verdrehungskurven für Buckets sind in Abbildung 4-12 wiedergegeben. Über einen Test bei Frederikshavn in Dänemark berichteten Houlsby et al. (2005) und auch Ibsen et al. (2005) (Abbildung 4-12 links). Hier wurde ein Bucket mit einem Durchmesser von 2 m, einer Höhe von 2 m und einer Wandstärke von 12 mm in dichtem Sand installiert und das Tragverhalten unter einer 17,4 m über dem

Bucketdeckel angreifenden Horizontalkraft getestet. In einem weiteren Test bei Sandy Haven (Houlsby & Byrne (2005), (2000)) (Abbildung 4-12 rechts) wurde ein Bucket mit einem Durchmesser von 4 m, einer Höhe von 2,5 m und einer Wandstärke von 20 mm in mitteldichtem bis dichtem Sand geprüft, wobei hier der Angriffspunkt der Horizontalkraft 14,5 m über dem Bucketdeckel lag.

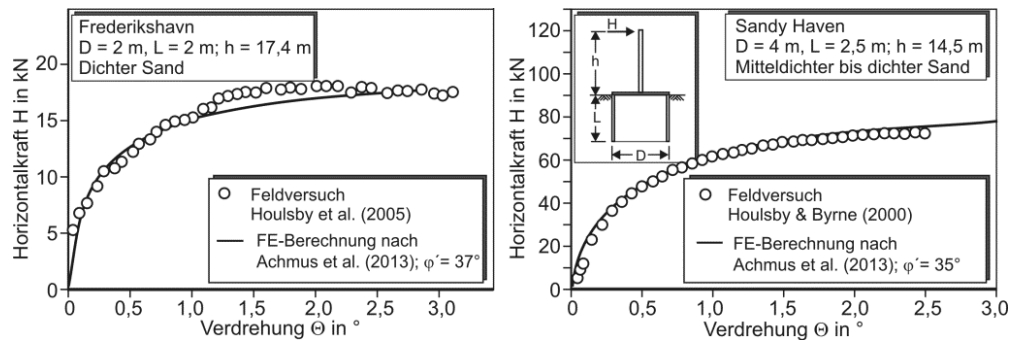


Abbildung 4-12: Gemessene und berechnete Last-Verdrehungskurven für Monopod-Buckets

Im Rahmen des Projektes wurde ein numerisches Modell mit dem FE-Programm Abaqus (Version 6.12) entwickelt (vgl. Achmus et al., 2013a). Durch Ausnutzung von Symmetriebedingungen braucht nur die halbe Bucket Gründung modelliert werden, um Rechenzeit zu sparen. Sowohl der Bucket als auch der Boden wurden durch C3D8-Elemente mit acht Knoten modelliert. Es wurden vorläufige Analysen zur Bestimmung der Netzfeinheit und Modellabmessungen durchgeführt, um eine ausreichende Genauigkeit der Ergebnisse und zu gewährleisten und einen Einfluss des Modellrands auszuschließen. In der Folge wurde ein Modelldurchmesser von 6,67 mal dem Bucket Durchmesser gewählt und der Baugrund bis zur dreifachen Einbindelänge modelliert (vgl. Abbildung 4-13).

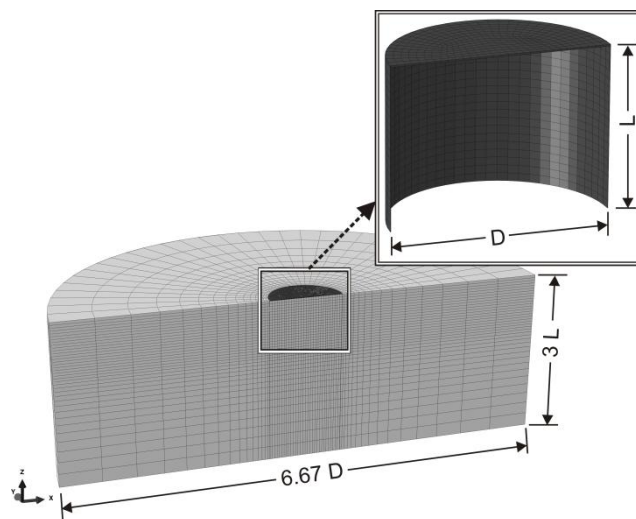


Abbildung 4-13: FE-Modell einer Suction Bucket Gründung (Achmus et al., 2013a)

Die Verformungen am Modellrand wurden wie folgt als unveränderlich definiert: in alle Richtungen auf der Unterseite, in beide horizontalen Richtungen auf der Außenseite und in normaler Richtung in der Symmetrieebene. Da bei lateraler Belastung relativ große

Verformungen auftreten können, wurde geometrische Nichtlinearität berücksichtigt, d. h. die Koordinaten der Elementknoten wurden während der Berechnungsschritte unter Beachtung der aktuellen Verformungen korrigiert.

Das Materialverhalten von Sand wurde durch ein elastoplastisches Stoffgesetz mit Mohr-Coulomb Versagenskriterium und spannungsabhängigem Steifemodul E_S gemäß Gleichung (4.10) beschrieben.

$$E_S = \kappa \cdot \sigma_{at} \cdot \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{at}} \right)^\lambda \quad (4.10)$$

Dabei beträgt die Referenzspannung $\sigma_{at} = 100 \text{ kN/m}^2$. κ bestimmt die Bodensteifigkeit im Referenzspannungszustand. λ bestimmt die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit und σ_m ist die mittlere Hauptspannung. Die oedometrischen Steifeparameter κ und λ wurden unter Berücksichtigung der Bandbreiten gemäß den Empfehlungen der EAU (2004) gewählt. Die gewählten Bodenparameter für mitteldichten und sehr dichten Sand sind in Tabelle 4-4 dargestellt.

Tabelle 4-4: Bodenparameter für sehr dichten und mitteldichten Sand

	Sand, sehr dicht	Sand, mitteldicht
Wichte unter Auftrieb γ'	11 kN/m ³	9 kN/m ³
Oedometrischer Steifeparameter κ	600 [-]	400 [-]
Oedometrischer Steifeparameter λ	0,55 [-]	0,60 [-]
Poissonzahl ν	0,25 [-]	0,25 [-]
Innerer Reibungswinkel φ'	40°	35°
Dilatanzwinkel ψ	10°	5°
Kohäsion c'	0,1 kN/m ²	0,1 kN/m ²

Dieses Stoffgesetz wurde bereits für Untersuchungen des Tragverhaltens von Monopiles verwendet (s. Achmus et al. 2009, Achmus & Thieken 2010), bei denen die Eignung des Stoffgesetzes für die realistische Simulation des Tragverhaltens unter monotoner Belastung gezeigt werden konnte.

Bei der Modellierung des Buckets wurde der Elastizitätsmodul von Stahl zu $E = 210 \text{ GPa}$ und die Poissonzahl zu $\nu = 0,2$ gesetzt, die Wichte unter Auftrieb betrug $\gamma' = 68 \text{ kN/m}^3$. Die Wanddicke des Skirts betrug 30 mm. Um die Aussteifung des Deckels zu berücksichtigen, wurde ein sehr großer Elastizitätsmodul von $E = 10^9 \text{ GPa}$ verwendet, die Wanddicke des Deckels betrug 10 mm.

Die FE-Analyse wurde in mehreren Berechnungsschritten durchgeführt. Im ersten Schritt wurden die geostatischen Spannungen für das Modell berechnet, welches zunächst noch nur aus Bodenelementen bestand. Die Spannungen ergeben sich aus dem Eigengewicht des Bodens, als Erddruckbeiwert wurde der Ruhedruckbeiwert von $k_0 = 1 - \sin \varphi'$ verwendet. Danach wurden die entsprechenden Bodenelemente durch Stahlelemente ersetzt, um den

Suction Bucket zu modellieren. Die Interaktion zwischen Bodenelementen und Stahlelementen wurde mit Hilfe des "Master-Slave"-Konzepts modelliert. Für die Kontaktflächen wurde ein Kontaktreibungswinkel von $\delta = 2/3 \varphi'$ gewählt. Tatsächlich werden die Lagerungsdichte und die Spannungen im Boden in der Nähe des Buckets durch den Installationsvorgang beeinflusst. Es wird jedoch angenommen, dass dieser Einfluss nur geringe Bedeutung für das generelle Tragverhalten unter lateraler und Momentenbelastung hat.

In den folgenden Schritten wurde zunächst eine vertikale Last V auf dem Deckel aufgebracht, um das Eigengewicht der Windenergieanlage zu berücksichtigen. Dann wurden eine laterale Last H und ein Biegemoment M gleichzeitig aufgebracht und allmählich erhöht, bis die maximale Tragfähigkeit der Gründung erreicht wurde. Die Belastung wurde verschiebungsgesteuert durch horizontale Verschiebung eines steifen Hebelarms mit der Höhe h ausgehend von der Unterseite des Deckels durchgeführt und die korrespondierende Horizontallast H und das Biegemoment M wurden aus den aufgezeichneten Berechnungsdaten zurückgerechnet.

Verschiedene Lastkombinationen wie (V, H) , (V, M) und (V, H, M) wurden aufgebracht, um Last-Verschiebungs-, Momenten-Verdrehungs- und Lastinteraktionsdiagramme zu erstellen. Die Kopfverschiebung und -verdrehung des Buckets wurden aus der horizontalen Verschiebung des mittleren Punkts auf der Deckelunterseite bzw. der vertikalen Verschiebungen des Deckelrands ermittelt.

Die oben genannten Feldversuche wurden zur Validierung des Modells herangezogen, da sie sehr gut dokumentiert sind und sonst keine weiteren Daten von Feldversuchen mit möglichst großen Bucket-Abmessungen und ähnlich guter Dokumentation verfügbar sind. Bei der Nachrechnung mit den in Tabelle 4-5 dargestellten Bodenparametern wurde eine recht gute Übereinstimmung mit dem gemessenen Verhalten erreicht (siehe Abbildung 4-12), daher kann davon ausgegangen werden, dass das Modell das Tragverhalten unter monotoner Belastung gut beschreibt.

Tabelle 4-5: Verwendete Bodenparameter zur Nachrechnung der Feldversuche

Wichte unter Auftrieb γ'	9 kN/m ³
Oedometrischer Steifeparameter κ	300 bis 600 [-]
Oedometrischer Steifeparameter λ	0,55 bis 0,65 [-]
Poissonzahl ν	0,25 [-]
Innerer Reibungswinkel φ'	35 bis 40°
Dilatanzwinkel ψ	$\varphi' - 30^\circ$
Kohäsion c'	0,1 kN/m ²

Entscheidende Aspekte bei der Bemessung von Buckets für Windenergieanlagen sind das ULS-Design, also der Nachweis ausreichender Tragfähigkeit unter Extremlast, und die Steifigkeit unter kleinen (Betriebs-) Lasten, welche die Eigenfrequenz der Anlage beeinflussen. Die im Folgenden vorgestellte Parameterstudie fokussiert daher auf die Berechnung der möglichen Extremlasten und der Anfangssteifigkeit von Bucket Gründungen.

In der Parameterstudie wurden Buckets mit Skirtlängen (L) zwischen 6 und 15 m und Durchmessern (D) zwischen 8 und 24 m untersucht, woraus sich L/D -Verhältnisse zwischen 0,5 und 1 ergaben (siehe Tabelle 4-6). Die Wanddicke des Skirts betrug jeweils $t_s = 30$ mm. Der Hebelarm der Horizontallast wurde zwischen 0 und 100 m variiert, weiterhin wurden auch reine Momentenbelastungen betrachtet. Die Vertikallast betrug bei allen Berechnungen $V = 10$ MN. Der Baugrund wurde einmal als mitteldicht und einmal als sehr dicht gelagert angenommen (Bodenkennwerte siehe Tabelle 4-4).

Tabelle 4-6: Berücksichtigte Bucket-Abmessungen

$L/D = 0,50$	$L/D = 0,75$	$L/D = 1,00$
$L = 6$ m ; $D = 12$ m	$L = 6$ m ; $D = 8$ m	$L = 8$ m ; $D = 8$ m
$L = 8$ m ; $D = 16$ m	$L = 9$ m ; $D = 12$ m	$L = 10$ m ; $D = 10$ m
$L = 10$ m ; $D = 20$ m	$L = 12$ m ; $D = 16$ m	$L = 12$ m ; $D = 12$ m
$L = 12$ m ; $D = 24$ m	$L = 15$ m ; $D = 20$ m	$L = 14$ m ; $D = 14$ m

Nach Durchführung der Berechnungen wurden die Grenztragfähigkeiten (H_u und M_u) sowie die Anfangssteifigkeit k_{init} für die jeweilige Struktur ermittelt. Einige Berechnungen brachen vor Erreichen der Grenztragfähigkeit ab. In diesen Fällen wurde die hyperbolische Methode nach Manoliu et al. (1985) verwendet, um die Grenztragfähigkeiten aus den vorhandenen Berechnungsdaten zu ermitteln (näheres hierzu s. Achmus et al. 2013). In Abbildung 4-14 sind die Berechnungsergebnisse in Form von H_u - M_u -Interaktionsdiagrammen dargestellt. In den Diagrammen stehen die ausgefüllten Markierungen für die Berechnungen, bei denen die Grenztragfähigkeit nicht in der Simulation erreicht werden konnte. Die mit der hyperbolischen Methode ermittelten Grenztragfähigkeiten sind in guter Übereinstimmung mit den Grenztragfähigkeiten, die in einer vollständigen Simulation erreicht wurden. Wie zu erwarten, hängt die Grenztragfähigkeit maßgeblich von der Bucket-Geometrie und der Lagerungsdichte des Sandes ab. In allen Fällen ist eine ähnlicher, leicht gekrümmter Verlauf der Interaktionskurven zu beobachten.

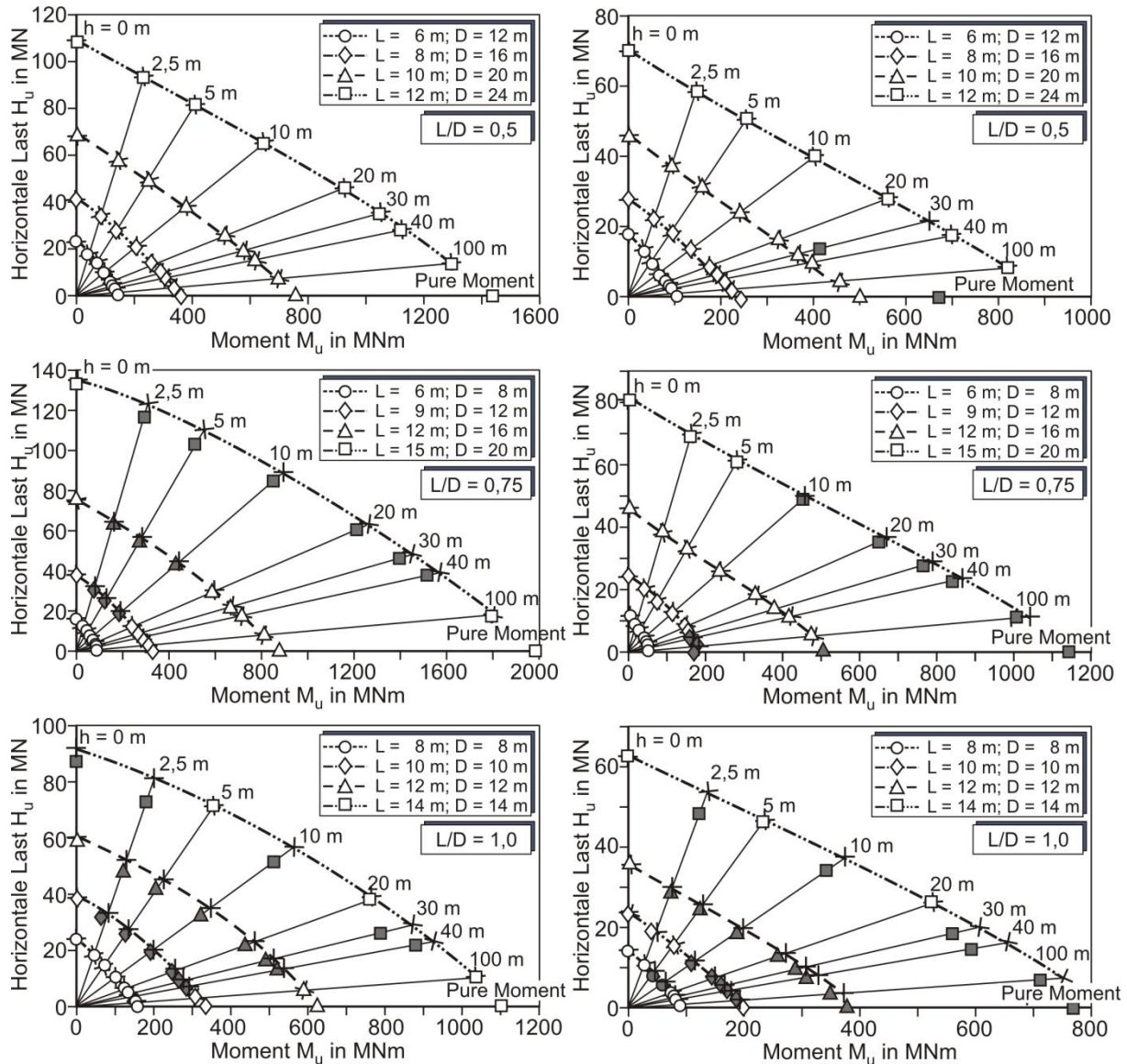


Abbildung 4-14: H_u - M_u -Interaktionsdiagramme (links: sehr dichter Sand, rechts: mitteldichter Sand) (Achmus et al., 2013a)

Die Grenztragfähigkeiten sind in normalisierter Form in Abbildung 4-15 oben dargestellt. Dabei werden die folgenden dimensionslosen Variablen verwendet.

$$\tilde{H}_u = H_u / (\gamma' \cdot L^2 \cdot D)$$

$$\tilde{M}_u = M_u / (\gamma' \cdot L^3 \cdot D)$$

(4.11)

mit $\tilde{H}_u$: dimensionslose maximale Horizontallast, H_u : maximale Horizontallast, $\tilde{M}_u$: dimensionsloses maximales Moment, M_u : maximales Moment, L : Skirtlänge, D : Bucket Durchmesser, γ' : effektive Wichte von Sand.

Offensichtlich ist kein klarer Zusammenhang zwischen den dimensionlosen Größen zu erkennen. Das gleiche gilt auch für andere Varianten der Normalisierung. Dennoch ist ein

klarer Trend zu beobachten, wenn nur Buckets mit der gleichen Skirtlänge und dem gleichen Baugrund betrachtet werden. Dies ist am Beispiel der ausgefüllten Markierungen in Abbildung 4-15 oben für die Skirtlänge von 12 m im sehr dichten Sand dargestellt.

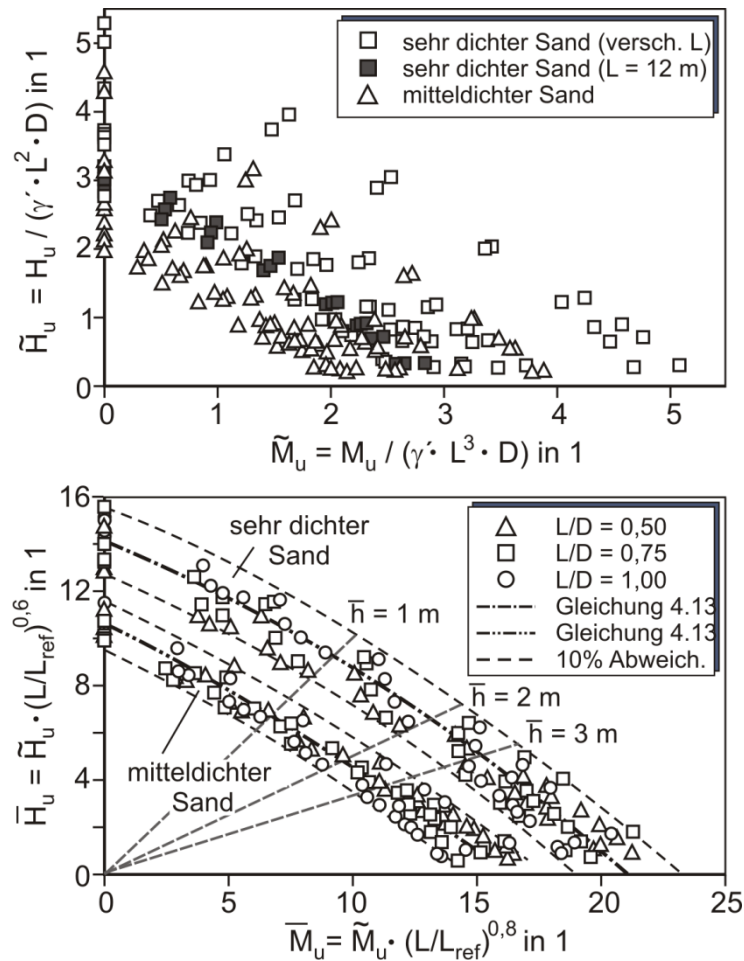


Abbildung 4-15: Interaktionsdiagramme für normalisierte Grenztragfähigkeit (Achmus et al., 2013a)

Basierend darauf wurde ein modifizierter Term bestimmt, der einen allgemeinen Ausdruck der Grenztragfähigkeit unter Berücksichtigung variabler Skirtlängen ermöglicht:

$$\bar{H}_u = \tilde{H}_u \cdot (L/L_{ref})^{0,6}$$

$$\bar{M}_u = \tilde{M}_u \cdot (L/L_{ref})^{0,8}$$

(4.12)

mit $\bar{H}_u$: normalisierte maximale Horizontallast, $\bar{M}_u$: normalisiertes maximales Moment, $L_{ref} = 1$ m.

Eine zusammenfassende Darstellung der auf diese Weise normalisierten Grenztragfähigkeiten ist in Abbildung 4-15 unten gezeigt. Hier ist ein klarer Trend für die beiden betrachteten Lagerungsdichten zu erkennen. Die strichpunktierten Trendlinien werden durch folgende Funktionen beschrieben (mit $L_{ref} = 1$ m):

Sehr dichter Sand: $\tilde{H}_u = -0,011 \cdot (L / L_{ref}) \cdot \tilde{M}_u^2 - 0,43 \cdot (L / L_{ref})^{0,2} \cdot \tilde{M}_u + 14,1 \cdot (L_{ref} / L)^{0,6}$

Mitteldichter Sand: $\tilde{H}_u = -0,009 \cdot (L / L_{ref}) \cdot \tilde{M}_u^2 - 0,50 \cdot (L / L_{ref})^{0,2} \cdot \tilde{M}_u + 10,5 \cdot (L_{ref} / L)^{0,6}$

(4.13)

Kurven mit $\pm 10\%$ Abweichung von diesen Trendlinien sind ebenfalls in Abbildung 4-15 unten dargestellt. Offenkundig ist eine Abschätzung der Versagenslast mit einem maximalen Fehler von 10% durch die Gleichungen (4.13) möglich. Diese Gleichungen können daher im Rahmen einer Vorbemessung zur Bestimmung geeigneter Bucketabmessungen bei gegebenen Extremlastkombinationen oder zur Abschätzung der Grenztragfähigkeit für eine gegebene Bucketgeometrie verwendet werden.

Zum Beispiel kann für gegebene Bucketabmessungen L und D und einen Hebelarm h der normalisierte Hebelarm $\bar{h}$ durch folgende Gleichung berechnet werden:

$$\bar{h} = \frac{\bar{M}_u}{\bar{H}_u} = \frac{h}{(L / L_{ref})^{0,8}}$$

(4.14)

Mit $\bar{h}$ kann dann $\bar{H}_u$ graphisch aus Abbildung 4-15 unten ermittelt werden.

Alternativ kann $\bar{H}_u$ durch Lösen der Gleichungen (4.13) ermittelt werden, indem $\tilde{M}_u$ durch $\tilde{H}_u \cdot h/L$ ersetzt wird und die quadratische Gleichung nach $\tilde{H}_u$ aufgelöst wird.

Ein abgesichertes analytisches Modell für die Berechnung des Tragverhaltens von Buckets bei allgemeinen Baugrundbedingungen existiert aber bislang nicht. Eine nicht abschließend geklärte Frage ist auch, wie stark durch den Installationsvorgang verursachte Strukturveränderungen im Boden das Tragverhalten verändern.

Die Ent- und Wiederbelastungsrotationssteifigkeit eines Buckets oder auch eines Monopiles beeinflusst die Eigenfrequenzen einer Windenergieanlage signifikant und muss berücksichtigt werden, um keine Resonanzen im Betriebszustand zu erzeugen. Häufig wird die Anfangssteifigkeit k_θ einer statischen Momenten-Rotations-Kurve verwendet, um die Eigenfrequenzen zu bestimmen. Hier wird jedoch die Anfangssteifigkeit k_{init} betrachtet, welche die Anfangssteigung einer Horizontallast-Rotations-Kurve ist. k_{init} ist wie folgt definiert:

$$k_{init} = \left. \frac{\Delta H}{\Delta \Theta} \right|_{\Theta=0}$$

(4.15)

Die Rotationssteifigkeit k_θ ist wie folgt mit k_{init} verknüpft:

$$k_\theta = \left. \frac{\Delta M}{\Delta \Theta} \right|_{\Theta=0} = \left. \frac{\Delta H \cdot h}{\Delta \Theta} \right|_{\Theta=0} = k_{init} \cdot h$$

(4.16)

Die abgeleiteten Anfangssteifigkeiten sind in Abhängigkeit des Hebelarms der Horizontallast in Abbildung 4-16 dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Lagerungsdichte des Sandes die Anfangssteifigkeit wesentlich beeinflusst. Zusätzlich wächst die Anfangssteifigkeit mit

zunehmenden Bucketabmessungen und sinkt bei größer werdendem Hebelarm bei jedem L/D-Verhältnis.

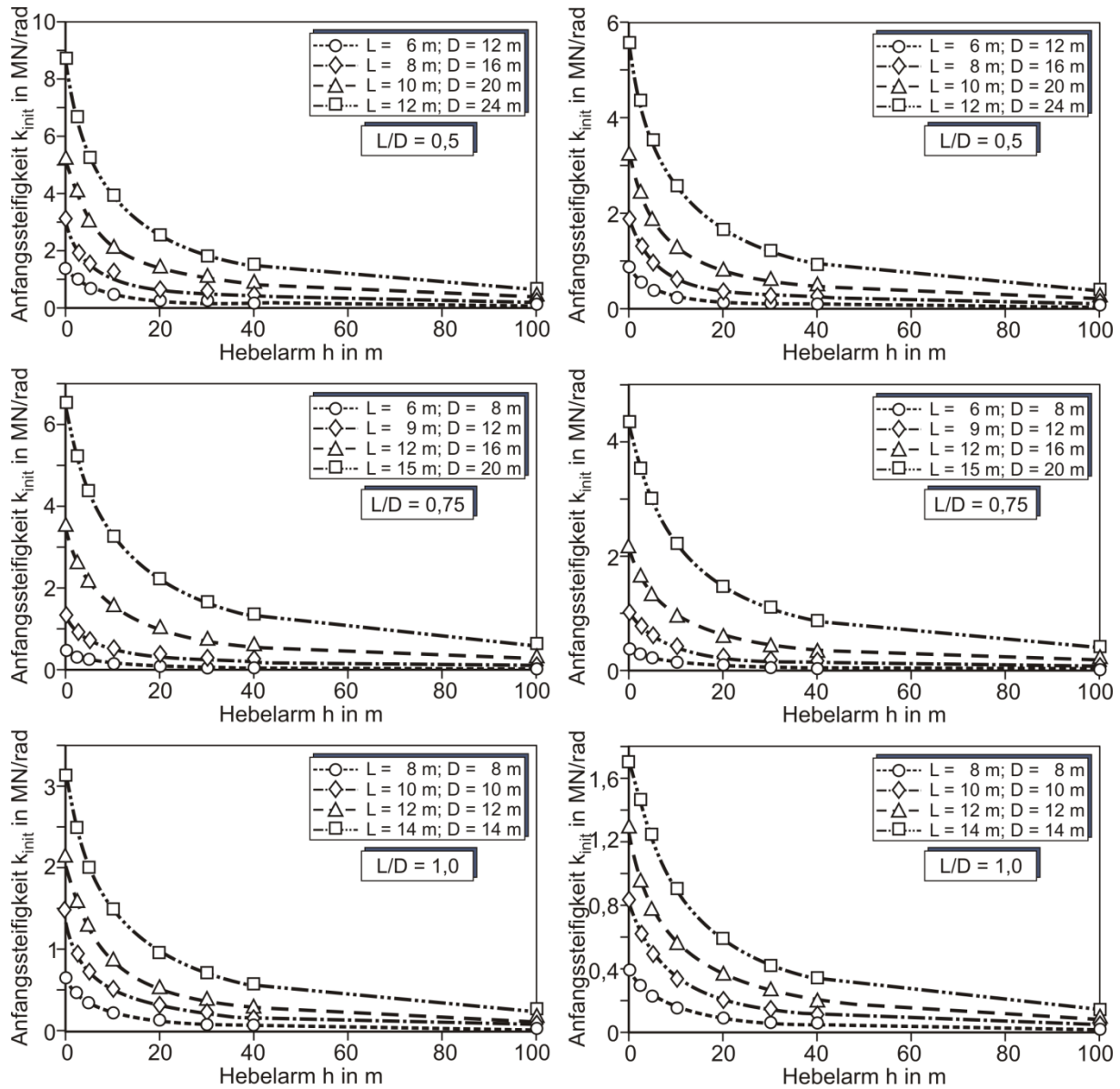


Abbildung 4-16: Beziehung zwischen Anfangssteifigkeit und Hebelarm (links: sehr dichter Sand, rechts: mitteldichter Sand) (Achmus et al., 2013a)

Auch hier ist eine normalisierte Darstellung der Anfangssteifigkeit des Systems gewünscht. Wie im Fall der Grenztragfähigkeit wurde ein theoretischer Ansatz unter Verwendung von dimensionslosen Größen versucht. Dabei wird einem Vorschlag nach Houlsby et al. (2005) gefolgt, bei dem die dimensionslose Rotationssteifigkeit wie folgt definiert ist:

$$\tilde{k}_{\text{init}} = \frac{M / M_{\text{ref}}}{\theta / \theta_{\text{ref}}}$$

$$\text{mit } M_{\text{ref}} = \gamma' \cdot \frac{\pi \cdot D^4}{4} \text{ und } \theta_{\text{ref}} = \sqrt{\frac{\gamma' \cdot D}{\sigma_{\text{at}}}} \quad (4.17)$$

Abbildung 4-17 oben zeigt die dimensionslose Rotationssteifigkeit in Abhängigkeit des bezogenen Hebelarms h/L . Ein klarer Trend einer abnehmenden Anfangssteifigkeit bei zunehmendem bezogenen Hebelarm und natürlich einer größeren Steifigkeit bei sehr dichtem Sand als bei mitteldichtem Sand ist zu erkennen. Allerdings ist die Streuung der Ergebnisse recht groß, wodurch keine einzigartige Funktion ableitbar ist. Daher wurde wieder eine modifizierte Normalisierung gesucht:

$$\bar{k}_{\text{init}} = \frac{k_{\text{init}}}{D^2 \cdot E_{s,\text{ref}} \cdot (L/L_{\text{ref}})^{0,5}}$$

$$\text{mit } E_{s,\text{ref}} = \kappa \cdot \sigma_{\text{at}} \text{ und } L_{\text{ref}} = 1 \text{ m}$$

(4.18)

Zusätzlich zu den geometrischen Variablen wird dabei der Referenzsteifemodul $E_{s,\text{ref}}$ berücksichtigt, welcher aus dem oedometrischen Steifeparameter κ und der Referenzspannung $\sigma_{\text{at}} = 100 \text{ kN/m}^2$ zu berechnen ist (vgl. Gleichung (4.10) und Tabelle 4-4). Abbildung 4-17 unten zeigt die normalisierten Ergebnisse für alle betrachteten Systeme sowie die mittlere Trendlinie mit Kurven für $\pm 10\%$ Abweichung.

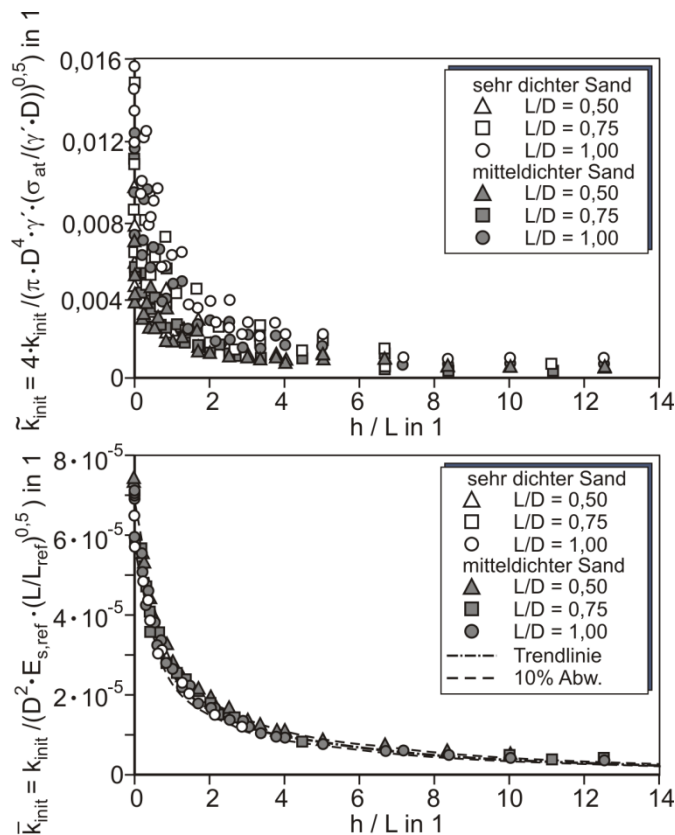


Abbildung 4-17: Normalisierte Beziehung zwischen Anfangssteifigkeit und Hebelarm (Achmus et al., 2013a)

Tragverhalten unter zyklischen Lasten

In dem für Offshore-Windenergieanlagen im deutschen Hoheitsgebiet maßgebenden BSH-Standard „Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen“ (2007) wird für die Extremlastbemessung die Berücksichtigung einer eventuellen Bodenentfestigung (z.B. durch Akkumulation von Porenwasserüberdrücken) infolge eines vorhergehenden Bemessungssturms gefordert. Mechanisch-hydraulisch gekoppelte numerische Berechnungen sind zwar grundsätzlich möglich, aber für die praktische Anwendung nicht zielführend, da zum einen sehr aufwendige Stoffgesetzformulierungen zu verwenden und entsprechend viele Parameter zu bestimmen wären und zum anderen die Anzahl der Lastzyklen, für die zufriedenstellende Genauigkeit zu erwarten ist, stark begrenzt ist. Sofern die Entwicklung von nennenswerten Porenwasserüberdrücken durch zyklische Belastung nicht ausgeschlossen werden kann, sind die effektiven Scherfestigkeiten anhand der Auswertung zyklischer Laborversuche mit dem anstehenden Boden abzuschätzen. Ein entsprechendes Verfahren, welches für die Berechnung von Offshore-Schwerkraftgründungen entwickelt wurde, ist das „NGI“-Verfahren (s. z.B. Sturm et al. (2012)). Hier werden aus einer Serie zyklischer Scherversuche Konturdiagramme abgeleitet, aus denen die Festigkeitsreduktion und auch die Verformungszunahme eines Bodens mit den Zyklen abhängig von der mittleren und der zyklischen Scherspannung hervorgehen. Damit lässt sich für eine vorgegebene Lasthistorie die (lokal unterschiedliche) Reduktion der Scherfestigkeit ermitteln.

Zur Verformungsakkumulation von Buckets unter zyklischer Biegebeanspruchung existieren bislang nur wenige Untersuchungen. Da ein Bucket grundsätzlich einem Stahlrohrpfahl ähnelt (mit allerdings sehr großem Verhältnis von Durchmesser zu Länge), erscheint es zunächst naheliegend, Erkenntnisse und Berechnungsverfahren für Monopiles zu übertragen. LeBlanc et al. (2010) haben mittels Modellversuchen einen Ansatz für die Berechnung der akkumulierten Verdrehung von Monopiles in Sandböden unter einer beliebigen zyklischen Belastung entwickelt. Hier gehen ein zyklischer Akkumulationsparameter α sowie zwei Funktionen T_b und T_c zur Berücksichtigung der Belastungseigenschaften ein:

$$\frac{\Delta\theta_N}{\theta_s} = T_c(\zeta_c) T_b(\zeta_b) N^\alpha \quad (4.19)$$

Hierin sind $\Delta\theta_N$ die Zunahme der Rotation nach N Zyklen und θ_s die statische Rotation unter dem Maximalmoment $M_{\max}$. Die Parameter $\zeta_c = M_{\min}/M_{\max}$ sowie $\zeta_b = M_{\max}/M_{\text{ult}}$ beschreiben abhängig vom minimalen und maximalen Moment der aufgetragenen zyklischen Belastung die Belastungsart (ζ_c), d.h. z.B. Schwell- oder Wechsellast, und das relative Lastniveau (ζ_b) in Bezug auf die statische Grenzlasterlast M_{ult} .

Zhu et al. (2013) sowie Foglia et al. (2014) haben in ganz ähnlicher Weise wie LeBlanc et al. an Modellpfählen Versuche an Modellbuckets durchgeführt und diese auch entsprechend der Ansatzgleichung (4-7) ausgewertet. Zhu et al. haben dabei einen Modellbucket mit $L/D=0,5$ in lockerem trockenem Sand untersucht und hierfür den Akkumulationsparameter α zu $\alpha \approx 0,39$ ermittelt. Foglia et al. haben dagegen einen Modellbucket mit $L/D=1$ in dichtem, wassergesättigten Sand untersucht und einen deutlich geringeren Wert von im Mittel $\alpha \approx 0,184$ festgestellt.

Die Ergebnisse aus beiden Untersuchungen für die Funktionen T_b und T_c sind in Abbildung 4-18 wiedergegeben. Es ergeben sich unterschiedliche Funktionen T_b , aber annähernd identische Funktionen T_c . Auch für Monopiles wurde von LeBlanc et al. (2010) festgestellt, dass T_b eine systemabhängige Funktion ist, während die Funktion T_c annähernd systemunabhängig ist.

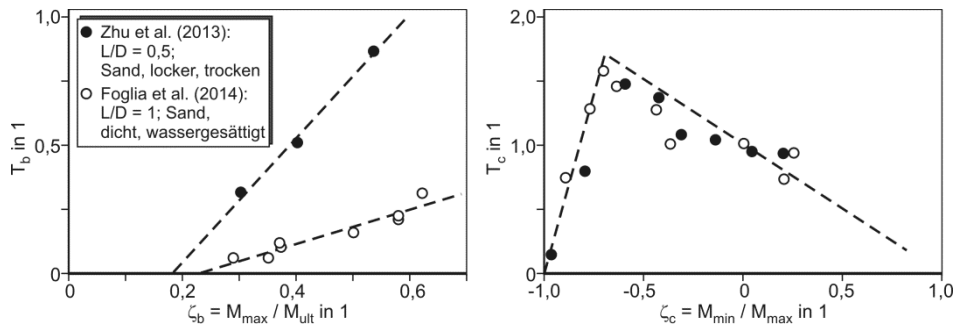


Abbildung 4-18: Funktionen T_b und T_c nach den Versuchen von Zhu et al. (2013) und von Foglia et al. (2014)

Hinsichtlich der Entwicklung der Steifigkeit des Bucket-Bodensystems wurde in Zhu et al. (2013) festgestellt, dass diese mit zunehmender Zyklenanzahl tendenziell geringfügig abnimmt. Für Monopiles hatten LeBlanc et al. (2010) dagegen eine nennenswerte Steifigkeitszunahme mit der Zyklenzahl beobachtet.

Foglia et al. (2014) haben schließlich auch postzyklische Grenzlaster gemessen und festgestellt, dass diese in der Regel größer (im Mittel um rd. 13%) waren als die jeweilige statische Grenzlast.

In Achmus (2012) wird für Monopiles eine Methodik auf der Grundlage des Ansatzes gemäß Gl. (4.19) beschrieben, mit der allgemeine, bezüglich mittlerer Last und zyklischer Amplitude veränderliche Belastungsverläufe bei der Prognose der akkumulierten Verdrehung eines Monopiles berücksichtigt werden können. Das zyklische Verhalten des Pfahls unter Schwelllast wird dabei mit einem speziellen numerischen Verfahren, der SDM (stiffness degradation method), bestimmt, woraus der Akkumulationsparameter α und die Funktion T_b für das betrachtete System ermittelt werden. Die (systemunabhängige) Funktion T_c wird entsprechend der experimentellen Ergebnisse von LeBlanc et al. angesetzt.

Die beschriebenen experimentellen Untersuchungen zeigen, dass diese Methode grundsätzlich auch für Buckets angewandt werden kann. Im Rahmen des Forschungsprojekts wurde die SDM-Methode auf Buckets mit variablen Abmessungen in Sandböden angewandt, wobei sich ein ähnliches zyklisches Tragverhalten von Buckets wie für Monopiles ergab (Achmus et al. 2013b).

Für die Simulation wurde das gleiche Modell, wie weiter oben bei der Berechnung der Tragfähigkeit beschrieben, verwendet. Allerdings wurde hier der Hebelarm der Horizontallast nicht variiert und auf $h = 20$ m festgelegt, da dies im typischen Bereich für Extremwellen liegt. Bei der SDM-Methode werden bzgl. der Bodenkennwerte zusätzlich noch zwei zyklische Regressionsparameter b_1 und b_2 benötigt, welche mit Hilfe von zyklischen

Triaxialversuchen ermittelt werden können. Im Folgenden wird die Vorgehensweise zur Berücksichtigung der zyklischen Belastung vorgestellt.

Eine Prinzipskizze der Ergebnisse von kraftgesteuerten zyklischen Triaxialtests unter dränierten Bedingungen ist in Abbildung 4-19 dargestellt. Der plastische Anteil der axialen Dehnung ε_p^a steigt mit der Anzahl der Lastzyklen. Die Steigungsrate der plastischen Dehnungen ist hauptsächlich abhängig vom initialen Spannungszustand und der Größe des zyklischen Lastanteils.

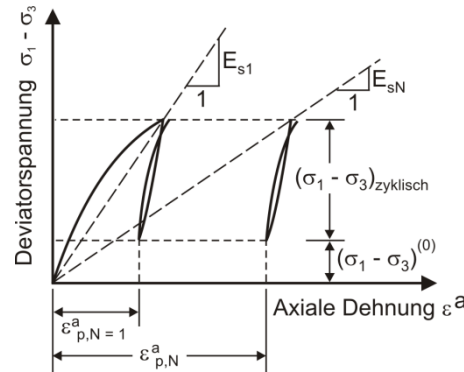


Abbildung 4-19: Prinzipskizze eines zyklischen Triaxialversuchs (Achmus et al., 2013b)

Der Dehnungszuwachs kann als Abnahme des Sekantensteifigkeitsmoduls interpretiert werden. Sofern die elastische Dehnung vernachlässigt werden kann, kann die Degradation des Sekantenmoduls E_{sN} in folgender Weise abhängig von der plastischen Dehnungen $\varepsilon_{p,N=1}^a$ nach dem ersten Zyklus und $\varepsilon_{p,N}^a$ nach dem N-ten Zyklus formuliert werden:

$$\frac{E_{sN}}{E_{s1}} \cong \frac{\varepsilon_{p,N=1}^a}{\varepsilon_{p,N}^a} \quad (4.20)$$

Die Degradation der Sekantensteifigkeit in zyklischen Triaxialtests mit isotropem Initialspannungszustand kann durch eine Regressionsgleichung aus den berechneten plastischen Dehnungen bestimmt werden. Hierfür wird der Ansatz nach Hoorman (1996) verwendet:

$$\frac{E_{sN}}{E_{s1}} = \frac{\varepsilon_{p,N=1}^a}{\varepsilon_{p,N}^a} = N^{-b_1(X)^{b_2}} \quad (4.21)$$

Dabei ist N die Zyklenanzahl, X eine spannungsabhängige Variable (zyklisches Spannungsverhältnis), und b_1 , b_2 die oben genannten zyklischen Regressionsparameter. Das zyklische Spannungsverhältnis ist wie folgt definiert:

$$X = \frac{\sigma_{1, \text{zyklisch}}}{\sigma_{1, f}} \quad (4.22)$$

Dabei ist $\sigma_{1, f}$ die Hauptspannung im Bruchzustand eines statischen Tests (abhängig von der Seitenspannung σ_3). Daher ist das Spannungsverhältnis abhängig vom Initialspannungszustand und dem zyklischen Lastverhältnis. Ein Problem ist, dass die Gln. (4.21) und (4.22) nur für Triaxialversuche mit isotropem Initialspannungszustand und einem konstanten Seitendruck σ_3 während der zyklischen Belastung gültig sind. Im tatsächlichen Boden-Bauwerks-System sind die Initialspannungen jedoch anisotrop und während der Belastung ändern sich generell sowohl die kleinste Hauptspannung der Elemente als auch die Richtung der Hauptspannungsachse. Um dieses Problem zu lösen, wird das charakteristische zyklische Spannungsverhältnis X_C wie folgt definiert:

$$X_C = \frac{X^{(1)} - X^{(0)}}{1 - X^{(0)}} \quad (4.23)$$

Dabei indiziert der Index ⁽¹⁾ das zyklische Spannungsverhältnis der Belastungsphase und der Index ⁽⁰⁾ das der Entlastungsphase. Im Initialspannungszustand und in der Entlastungsphase wirkt nur die Vertikallast V infolge Struktureigengewicht, in der Belastungsphase wird zusätzlich die Horizontallast H (mit Hebelarm $h = 20$ m) aufgebracht. Das charakteristische Spannungsverhältnis kann aus der Differenz der Spannungsverhältnisse bei Be- und Entlastungsphase bestimmt werden. Die Akkumulation der Dehnungen und die Degradation der Bodensteifigkeit wird durch Ersetzen von X mit X_C in Gl. (4.21) erhalten. Anschließend wird eine weitere Belastungsphase mit reduzierten Steifigkeiten der Bodenelemente durchgeführt.

Im Rahmen der durchgeführten Parameterstudie zur Ermittlung des Einflusses der zyklischen Belastung wurde zunächst die Grenztragfähigkeit unter statischer Belastung für verschiedene Bucket-Geometrien und Bodenprofile aus mitteldichtem bzw. sehr dichtem Sand ermittelt. Die verwendeten Bodenkennwerte sind in Tabelle 4-7 dargestellt.

Tabelle 4-7: Bodenparameter für sehr dichten und mitteldichten Sand

	Sand, sehr dicht	Sand, mitteldicht
Wichte unter Auftrieb γ'	11 kN/m ³	9 kN/m ³
Oedometrischer Steifeparameter κ	600 [-]	400 [-]
Oedometrischer Steifeparameter λ	0,55 [-]	0,60 [-]
Poissonzahl ν	0,25 [-]	0,25 [-]
Innerer Reibungswinkel φ'	40°	35°
Dilatanzwinkel ψ	10°	5°
Kohäsion c'	0,1 kN/m ²	0,1 kN/m ²
Zyklischer Parameter b_1	0,12 [-]	0,12 [-]

Zyklischer Parameter b_2	0,32 [-]	0,32 [-]
----------------------------	----------	----------

Nach dem Aufbringen der Vertikallast V von 10 MN wurde die Horizontallast H und das Biegemoment M wie zuvor verschiebungsgesteuert infolge des Hebelarms von 20 m gleichzeitig aufgebracht und bis zum Erreichen der Grenztragfähigkeit gesteigert.

Abbildung 4-20 zeigt exemplarisch die Last-Verdrehungskurve für einen Bucket mit Durchmesser $D = 12$ m und einer Skirtlänge $L = 9$ m ($L/D = 0,75$). Die Verdrehung wurde aus der Differenz der vertikalen Verschiebung des Deckelrands berechnet. Die horizontale Grenztragfähigkeit H_u beträgt 6,68 MN in mitteldichtem Sand und 11,76 MN in sehr dichtem Sand.

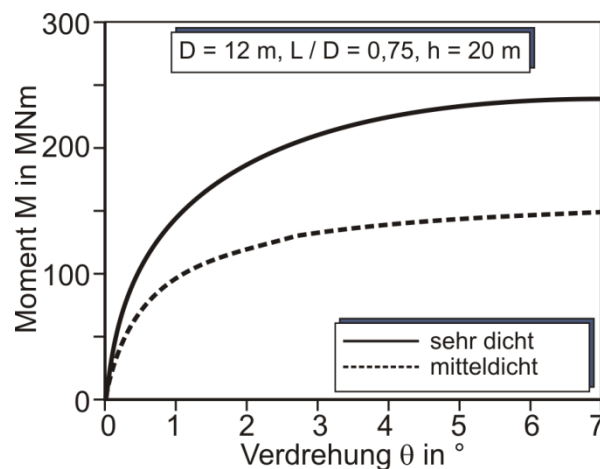


Abbildung 4-20: Last-Verdrehungs-Kurve für statische Belastung ($D = 12$ m, $L/D = 0.75$, $h = 20$ m) (Achmus et al. 2013b)

In der Parameterstudie wurden die in Tabelle 4-8 dargestellten Bucketgeometrien untersucht. Insgesamt wurden 24 Berechnungen durchgeführt. Die berechneten Grenztragfähigkeiten sind ebenfalls in Tabelle 4-8 dargestellt. Bei einigen Berechnungen kam es zum Abbruch vor Erreichen der Grenztragfähigkeit, in diesen Fällen wurde wieder die hyperbolische Methode nach Manoliu et al. (1985) zur Ableitung der Grenztragfähigkeit aus den Berechnungsdaten angewendet.

Tabelle 4-8: Grenztragfähigkeit für Monopods in Sand ($h = 20 \text{ m}$)

Durchmesser D in m	Skirtlänge L in m	L/D	Grenztragfähigkeit H_u in MN	
			Sehr dichter Sand	Mitteldichter Sand
8	4	0,5	2,38	1,76
	6	0,75	3,85	2,50
	8	1,0	6,12	3,80
12	6	0,5	6,00	4,13
	9	0,75	11,76	7,37
	12	1,0	23,59	12,86
16	8	0,5	12,84	8,78
	12	0,75	29,09	17,79
	16	1,0	61,33	32,86
20	10	0,5	25,01	16,31
	15	0,75	60,50	35,19
	20	1,0	131,43	65,71

Anschließend wurde das Tragverhalten unter zyklischer Belastung mit der SDM-Methode untersucht. Bei allen Berechnungen wurde mit festen Regressionsparametern von $b_1 = 0,12$ und $b_2 = 0,32$ unabhängig von der Lagerungsdichte gerechnet (vgl. Tabelle 4-7). Diese Parameter wurden aus Nachrechnungen von Modellversuchen mit Pfählen durch Albiker & Achmus (2012) zurückgerechnet. Es wurden drei verschiedene Laststufen untersucht, um den Einfluss unterschiedlicher zyklischer Lastamplituden auf das Tragverhalten zu ermitteln. Es wurden Horizontalkräfte mit einer Größe von 25%, 40% und 55% der Grenztragfähigkeit aufgebracht, also $H/H_u = 0,25 / 0,40 / 0,55$. Die resultierenden Bucketverdrehungen sind in Abbildung 4-21 dargestellt (links in absoluter Verdrehung, rechts auf die statische Verdrehung bezogen). Die Beziehung zwischen der Verdrehung nach N Zyklen θ_N und der statischen Verdrehung θ_1 kann durch folgende Funktion abgeschätzt werden:

$$\theta_N = \theta_1 N^m \quad (4.24)$$

Über diese Gleichung können die Ergebnisse der SDM-Berechnungen für ein System durch lediglich die Potenz m beschrieben werden. m charakterisiert das Tragverhalten des Systems unter dränierten zyklischen Schwelllasten und wird hier als zyklischer Akkumulationsparameter bezeichnet.

Für das Beispielsystem mit $D = 12 \text{ m}$, $L/D = 0,75$ und $H/H_u = 0,40$ wird der Einfluss der Lagerungsdichte auf den Akkumulationsparameter in Abbildung 4-21 gezeigt. Für sehr dichten Sand ergeben sich bei gleichem relativen Lastniveau leicht größere Verdrehungen.

Die auf die statische Verdrehung bezogene Akkumulation ist gegenüber dem mitteldichten Sand jedoch leicht geringer und somit ergibt sich ein kleinerer Akkumulationsparameter m . Eine Regressionsanalyse ergibt $m = 0,0871$ für sehr dichten Sand und $m = 0,0938$ für mitteldichten Sand.

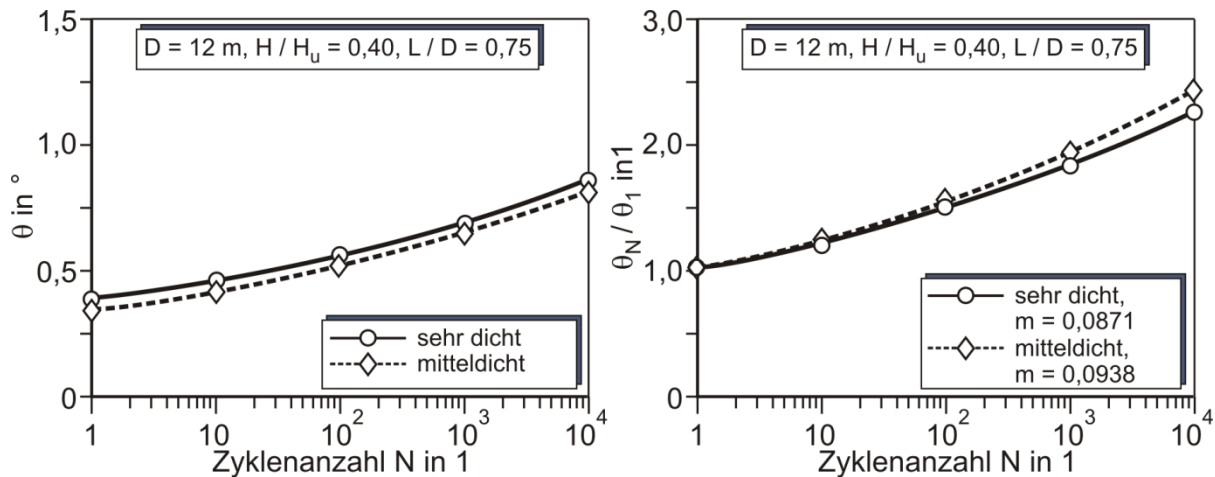


Abbildung 4-21: Zyklisches Verhalten von Buckets in Sand ($D = 12$ m, $L/D = 0,75$, $H/H_u = 0,40$, $h = 20$ m) nach Achmus et al. (2013b)

In Abbildung 4-22 ist der Einfluss der bezogenen Skirtlänge L/D am Beispiel eines Buckets mit Durchmesser $D = 16$ m in mitteldichtem Sand dargestellt. Es ist offensichtlich, dass das zyklische Tragverhalten für kleine Skirtlängen ungünstiger ist. Für $L/D = 0,50$ beträgt $m = 0,1079$, für $L/D = 0,75$ und $1,0$ ergeben sich vergleichbare Werte von $0,0947$ und $0,0966$. Diese Tendenz ergab sich auch für die anderen betrachteten Systeme (vgl. Tabelle 4-9).

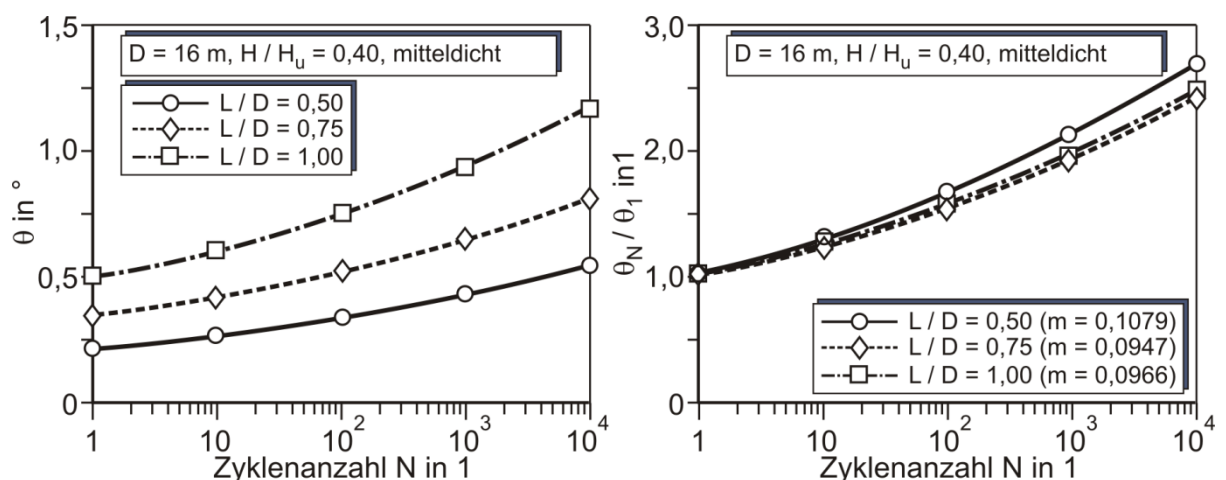


Abbildung 4-22: Zyklisches Verhalten von Buckets in mitteldichtem Sand ($D = 16$ m, $H/H_u = 0,40$, $h = 20$ m) nach Achmus et al. (2013b)

Abbildung 4-23 zeigt den Einfluss des Lastniveaus auf das zyklische Tragverhalten beispielhaft für einen Bucket mit Durchmesser $D = 20$ m, $L/D = 0,5$ in mitteldichtem Sand. Überraschenderweise ist die relative Akkumulation kleiner, je kleiner das Lastniveau ist. Für $H/H_u = 0,40$ und $0,55$ sind die Unterschiede recht gering, aber für das kleinste Lastniveau von $H/H_u = 0,25$ ergibt sich ein bemerkenswert größerer Akkumulationsparameter. Dieser Trend bestätigt sich auch bei den anderen betrachteten Systemen (vgl. Tabelle 4-9).

Der Grund dafür könnte sein, dass bei kleinem Lastniveau nur geringe nichtlineare Effekte wie Kontaktverlust zwischen Deckel und Boden (welcher bei großen Verformungen durch Bucket-Hebung infolge lateraler Belastung geschieht) oder Plastifizierung des Bodens vor dem Skirt auftreten. Dies führt zu einem eher steifen Verhalten unter statischer Belastung (vgl. Abbildung 4-20). Diese große Steifigkeit wird einer Degradation unter zyklischen Lasten unterworfen. Im Gegensatz dazu tritt bei großem Lastniveau Kontaktverlust auf oder die maximalen Bettungsspannungen werden erreicht, welches teilweise bei zyklischer Belastung zu keiner weiteren Steifigkeitsdegradation führt. Dies könnte der Grund für die relativ kleinere Verformungsakkumulation sein.

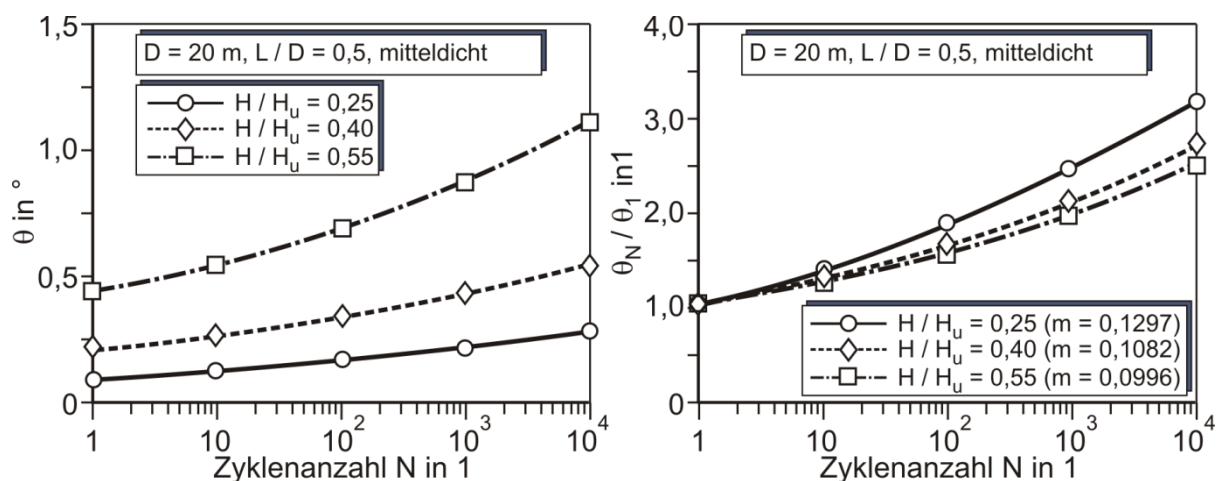


Abbildung 4-23: Zyklisches Verhalten von Buckets in mitteldichtem Sand ($D = 20$ m, $L/D = 0,5$, $h = 20$ m) nach Achmus et al. (2013b)

Die m -Werte für alle durchgeführten Berechnungen sind in Tabelle 4-9 zusammengefasst. Die Bandbreite der m -Werte liegt zwischen 0,088 und 0,130.

Little & Briaud (1998) haben Feldversuche mit flexiblen Pfählen in nichtbindigem Boden durchgeführt und m -Werte zwischen 0,04 und 0,09 abgeleitet. Für steife Pfähle haben Long & Vanneste (1994) m -Werte zwischen 0,10 und 0,25 abgeleitet. Albiker & Achmus (2012) haben vergleichende Berechnungen mit der SDM-Methode für einen Pfahl mit $D = 1$ m und 7,14 m Einbindelänge durchgeführt und m -Werte zwischen 0,108 und 0,120, je nach Lastniveau und Lagerungsdichte des Sandes, ermittelt. Dabei wurde eine Erhöhung der m -Werte bei größeren Lastniveaus (H/H_u) ermittelt. Unter Berücksichtigung dieser Ergebnisse scheinen die hier für ein Bucketsystem ermittelten m -Werte vernünftig. Bezüglich des zyklischen Tragverhaltens scheinen sich Buckets ähnlich wie Monopiles zu verhalten.

Tabelle 4-9: Akkumulationsparameter m für Monopod Buckets in Sand ($h = 20$ m)

D in m	L in m	L/D	$m (\theta_N/\theta_1 = N^m)$ in 1					
			Sehr dichter Sand			Mitteldichter Sand		
			$0,25 H_u$	$0,40 H_u$	$0,55 H_u$	$0,25 H_u$	$0,40 H_u$	$0,55 H_u$
8	4	0,5	0,1043		0,0957	0,1265	0,1150	0,108
	6	0,75	0,0941	0,0919		0,1144		0,108
	8	1,0	0,0914	0,0921		0,1040	0,1025	0,1038
12	6	0,5	0,1074	0,0952	0,0878	0,1278	0,1119	0,1049
	9	0,75	0,0947	0,0871		0,1067	0,0938	0,0952
	12	1,0	0,0911			0,1019	0,0932	0,1000
16	8	0,5	0,1122		0,0900	0,1275	0,1079	0,0996
	12	0,75	0,0974	0,0911		0,1116	0,0947	0,0970
	16	1,0	0,0942			0,1066	0,0965	
20	10	0,5	0,1157	0,0939	0,0944	0,1297	0,1082	0,0996
	15	0,75	0,0967	0,0926		0,1162	0,0966	0,0989
	20	1,0	0,0950			0,1088	0,0990	

4.3.3 Tragverhalten unter Zug- und Drucklasten

Erstmals in den 1990er-Jahren wurden Buckets als Gründungselemente einer Jacketstruktur in Sandboden, nämlich der norwegischen Draupner E-Bohrplattform, eingesetzt. Im Zuge dieser Maßnahme wurden zahlreiche Modell- und Feldversuche am Norwegian Geotechnical Institute (NGI) sowie an der Universität Oxford durchgeführt, deren Ergebnisse aber bis heute zum Großteil nicht veröffentlicht sind. Bye et al. (1995) geben lediglich einen Überblick über den Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit eines Buckets auf den resultierenden Zugwiderstand und zum Verhalten unter zyklischen Lasten, wobei bei letzterem die Belastung durch zyklische Druckkräfte im Vordergrund stand.

Für Multipod-Buckets von Offshore-Windenergieanlagen sind wegen des relativ geringen Gewichts der Gesamtstruktur die bei hohen Momentenbelastungen kaum vermeidbaren Zuglasten bemessungsentscheidend. Die entscheidende Frage ist in diesem Zusammenhang, ob bzw. in welcher Größe zusätzlich zum statischen Widerstand aus Mantelreibung der bei relativ kurzzeitiger Belastung infolge einer Welle infolge Unterdrucks beim Herausziehen entstehende Zugwiderstand angesetzt werden kann. Schematisch ist der Einfluss der Belastungs- bzw. Herausziehggeschwindigkeit in Abbildung 4-24 veranschaulicht. Bei sehr langsamer (statischer) Belastung treten keine Unterdrücke auf, der Zugwiderstand ergibt sich nur aus innerer und äußerer Mantelreibung am Bucketmantel und ist entsprechend relativ klein. Bei schnellerer Belastung werden durch das plötzliche Abheben des Bucketdeckels Unterdrücke induziert. Wie bereits oben erwähnt, wiesen schon Bye et al. (1995) auf die

Abhängigkeit des Zugwiderstands von der Belastungsgeschwindigkeit und den Drainagebedingungen, d.h. insbesondere auch der Durchlässigkeit des Bodens, hin.

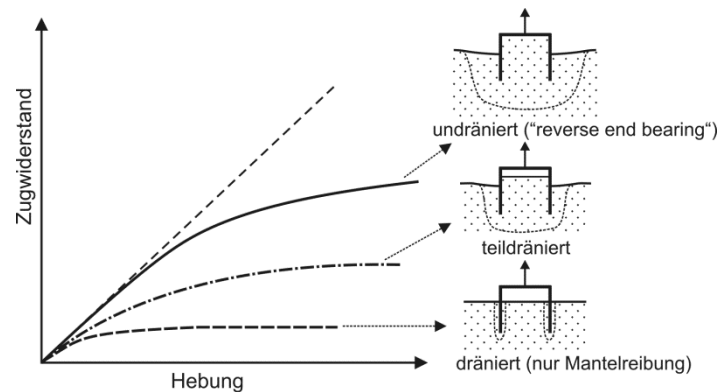


Abbildung 4-24: Bruchmechanismen für Buckets unter Zugbelastung (nach Senders, 2008)

Von verschiedenen Autoren wurde über Modell- und Feldversuche zum Zugkraft-Hebungsverhalten von Buckets abhängig von der Belastungsgeschwindigkeit berichtet (Feld (2001), Byrne (2000), Senders (2008), Houlsby et al. (2006), Zhu et al. (2011)). Aus allen Versuchen ergab sich, dass bei schneller Belastung erheblich größere Zugwiderstände als bei statischer Belastung auftreten, dass aber für die Mobilisierung dieser Zugwiderstände relativ große Hebungen erforderlich sind.

Im Rahmen des Projektes wurde dieser generelle Zusammenhang mittels eines in Abaqus Version 6.12 erstellten numerischen Modells quantifiziert, welches das zeit- und belastungsabhängige Zugtragverhalten beschreibt (Thielen et al., 2014). Nachfolgend werden die wesentlichen Aspekte des numerischen Modells kurz dargestellt:

- Betrachtet wird ein einzelner Suction Bucket in einem rotationssymmetrischen Modell.
- Es wird eine gekoppelte Spannungs- und Porenwasserdruckanalyse durchgeführt, die eine transiente Berechnung eines gesättigten porösen Mediums erlaubt.
- Die Materialmodellierung erfolgt mit dem hypoplastischen Materialgesetz.
- Die Durchlässigkeit des Bodens wird nach einem Ansatz von Kozeny-Carman – dargestellt in Carrier (2003) – berücksichtigt, welcher eine Abhängigkeit von der Lagerungsdichte des Bodens beinhaltet. Eine iterative Anpassung der Durchlässigkeit erlaubt die Berücksichtigung von Auflockerungen und Verdichtungen während der Belastungsphase.
- Eine spezielle Modellierung von Elementen zwischen dem Bucketdeckel und der Bodenoberfläche erlaubt eine Übertragung von Saugspannungen an den Bucketdeckel und ermöglicht zudem eine realistische Simulation der Spaltenstehung.

Mit dem beschriebenen Modell wurde eine Studie zum Einfluss der Eingangsparameter durchgeführt. Eine detaillierte Untersuchung eines Referenzsystems erlaubte zudem eine Analyse der grundsätzlichen Mechanismen. Nachfolgend sind die wesentlichen Ergebnisse kurz aufgeführt:

- Für sehr geringe Hebungsgeschwindigkeiten tritt ein dränirtes Verhalten auf, wohingegen für hohe Hebungsraten ein undrännirtes Verhalten resultiert.

- Im Fall eines undrännierten Verhaltens ist der Zugwiderstand durch den undrännierten Bodenwiderstand oder das Auftreten von Kavitation begrenzt.
- Der undrännierte Bodenwiderstand ist abhängig von der Einbindelänge und der Lagerungsdichte des Bodens. Der stärkste Einfluss ergibt sich aber aus dem Durchmesser.
- Im Fall teilweise dränkter Bedingungen führt eine zunehmende Hebungsrate zu einem erheblichen Anstieg des Zugwiderstands bei hohen Hebungen. Dagegen zeigen sich nur geringe Steigerungen des Widerstands für kleine Hebungen bzw. der Anfangssteifigkeiten.
- Inwieweit sich das teilweise dränerte Tragverhalten an die dränerte oder undrännerte Randbedingung annähert ist abhängig von der Hebungsrate, der Bodendurchlässigkeit und den Bucketabmessungen.
- Die Anteile der Saugspannung und der Mantelreibungen am Gesamtwiderstand variieren erheblich in Abhängigkeit der aufgetragenen Hebungsrate sowie der zugehörigen Hebung.

Als besonders geeignet für die Präsentation der Zugwiderstände sowie der einzelnen Widerstandskomponenten erwiesen sich Interaktionsdiagramme, wie sie beispielhaft in Abbildung 4-25 dargestellt sind. Das Gesamtwiderstandsdiagramm (siehe Abbildung 4-25, links) erreicht hierbei generelle Gültigkeit für beliebige Wassertiefen, wenn die Begrenzungen infolge des Auftretens von Kavitation, ermittelt aus dem Unterdruckwiderstandsdiagramm (siehe Abbildung 4-25, rechts) für verschiedene Wassertiefen h_w mit aufgenommen werden.

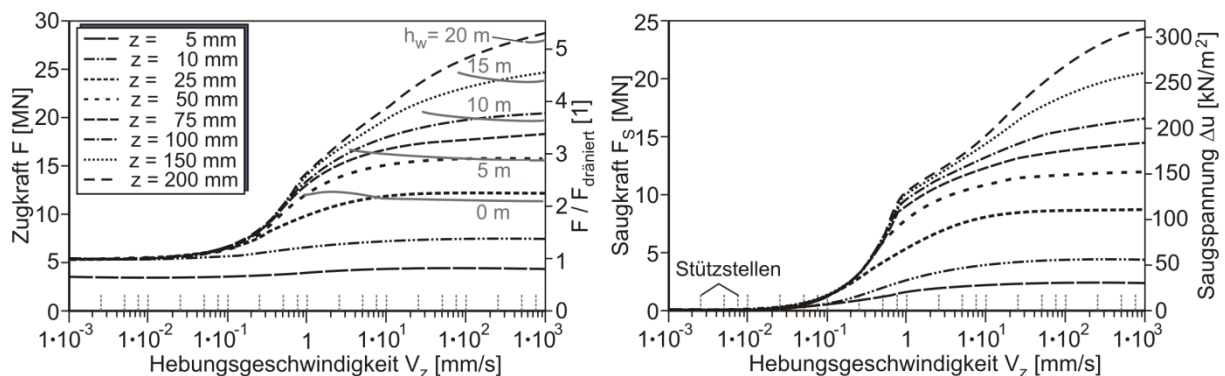


Abbildung 4-25: Gesamtwiderstand (links) und Unterdruckwiderstand (rechts) für einen Bucket ($D = 10$ m, Länge $L = 10$ m) in sehr dichtem Sand (Thielen et al., 2014)

Weiterhin wurde auch eine erste Untersuchung hinsichtlich des Einflusses einer rasch aufgetragenen und dann konstant gehaltenen Belastung durchgeführt. In Abbildung 4-26 sind hierzu die zeitliche Akkumulation der Verformung sowie die korrespondierende Saugkraft für verschiedene Belastungsniveaus dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass eine andauernde Belastung, welche höher ist als die dränerte Tragfähigkeit, zu einem Anstieg der Hebung über die Zeit führt. Die Akkumulation der Hebung steigt dabei signifikant mit der Höhe der Belastung.

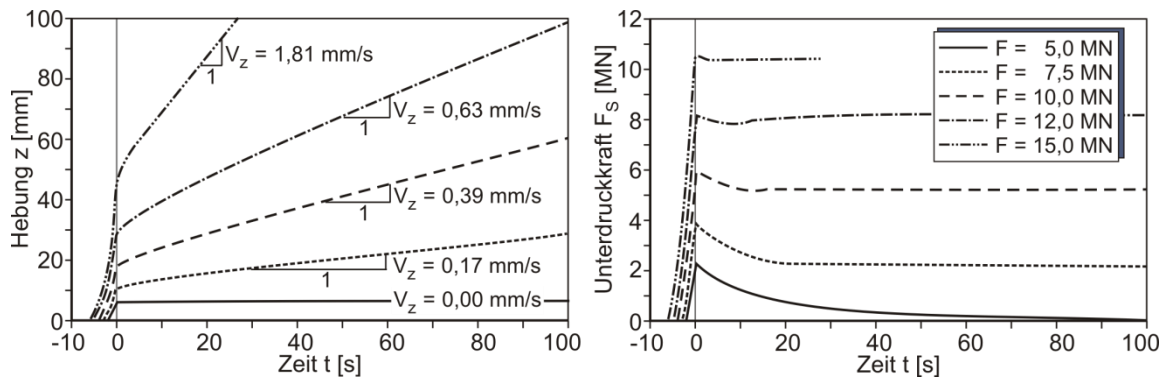


Abbildung 4-26: Unterdruckwiderstand und Hebung infolge konstanter Belastung (Thielen et al., 2014)

Hinsichtlich der Validierung des numerischen Modells musste eine völlig unzureichende Grundlage basierend auf den in der Literatur dargestellten experimentellen Untersuchungen festgestellt werden. Von den zuvor dargestellten experimentellen Untersuchungen konnten lediglich die Versuche von Iskander et al. (1993) sowie Houlsby et al. (2006) als sinnvoll und ausreichend genau dokumentiert identifiziert werden, um eine Validierung hieran vorzunehmen. Dennoch zeigten sich auch für diese Untersuchungen erhebliche Unsicherheiten hinsichtlich der Materialparameter und der aufgetragenen Hebungsraten. Insgesamt konnte durch die bisherige Validierung nur festgestellt werden, dass das präsentierte numerische Modell prinzipiell sinnvolle und glaubhafte Ergebnisse liefert. Eine abschließende Validierung ist mit der vorhandenen experimentellen Datenbasis nicht möglich.

In einer weiteren Publikation von Achmus & Thielen (2014) werden unter Verwendung des gleichen numerischen Modells Grenzbetrachtungen hinsichtlich des Einflusses einer auftretenden Bodenverflüssigung untersucht. Eine durch die aufwärtsgerichtete Strömung erzeugte Bodenverflüssigung würde zu einer erheblichen Zunahme der Bodendurchlässigkeit im Inneren des Buckets und damit zu einer Abnahme des Zugwiderstands führen. Nach Ansicht von Achmus & Thielen (2014) ist es allerdings zu bezweifeln, dass alle Bodenpartikel innerhalb des Buckets ausreichend Platz haben werden, um sich durch die Strömungskräfte komplett voneinander zu lösen. Durch die Grenzbetrachtung konnte gezeigt werden, dass sich die Abweichungen im Tragverhalten für geringe Hebungsraten vermutlich beschränkt darstellen. Für hohe Hebungsraten konnten aber gleichermaßen starke Reduzierungen der Zugwiderstände bei hohen Hebungen festgestellt werden. Inwieweit sich die Bodenpartikel tatsächlich voneinander lösen und damit das Zugtragverhalten beeinflussen, bleibt infolge der beschränkten Validierungsgrundlage schlussendlich allerdings ungeklärt.

Feld (2001), Houlsby et al. (2005) und Senders (2008) haben analytische Methoden zur Berechnung der teildrained bzw. undrained Zugtragfähigkeit entwickelt. Von diesen Methoden scheint die von Houlsby et al. (2005) die geeignetste für Parameterstudien im Sinne einer Vorbemessung zu sein.

Der Ansatz von Houlsby et al. (2005) basiert auf dem Berechnungsverfahren zum Installationsvorgang nach Houlsby & Byrne (2005), der in Kapitel 4.2.3 beschrieben ist. Die

Berechnungsmethoden sind fast identisch, eine Änderung wird nur beim Ansatz der Lasteinleitung benötigt, da die Mantelreibung jetzt in entgegengesetzter Richtung wirkt.

Das Verfahren hat den Nachteil, dass die Zugkraft nicht in Abhängigkeit der Verschiebung berechnet werden kann, es ist lediglich die Berechnung der maximal zu erwartenden Zugkraft möglich. Wie bei der Berechnung des Installationsvorgangs bleibt die Abschätzung von $K \cdot \tan \delta$, welche hier als Kalibrierparameter betrachtet werden können, schwierig. Der Einfluss der Strömung, eine evtl. Bodenverflüssigung und der Unterdruck selbst werden aber plausibel berücksichtigt.

Der zu erwartende Unterdruck wird wie folgt abgeschätzt: Bei langsamer Verschiebung wird zwischen Deckel und Meeresbodenoberfläche ein Spalt entstehen, in den eine bestimmte Wassermenge nachströmen muss. Diese Menge lässt sich mit dem Gesetz von Darcy ermitteln und wird dem entstehenden Volumen gleichgesetzt, die Gleichung lässt sich dann nach Δu umstellen:

$$q = \frac{k_0 D_o \Delta u}{\gamma_w} F = \frac{\pi D_i^2}{4} \frac{dh}{dt} \quad \Rightarrow \quad \Delta u = \frac{\pi D_i^2}{4} \frac{\gamma_w}{k_0 D_o F} \frac{dh}{dt} \quad (4.25)$$

mit

Δu	Unterdruck
D_i, D_o	Innen bzw. Außendurchmesser
γ_w	Wichte von Wasser
k_0	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert
F	$F = 3,6 / (1 + \frac{5H}{D})$ für $0,1 \leq H/D \leq 0,8$
dh/dt	Hebungsgeschwindigkeit

Der dimensionslose Beiwert F wurde durch Strömungsnetzberechnungen für einen Baugrund mit homogenem Wasserdurchlässigkeitsbeiwert und verschiedenen Bucketabmessungen ermittelt. Sollte Δu groß genug sein, um den Boden innerhalb des Buckets zu verflüssigen ($\Delta u > \Delta u_{\text{crit}}$, vgl. Installationsvorgang), ändert sich das Strömungsnetz. In diesem Fall muss Δu mit einem modifizierten Beiwert F_L gemäß Gleichung (4.26) berechnet werden. Dafür wird vereinfachend ein verändertes System in Strömungsnetzberechnungen betrachtet, bei dem der innere Rand in Höhe des Fußes und nicht an Meeresbodenoberfläche angenommen wird und somit kein Potentialabbau im inneren verflüssigten Bodenkörper stattfindet.

$$F_L = 1,75 + 1,9e^{-5H/D} \quad \text{für } 0,1 \leq H/D \leq 1,0 \quad (4.26)$$

Die Größe von Δu ist durch Kavitation begrenzt. Nach Eintreten von Kavitation kann keine Verflüssigung mehr stattfinden, andersherum schon. Somit ergeben sich zusammenfassend vier Fälle, die nur in der Reihenfolge $A \rightarrow B \rightarrow D$ oder $A \rightarrow C$ auftreten können:

- Fall A: kleine Herausziehgeschwindigkeit
- Fall B: Verflüssigung ohne Kavitation
- Fall C: Kavitation ohne Verflüssigung
- Fall D: Kavitation mit Verflüssigung

In den Fällen ohne Verflüssigung (A und C) ergibt sich die Zugtragfähigkeit aus der inneren und äußeren Mantelreibung sowie der Saugkraft. In den Fällen mit Verflüssigung (B und D) ergibt sich die Zugtragfähigkeit nur aus der äußeren Mantelreibung und der Saugkraft. Die Zugtragfähigkeit ist in erheblichem Maße von der Hebungsgeschwindigkeit beeinflusst.

Nachrechnungen von kleinmaßstäblichen Laborversuchen sind Houlsby et al. teilweise gut gelungen. Zwar gab es keine ganz zufriedenstellende Übereinstimmung der Rechen- und Messwerte über die Zeit bzw. Verschiebung, aber immerhin wurde der maximale Wert der Zugkraft vergleichsweise gut nachgerechnet. Daher wurde dieses Verfahren im Rahmen der Vordimensionierung der Multipodbucket-Gründung (s. Kapitel 4.5) sowie zu der im Folgenden dargestellten Nachrechnung der vom IWES im Rahmen des Projekts durchgeführten kleinmaßstäblichen Modellversuche verwendet.

Der vom IWES untersuchte Modellbucket hatte einen Außendurchmesser von 270 mm, eine Skirtlänge von 240 mm und eine Wandstärke von 3 mm. Der Bucket wurde durch Einpressen installiert, die Einbindetiefe betrug 230 mm. Als Modellsand wurde ein wassergesättigter, enggestufter Mittelsand verwendet. Nach Angaben des IWES wurde der Sand auf eine Lagerungsdichte von $D=0,8$ verdichtet, die Wichte betrug $\gamma' = 10,72 \text{ kN/m}^3$ und der innere Reibungswinkel betrug $\phi' = 33,6^\circ$. Es wurden drei Zugversuche mit unterschiedlichen Hebungsgeschwindigkeiten durchgeführt: einmal sehr langsam (für dränierte Tragfähigkeit) und zwei sog. Schnelltests mit je einmal $v = 2 \text{ mm/s}$ und $v = 8 \text{ mm/s}$ (für (teil-)dränierte Tragfähigkeit). Die gemessenen Zugwiderstände (ohne Eigengewicht des Modells) sind in Abbildung 4-27 dargestellt. Beim Schnelltest mit $v = 2 \text{ mm/s}$ wurde eine Undichtigkeit im Deckelventil des Buckets beobachtet, dies ist vermutlich der Grund für den Abfall des Zugwiderstands nach einer Hebung von rd. 23 mm. Die Kurvenverläufe deuten darauf hin, dass der maximale Zugwiderstand bei beiden Schnelltests nicht erreicht worden ist.

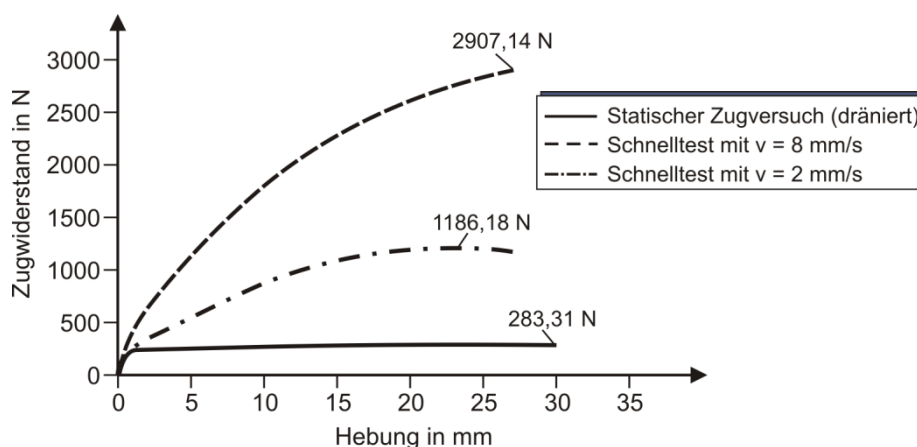


Abbildung 4-27: Zugwiderstände im Modellversuch (IWES, 2014)

Das IGtH hat den Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des Versuchssandes mit den vom IWES vorgegebenen Kennwerten (Kornverteilung, Porengehalt, Lagerungsdichte, Kornform, etc.) mit Hilfe einer Vielzahl von Näherungsansätzen ermittelt, auf deren Darstellung an dieser Stelle verzichtet wird. Die Berechnungen ergaben, dass der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k innerhalb einer Bandbreite von $1 \cdot 10^{-4}$ m/s bis $1 \cdot 10^{-3}$ m/s liegt.

Für die Nachrechnung der Modellversuche wurde das oben beschriebene Verfahren von Houlsby et al. (2005) verwendet. Zunächst wurden die Parameter ($K \cdot \tan \delta$) für den statischen, dränierten Test kalibriert, woraus ein Wert von $K \cdot \tan \delta = 3,56$ resultierte. Unter Verwendung dieses Wertes wurden die Zugwiderstände für die Schnelltests berechnet. Dabei wurde auch der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert innerhalb der oben genannten Bandbreite variiert. Die Ergebnisse der Nachrechnungen sind in Abbildung 4-28 dargestellt.

Die Nachrechnungen zeigen, wie sensitiv der Zugwiderstand gegenüber Änderungen der Wasserdurchlässigkeit und Hebungsgeschwindigkeit ist. Der nachgerechnete Zugwiderstand des Schnelltests mit $v = 8$ mm/s variiert z.B. um einen Faktor von rd. 10 innerhalb der betrachteten Bandbreite von k . Es kann zwar davon ausgegangen werden, dass die maximalen Zugwiderstände im Versuch nicht erreicht werden konnten, immerhin liegen die im Versuch gemessenen Zugwiderstände aber im Bereich der analytisch ermittelten maximalen Zugwiderstände. Weiterhin ergab sich bei allen Nachrechnungen der Schnelltests, dass Verflüssigung des Bodens eintritt (Fall B).

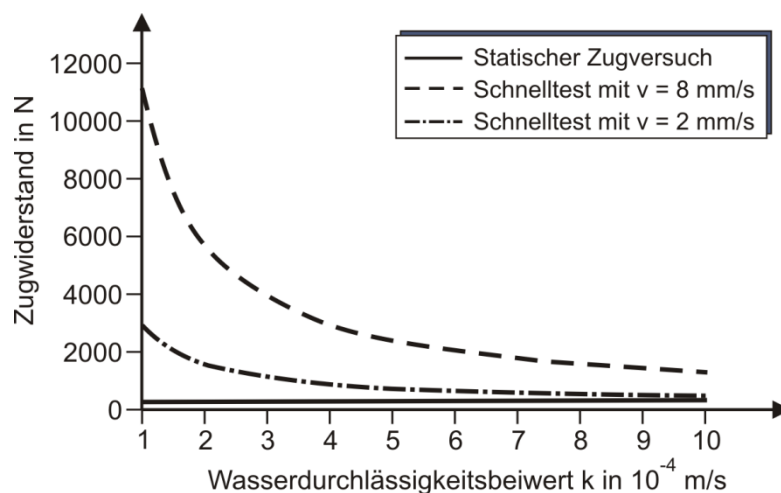


Abbildung 4-28: Nachrechnung des Zugwiderstands in Abhängigkeit des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts k

4.4 Dimensionierungskonzept und offene Fragen

Vor dem Hintergrund der vorstehend beschriebenen Anforderungen an die Bemessung von Gründungskonstruktionen für Offshore-Windenergieanlagen sowie des aktuellen Wissensstands soll nachfolgend skizziert werden, welche Berechnungen und Nachweisverfahren für Bucketgründungen beim derzeitigen Kenntnisstand im Rahmen der geotechnischen Bemessung durchzuführen bzw. anzuwenden sind. Dabei sollte von vornherein klar sein, dass es angesichts des äußerst komplexen Tragverhaltens nicht um eine (annähernd) exakte Wiedergabe der Realität geht, sondern um eine „robuste“ Bemessung, welche trotz der Ungenauigkeiten in den Berechnungsmodellen ausreichende Tragsicherheiten zum Beispiel durch Berücksichtigung von „lower bound“- und „upper bound“-Parametern sicherstellt.

Im Folgenden wird zunächst die Installationsanalyse behandelt und dann werden Konzepte für die Bemessung von Monopod- und Multipodbuckets vorgestellt, wobei jeweils auf besonders drängende offene Fragen und damit einhergehenden Forschungsbedarf hingewiesen wird.

4.4.1 Installationsanalyse

Bevor eine Bucketgründung für die Abtragung der Gründungslasten bemessen wird, ist zunächst eine Installationsanalyse durchzuführen, um sicherzustellen, dass die vorgesehene Bucketgeometrie überhaupt in den Baugrund eingebracht werden kann. Die wesentlichen Schritte dieser Analyse sind in Abbildung 4-29 dargestellt.

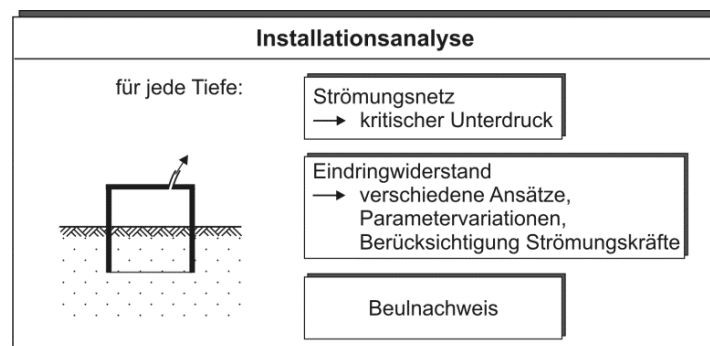


Abbildung 4-29: Elemente einer Installationsanalyse

Zunächst sind tiefenabhängig mittels Strömungsnetzberechnungen oder daraus abgeleiteter analytischer Ansätze kritische Unterdrücke zu ermitteln, bei denen mit hydraulischem Grundbruch oder auch – bei bindigen Zwischenlagen – mit Pfropfenhebung zu rechnen ist. Daraus ergibt sich durch Anwendung eines Sicherheitsfaktors (z.B. bzw. nach Ansicht der Autoren mindestens 1,35, dies entspricht etwa dem geforderten Sicherheitsniveau gemäß DIN 1054 gegen hydraulischen Grundbruch für transiente Bemessungssituationen) der Verlauf des zulässigen Unterdrucks. Im zweiten Schritt sind die Eindringwiderstände zu ermitteln, wobei der Einfluss von Strömungskräften infolge Unterdruck zu berücksichtigen ist. Hieraus ergibt sich wiederum tiefenabhängig der für die Einbringung erforderliche Unterdruck. Weitere Grenzwerte des Unterdrucks ergeben sich aus (strukturmechanischen) Beuluntersuchungen sowie aus der Betrachtung von Kavitation.

In allen Einzelschritten empfiehlt sich dringend die Durchführung von mehreren Berechnungen mit variierten Eingangsparametern und gegebenenfalls sogar unterschiedlichen Berechnungsansätzen. Insbesondere bei der Prognose des Eindringwiderstands bestehen noch erhebliche Unsicherheiten, was sich z.B. in der großen Bandbreite der Parameter k_f und k_p in Gl. (4.2) niederschlägt. Eine zuverlässige Beurteilung der Installierbarkeit lässt sich daher nur erzielen, wenn man Parameterbandbreiten in die Berechnungen einbezieht und „worst case“- „best case“- und „expected case“-Betrachtungen anstellt.

Wesentlicher Forschungsbedarf besteht bei der Installationsanalyse hinsichtlich der Größe der Bodenwiderstände unter Berücksichtigung des Strömungseinflusses. Hier sind bisher nur relativ grobe Prognosen möglich. Zielführend dürfte hier insbesondere die Auswertung von Messergebnissen im Zuge ausgeführter Installationen sein, um die mögliche Bandbreite von Widerständen weiter eingrenzen zu können.

4.4.2 Bemessungskonzept für Monopodbuckets

In Abbildung 4-30 sind die Grundlagen eines Bemessungskonzepts für Monopodbuckets skizziert. Unterschieden wird dabei in Berechnungen, die zur Beurteilung des Tragverhaltens notwendig sind, und in Vorgehensweisen für erforderliche Nachweise.

Nach dem derzeitigen Stand des Wissens sind dreidimensionale Finite Elemente-Simulationen zur Prognose des Tragverhaltens unter monotoner Last unabdingbar. Hierbei sind Stoffgesetze für Boden zu verwenden, welche nachweislich eine realistische Prognose der gesamten Last-Verformungskurve ermöglichen. In solchen Berechnungen sind wiederum „lower bound“- und „upper bound“-Bodenparameter zu berücksichtigen. Auch sollten mögliche Strukturveränderungen im Boden durch den Installationsprozess, z.B. eine Bodenauflockerung innerhalb des Buckets, durch Parametervariationen abgebildet werden. Das Ergebnis der Berechnungen sind schließlich Bandbreiten der Steifigkeit und der statischen Grenzlaster für unterschiedliche Lasthebelarme (d.h. Verhältnisse von Biegemoment zu Horizontalkraft am Bucketkopf).

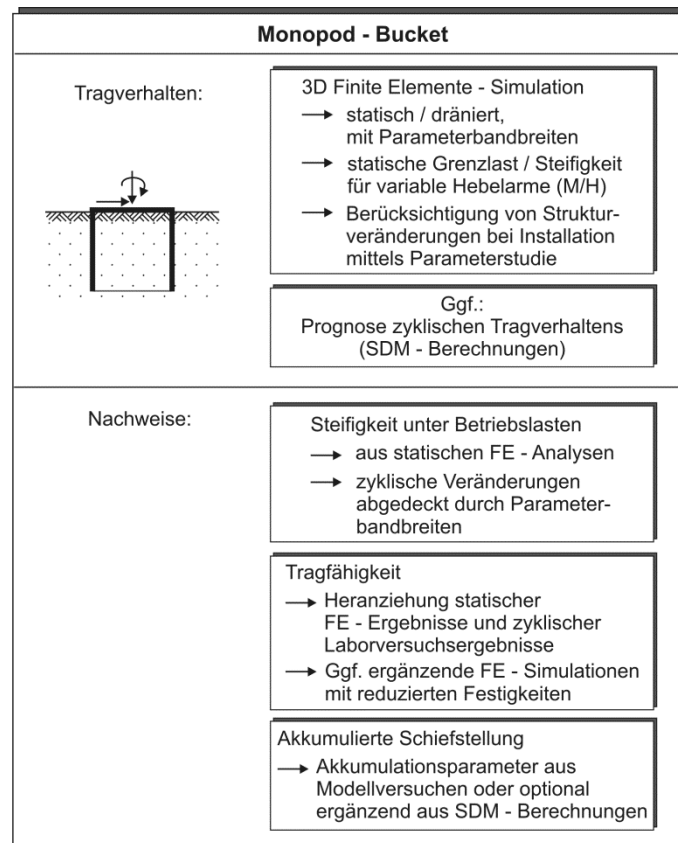


Abbildung 4-30: Konzept für die Durchführung der Bemessung eines Monopodbuckets

Die aus den Finite Elemente-Simulationen ermittelten Steifigkeiten werden in der gesamtdynamischen Berechnung der Windenergieanlage berücksichtigt. Eine erhebliche Veränderung der Steifigkeit durch zyklische Lasten, d.h. eine Änderung, die nicht über die Berücksichtigung von „lower bound“-und „upper bound“-Werten der Parameter abgedeckt wäre, ist nach dem derzeitigen Kenntnisstand nicht zu erwarten.

Beim Nachweis der Tragfähigkeit ist die durch die zyklischen Lasten eines Bemessungssturms verursachte eventuelle Festigkeitsreduktion des Bodens zu berücksichtigen, vgl. Abschnitt 4.3.1. Nachzeitigem Wissensstand kann dies nur durch die Heranziehung der Ergebnisse zyklischer bodenmechanischer Laborversuche (zyklische Triaxialtests oder zyklische Einfeldscherversuche) erfolgen. Gegebenenfalls kann hier das „NGI“-Verfahren (vgl. Abschnitt 4.3.2 und Sturm et al., 2012) zum Einsatz kommen. Eine abgesicherte Methode zur Übertragung der Ergebnisse von Elementversuchen im Labor auf das Verhalten des Boden-Bauwerks-Systems gibt es aber bislang nicht, sodass es für eine zuverlässige Beurteilung ganz besonders auf die Expertise des geotechnischen Sachverständigen ankommt.

Für die Prognose der akkumulierten permanenten Schiefstellung eines Monopodbuckets kann auf die für Monopiles entwickelten Verfahren zurückgegriffen werden. Die Akkumulationsparameter können aus den wenigen vorliegenden Modellversuchen abgeleitet oder alternativ auch mittels des – ebenfalls für Monopiles entwickelten – SDM-Verfahrens abgeschätzt werden. Diese Methoden beinhalten zwar erhebliche Idealisierungen und

Unsicherheiten, dies gilt aber für die schon in großer Zahl installierten Monopiles in gleicher Weise.

Hinsichtlich der genaueren Prognose der akkumulierten Schiefstellung von Monopodbuckets besteht insofern noch Forschungsbedarf. Das Gleiche gilt für die Tragfähigkeit unter Berücksichtigung vorhergehender zyklischer Lasten.

4.4.3 Bemessungskonzept für Multipodbuckets

In Abbildung 4-31 sind schließlich die erforderlichen Schritte im Zuge der Bemessung eines Multipodbuckets zusammengestellt. Hier bestehen bezüglich der Prognose des Tragverhaltens die größten Unsicherheiten, und zwar insbesondere unter Zugbelastung. Solange die Zuglasten unterhalb der statischen Tragfähigkeit bleiben und damit ausschließlich über Mantelreibung auf den Boden übertragen werden, kann von kleinen Vertikalverformungen ausgegangen werden. Weitgehend ungeklärt ist jedoch, welche Verformungen unter zyklischen Zuglasten oberhalb der statischen Tragfähigkeit, welche zum Teil durch Unterdrücke aufgenommen werden, auftreten. Unklar ist auch, inwieweit zyklische horizontale Lasten das Tragverhalten unter Zug- oder Drucklasten beeinflussen und somit eine Berücksichtigung der Interaktion von Horizontal- und Vertikallasten zu berücksichtigen ist. In jedem Fall ist, sofern mit einer Akkumulation von Hebungen infolge zyklischer Zuglasten zu rechnen ist, bei der Analyse des Tragverhaltens unter horizontaler Last sowie auch unter vertikaler Drucklast eine Lücke zwischen Bucketdeckel und Bodenoberfläche anzunehmen.

Die großen Unsicherheiten hinsichtlich des Tragverhaltens führen dazu, dass nach Ansicht der Autoren die erforderlichen Nachweise derzeit nur mittels der Beobachtungsmethode erbracht werden können. Dies bedeutet, dass mit den zur Verfügung stehenden Berechnungsmethoden Aussagen dazu erarbeitet werden, in welchen Grenzen die Verformungen und Beanspruchungen des Bauteils wahrscheinlich liegen werden. Die Messungen zur Überprüfung der Prognosen sowie auch die Planung von Gegenmaßnahmen für den Fall, dass sich ein unerwartetes Verhalten einstellt, sind dann Gegenstand des Bemessungsverfahrens.

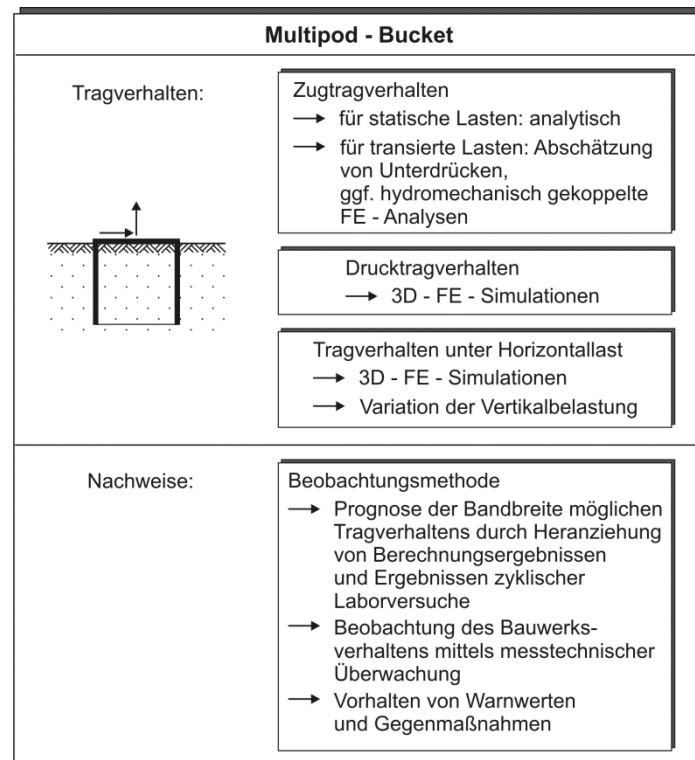


Abbildung 4-31: Konzept für die Durchführung der Bemessung eines Multipodbuckets

Aus wirtschaftlichen Gründen ist das Auftreten von temporären Zuglasten oberhalb der statischen Tragfähigkeit und damit die Inanspruchnahme von Unterdrücken für Multipodbuckets von Windenergieanlagen kaum zu vermeiden, da dies zu sehr großen Abmessungen der Gründungskonstruktion führen würde. Entsprechend besteht bezüglich des Tragverhaltens unter solchen Lasten dringender Forschungsbedarf.

4.5 Vorbemessung einer Multipodbucket-Gründung

Im Rahmen des Projekts ist eine vierbeinige Jacket-Tragstruktur durch den Verbundpartner Overdick GmbH & Co. KG entworfen worden. Die Aufgabe des IGtH war, eine Vordimensionierung der Suction Bucket Gründung durchzuführen. Es sei angemerkt, dass die Vorbemessung vom Projektablauf her zu einem recht frühen Zeitpunkt durchzuführen war, bei dem noch nicht alle in diesem Bericht vorgestellten Berechnungsverfahren zur Verfügung standen. Das in Kapitel 4.3.3 vorgestellte FE-Modell zur Berechnung der Zugtragfähigkeit befand sich noch in Entwicklung und auch die geotechnischen Bemessungskonzepte wurden erst zu einem späteren Zeitpunkt entwickelt.

Zu Beginn des Projekts wurden die in Tabelle 4-1 und Tabelle 4-2 dargestellten Referenzbodenprofile (s. Kapitel 4.2.2) in Abstimmung mit den Projektpartnern definiert. Diese Bodenprofile wurden einer Parameterstudie zur Ermittlung der erreichbaren Eindringtiefen zugrunde gelegt (s. Kapitel 4.2.3). Das Ergebnis der Parameterstudie war, dass Eindringtiefen von mindestens rd. 7 m erreicht werden können.

Durch die Projektpartner Fraunhofer IWES, Senvion SE und Overdick wurde in gegenseitiger Abstimmung eine Anlagensimulation zur Lastenermittlung durchgeführt. Die Bemessungslasten in Höhe Mudline sind in Tabelle 4-10 dargestellt. Für den Betriebszustand ergab die Lastermittlung weiterhin, dass die mittlere Belastung fast immer im Druckbereich liegt und die größte charakteristische Zuglast rd. 1,5 MN beträgt (entspricht rd. 15% der charakteristischen Extremlast).

Tabelle 4-10: Extremlasten in Höhe Mudline

	Zug	Druck
Charakteristische Extremlast (ohne Sicherheitsbeiwerte)	9,8 MN	16 MN
Design Extremlast (mit Sicherheitsbeiwerten)	16 MN	21 MN

Für die Vordimensionierung wurde die Zugtragfähigkeit des Buckets als maßgebend angesehen. In Anlehnung an die Pfahlbemessung ergibt sich eine erforderliche charakteristische Zugtragfähigkeit von $16 \cdot 1,5 = 24$ MN. Die dafür geeigneten Bucketabmessungen wurden mit dem in Kapitel 4.3.3 vorgestellten analytischen Berechnungsansatz von Houlsby et al. (2005) abgeschätzt. Dafür wurde eine Parameterstudie unter Ansatz von konservativen Werten durchgeführt. Die Hebungsgeschwindigkeit wurde von Overdick zu 8,25 mm/s abgeschätzt. Die Wassertiefe wurde zu 40 m angenommen, was ein Eintreten von Kavitation bei einem Unterdruck von rd. $\Delta u = 498$ kPa zur Folge hat. Die weiteren Randbedingungen waren wie folgt:

- Bodenprofil 1 (schlechterer Baugrund)
- Erddruckbeiwert $K = 0,2$ (sehr konservativ)
- Wandreibungswinkel $\delta = 0,9 \varphi'$ (analog zur Installation)
- Wasserdurchlässigkeitsbeiwert $k_f = 10^{-4}$ m/s

Die Dicke des Skirts wurde auf $t = 30$ mm festgesetzt, während die Einbindetiefe H und der Bucketdurchmesser D variiert wurden.

Das Ergebnis der Parameterstudie war, dass die geforderte charakteristische Zugtragfähigkeit von 24 MN von Buckets mit einem Durchmesser von wenigstens $D = 8$ m erreicht werden kann. Bei diesen Buckets kam es unter den gegebenen Randbedingungen immer zur Bodenverflüssigung im Inneren des Buckets mit anschließender Kavitation (Fall D).

Unter Berücksichtigung der Ergebnisse der beiden Parameterstudien wurden die Bucketabmessungen in Absprache mit den Projektpartnern festgelegt: $H = 8$ m, $D = 9$ m und $t = 30$ mm. Für diese Geometrie wurde anschließend die Boden-Bauwerk-Interaktion unter dränierten Bedingungen mit Hilfe des in Kapitel 4.3.2 dargestellten FE-Modells von Thieken et al. (2013) ermittelt. Hierbei wurden eine reine Druck- bzw. Zugbelastung sowie drei verschiedene V-H-M-Belastungskombinationen mit einem Hebelarm von $h = 1,63$ m der Horizontallast (mit $V = 15$ MN Druck, $V = 2,5$ MN Zug und $V = 0$, nach Anforderungen der Projektpartner) untersucht. Es sei angemerkt, dass die Jacket-Tragstruktur in der FE-

Simulation nicht berücksichtigt und somit ihre aussteifende Wirkung bei V-H-M-Lastkombinationen vernachlässigt wurde.

Die berechneten Last-Verformungs-Kurven sind in Abbildung 4-32 dargestellt. Bei Bodenprofil 1 wird die charakteristische dränierte Zugtragfähigkeit von rd. 2,9 MN bei einer Hebung von 7,6 mm erreicht. Bei Bodenprofil 2 beträgt die charakteristische dränierte Zugtragfähigkeit rd. 3,2 MN bei einer Hebung von 6,7 mm.

Die maximale charakteristische Drucktragfähigkeit konnte bei den FE-Simulationen nicht erreicht werden, da die Berechnung aufgrund zu großer Netzverzerrung vorzeitig abbrach. Bei einer Setzung von 10 cm beträgt der charakteristische Druckwiderstand rd. 36 MN in Bodenprofil 1 und rd. 60 MN in Bodenprofil 2. Dies entspricht der rd. 1,7-fachen bzw. 2,8-fachen Design Extremlast.

Anhand der Momenten-Verdrehungs-Kurven ist zu erkennen, dass der Bucket bei horizontaler Beanspruchung ein deutlich steiferes Tragverhalten im tragfähigeren Baugrund (Bodenprofil 2) aufweist. Drucklasten erhöhen die Anfangssteifigkeit, während Zuglasten zu geringeren Anfangssteifigkeiten führen. Bei einer Berücksichtigung der gesamten Tragstruktur in der FE-Simulation wären noch größere Anfangssteifigkeiten zu erwarten. Die Last-Verformungs-Kurven wurden den Projektpartnern zur Ermittlung der Ersatzfedersteifigkeiten des Baugrunds für die Gesamtanlagensimulation zur Verfügung gestellt.

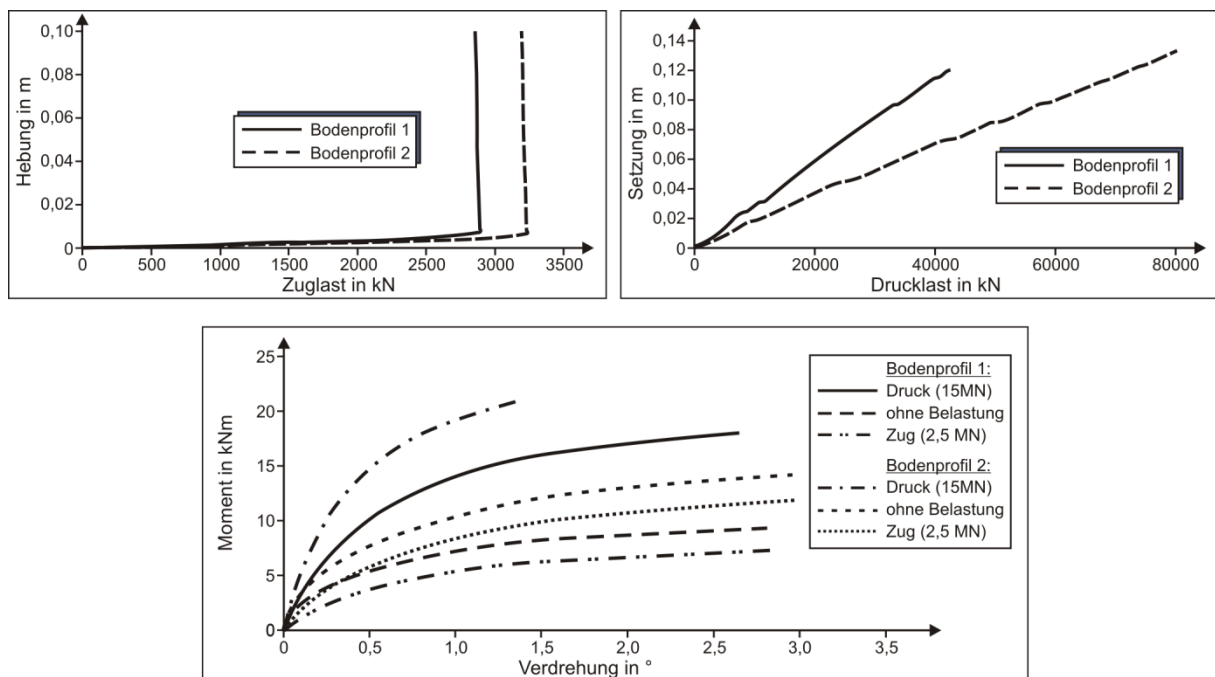


Abbildung 4-32: Tragverhalten unter statischen dränierten Lasten ($H = 8 \text{ m}$, $D = 9 \text{ m}$, $t = 30 \text{ mm}$)

4.6 Zusammenfassung und Schlussbemerkungen

Buckets sind als Gründungselemente für Offshorebauwerke wie z.B. Offshore-Windenergieanlagen ohne Frage eine interessante Alternative zu Rammpfählen. In dem vorliegenden Bericht wird der Wissensstand bezüglich der Prognose des Eindringvorgangs als auch der Tragfähigkeit wiedergegeben. Es wird gezeigt, dass noch zahlreiche Unsicherheiten bestehen.

Für die Bemessung sind derzeit generell noch aufwendige Finite Elemente-Simulationen erforderlich. Für Monopodbuckets ist auf Grundlage solcher Simulationen nach Ansicht der Autoren bei Berücksichtigung von Parameterbandbreiten und bei ergänzender Hinzuziehung zyklischer Laborversuche dennoch eine sichere Bemessung möglich. Für Multipodbuckets sind dagegen die Unsicherheiten so erheblich, dass nur eine Bemessung in Verbindung mit der Beobachtungsmethode in Frage kommt.

Eine weitere ungeklärte Frage ist auch die an einem Bucket zu erwartende Kolkentiefe. Die Übernahme von Ansätzen für Pfähle, d.h. z.B. eine Kolkentiefe vom 2,5-fachen des Durchmessers, kommt hier natürlich nicht in Frage. Es ist entweder ein (aufwendiger) Kolkschutz vorzusehen oder es ist eine z.B. durch Experimente begründete Annahme zu treffen, welche dann im Rahmen der Beobachtungsmethode durch regelmäßige Messungen zu überprüfen ist.

Um die offenen Fragen zu klären, sind sowohl Grundlagenforschung als auch Pilotprojekte mit messtechnischer Überwachung dringend erforderlich. Das Ziel weiterer Forschungen sollte zum einen das genauere Verständnis des komplexen Tragverhaltens von Buckets sein, zum anderen aber auch die Entwicklung einfach handhabbarer Berechnungsverfahren, welche extrem aufwendige Finite Elemente-Simulationen in der praktischen Bemessung zukünftig ersetzen können.

5 Dynamik der Tragstruktur

Verfasser des folgenden Kapitels:

Ehrmann, A.; Griebmann, T.K.; Rolfes, R.

(Institut für Statik und Dynamik, Leibniz Universität Hannover)

5.1 Einführung

Ziel dieses Kapitels ist die genauere Bestimmung, wie sich die Boden-Bauwerk-Interaktion auf das dynamische Verhalten der Gesamtanlage auswirkt. Hierfür wird sowohl eine Modalanalyse durchgeführt, um die Sensitivitäten der Eigenfrequenzen und Eigenformen für unterschiedliche Konfigurationen der Lagerung zu untersuchen, als auch eine transiente Analyse, um den Einfluss der Boden-Bauwerk-Interaktion auf die Reaktionskräfte auf Höhe des Meeresgrundes (Oberkante des Suction Buckets) zu ermitteln. Hierfür ist der Aufbau zwei unterschiedlicher numerischer Modelle erforderlich – ein Finite Elemente Modell ohne äußere Lasten mit vereinfachter Abbildung der Turbine für die Modalanalyse und ein multiphysikalisches (aero-hydro-servo-elastisches) Modell, das die Betriebslast aus Wind, Rotordynamik und Seegang mit abbildet, und zwecks Reduktion der Rechenzeit auf Algorithmen der Modellreduktion (Craig-Bampton) und der Mehrkörper-Dynamik zurückgreift. In beiden Fällen ist der Aufbau eines Gesamtmodells notwendig, da sich die dynamische Interaktion und die Rückwirkung auf die Gesamtstruktur nicht adäquat mit Hilfe eines lokalen Modells für ein Suction Bucket abbilden lassen.

Das Gesamtmodell der Offshore-Windenergieanlage besteht aus der Gondel mit Triebstrang, Nabe und Rotorblättern, Turm und Tragstruktur. Die Tragstruktur wiederum untergliedert sich in Übergangsknoten (Transition Piece), Gründungsstruktur (Jacket) und Bodenverankerung (mittels Suction Buckets). Auf eine Modellierung der Sekundärtragstruktur (Bootsanleger, Plattformen, etc.) wird verzichtet.

Ein spezieller Fokus liegt auf der Simulation der Boden-Bauwerk-Interaktion des Suction Buckets mit dem Meeresboden. Für die Interaktion wird eine zusätzliche Steifigkeitsmatrix implementiert, basierend auf Last-Verformungs-Kurven aus einer detaillierten numerischen Simulation (IGtH), die linearisiert und mittels der gewonnenen Steifigkeitskoeffizienten assembliert wird.

Außerdem wird der Einfluss der Rotorblätter hinsichtlich ihres Detaillierungsgrades untersucht, indem starre mit elastisch modellierten Blättern in der Modalanalyse verglichen werden.

Für die transiente Analyse werden benutzerdefinierte Erweiterungen implementiert und in die Algorithmen für die Modellreduktion und Mehrkörper-Dynamik integriert, um die Boden-Bauwerk-Interaktion allgemeingültig als Substruktur abbilden zu können, und um gleichsam die Rechenzeit effizienter zu gestalten.

5.2 Modellbildung

Die Modellbildung hat zum Ziel, das reale physikalische Verhalten im Modell gut zu approximieren. Wie eingangs beschrieben sind hierfür zwei Modelle, ein lineares Finite Elemente für die Modalanalyse sowie ein Mehrkörper-Modell, das wiederum ein Finite Elemente Modell der Tragstruktur enthält, für die transiente Analyse aufzubauen.

Das strukturmechanische lineares Finite Elemente Modell für die Modalanalyse wird in der Programmumgebung ANSYS (Version 15.0) aufgebaut und das aero-hydro-servo-elastische (multi-physikalische) Gesamtmodell der Struktur mit Interaktion der Windlast, der Rotordynamik und der Last aus Seegang im Programmpaket FAST (Version 8.09). Der Grund für den Aufbau von zwei Modellen liegt darin, dass unterschiedliche Berechnungsverfahren (Modalanalyse und transiente Analyse) auch einen unterschiedliche Detailgrade der Modellierung sowie unterschiedliche Randbedingungen erfordern.

Die Daten zur Turbine orientieren sich zum einen an einer Anlage der 6-Megawatt-Klasse von Senvion (ehemals REpower) sowie an einer generischen 5MW-Turbine von NREL. Alle für die Simulation benötigten Parameter und Konstruktionsdaten wurden durch den Projektpartner Overdick an das Institut für Statik und Dynamik (ISD) übergeben.

Der Entwurf der Tragstruktur stammt von Overdick (2012) und basiert auf einer Vorbemessung (Conceptual Design) unter realitätsnahen Umweltbeanspruchungen und Lasten.

Die Dimensionierung des Suction Buckets beruht auf der Vorlauslegung am IGtH unter Berücksichtigung eines homogenen nichtbindigen Bodens (Sand), wie er im Bereich der deutschen Nordsee typisch ist. Ein geschichteter Boden wird nicht betrachtet.

Für die später erfolgenden Sensitivitätsuntersuchungen zum Einfluss der Boden-Bauwerk-Interaktion, zum einen auf die Eigenfrequenzen und Eigenformen im Rahmen einer Modalanalyse (Abschnitt 5.5), und zum anderen auf die Reaktionskräfte (auf Höhe Meeresgrund) im Rahmen der transienten Analyse, werden folgende Modell-Annahmen definiert:

Referenzmodell (0)

Das Referenzmodell stellt die Variante mit abschnittsweise elastisch modellierten Rotorblättern und einer gekoppelten Boden-Bauwerk-Interaktion dar (besetzte Nebendiagonalen der Steifigkeitsmatrix, siehe Abschnitt 5.4). Das Referenzmodell (0) kommt sowohl bei der Modalanalyse als auch bei der transienten Analyse zur Anwendung.

Bezug nehmend werden die Eigenfrequenzen und Eigenformen drei weiterer Modelle (1), (2) und (3) berechnet und mit dem Referenzmodell verglichen. Bei der transienten Analyse wird der Modellzustand (3) berechnet und mit dem Referenzmodell (0) verglichen.

Modell (1)

Dieses Modell unterscheidet sich bezüglich des Referenzmodells dadurch, dass die Rotorblätter als starr angenommen und nur durch Massen, Trägheiten und Massenschwerpunkte abgebildet werden. Die Boden-Bauwerk-Interaktion entspricht dem Referenzmodell.

Modell (2)

Bei diesem Modell entspricht die Modellierung der Rotorblätter dem Referenzmodell (abschnittsweise elastische Modellierung). Die Boden-Bauwerk-Interaktion unterscheidet sich gegenüber dem Referenzmodell dahingehend, dass diese als entkoppelt angenommen wird (keine Einträge der Nebendiagonalen auf der Steifigkeitsmatrix).

Modell (3)

Bei diesem Modell entspricht die Modellierung der Rotorblätter dem Referenzmodell (abschnittsweise elastische Modellierung). Die Boden-Bauwerk-Interaktion unterscheidet sich gegenüber dem Referenzmodell dahingehend, dass hier eine Einspannung auf Höhe Meeresgrund angenommen wird. Modell (3) wird bei der transienten Analyse mit dem Referenzmodell (0) verglichen.

Im Rahmen der Modalanalyse wird für den Installationszustand des Jackets noch ein weiteres Modell betrachtet.

Modell (4)

Hier wird die Tragstruktur ohne Turm und Turbine simuliert. Die Boden-Bauwerk-Interaktion entspricht dem Referenzmodell.

Tabelle 5-1: Übersicht der Modellzustände und Modellvergleiche

Modellzustand	Simulation für Modalanalyse (Abs. 5.5)	Simulation für transiente Analyse (Abs. 5.6)
Referenzmodell (0)	✓	✓
Modell (1)	✓ + Vergleich mit (0)	✗
Modell (2)	✓ + Vergleich mit (0)	✗
Modell (3)	✓ + Vergleich mit (0)	✓ + Vergleich mit (0)
Modell (4)	✓	

5.2.1 Finite Elemente Modell der Tragstruktur

Für die Modalanalyse wird ein lineares Finite Elemente Modell in ANSYS (2013), Version 15.0 aufgebaut.

Die im ANSYS-Modell verwendeten Balkenelemente mit 2 Knoten und 6 Freiheitsgraden je Knoten folgen der Timoshenko-Balkentheorie (Berücksichtigung der Schubverformung). Die überwiegende Zahl der Elemente im Modell hat einen Kreisringquerschnitt (gesamtes Jacket, Teile des Transition Piece, gesamter Turm). Der Elementtyp kommt in zwei Varianten zur Anwendung – standardmäßig als Element BEAM188 sowie als Element PIPE288, welches dieselben Eigenschaften hat, aber zusätzlich eine Ummantelung (marinen Bewuchs) sowie die Trägheit der mitschwingenden Wassermassen unterhalb des Ruhewasserspiegels berücksichtigen kann.

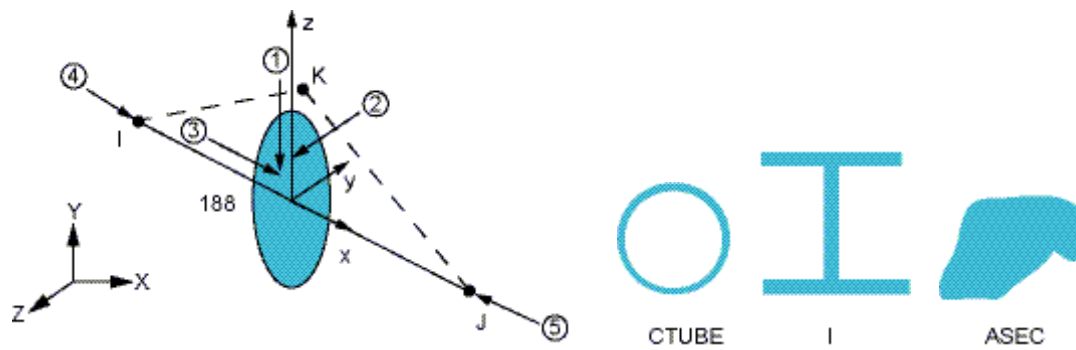


Abbildung 5-1: 2-Knoten-Balkenelement BEAM188 (links) und Auswahl der verwendeten Querschnittstypen gemäß der ANSYS-Bibliothek (rechts)

Im Bereich der unteren Schubplatte des Transition Piece werden Doppel-T-Träger als Querschnitt angesetzt (ebenfalls Elementtyp BEAM188).

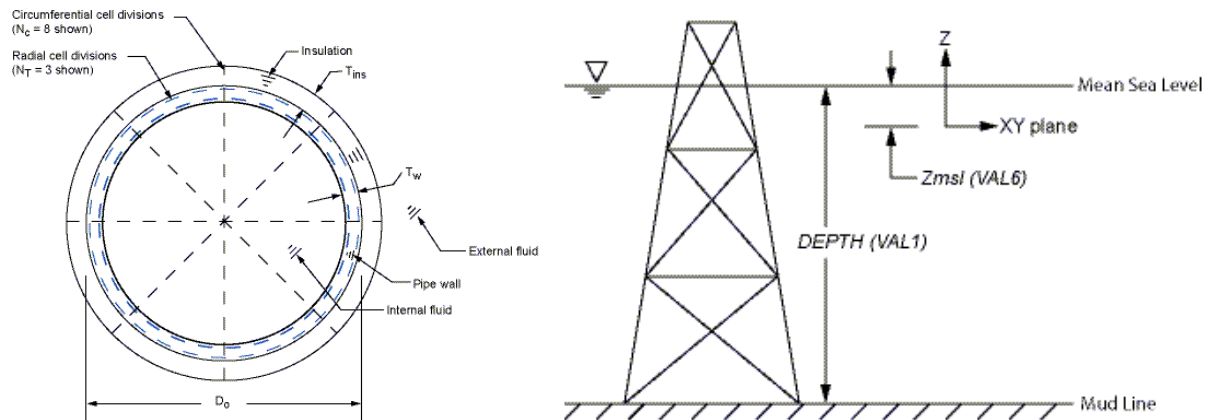


Abbildung 5-2: Modellierung einer Ummantelung für den Marinen Bewuchs (links) sowie Berücksichtigung der Trägheit des Wassers für die Elemente unterhalb des Ruhewasserspiegels (rechts) mittels 2-Knoten-Balkenelement PIPE288

Die Rotorblätter werden auf zwei Arten modelliert und unter Abschnitt 5.5 im Rahmen der Modalanalyse miteinander verglichen. Zum einen werden Balkenelemente vom oben beschriebenen Elementtyp (BEAM188) und abschnittsweise konstantem Querschnitt (Eigenschaften sind Querschnittsfläche, Flächenträgheiten, Schwerpunkte, Schubmittelpunkte, etc.) der geometrisch nicht näher definierten Querschnittsform (Typ ASEC, siehe Abbildung 5-1) zugewiesen. Zum anderen wird bei der Annahme von starren Rotorblättern der Schwerpunkt der Rotorblätter sowie Masse und Trägheit berücksichtigt. Die konzentrierten Massen (Elementtyp MASS21) werden mittels starrer (masseloser) Verbindung mit der Nabe verbunden.

Die im Turm enthaltenen Zusatzmassen (Flansche, Einbauten) werden vereinfachend verteilt über die gesamte Höhe angenommen (Annahme einer Ersatzdichte gemäß den Angaben des Projektpartners Overdick). Auf eine Modellierung von Anbauten am Jacket (Bootsanleger, Zwischenplattformen, Leitern, Anoden, Arbeitsplattform am Transition Piece) wird verzichtet. Die Turbine wird mit Hilfe konzentrierter Massen und Massenträgheitsmomente (Trägheitstensor) gemäß den Informationen von Senvion und Overdick modelliert, die wiederum über Starrverbindungen mit dem Turm und den Rotorblättern konnektiert sind.

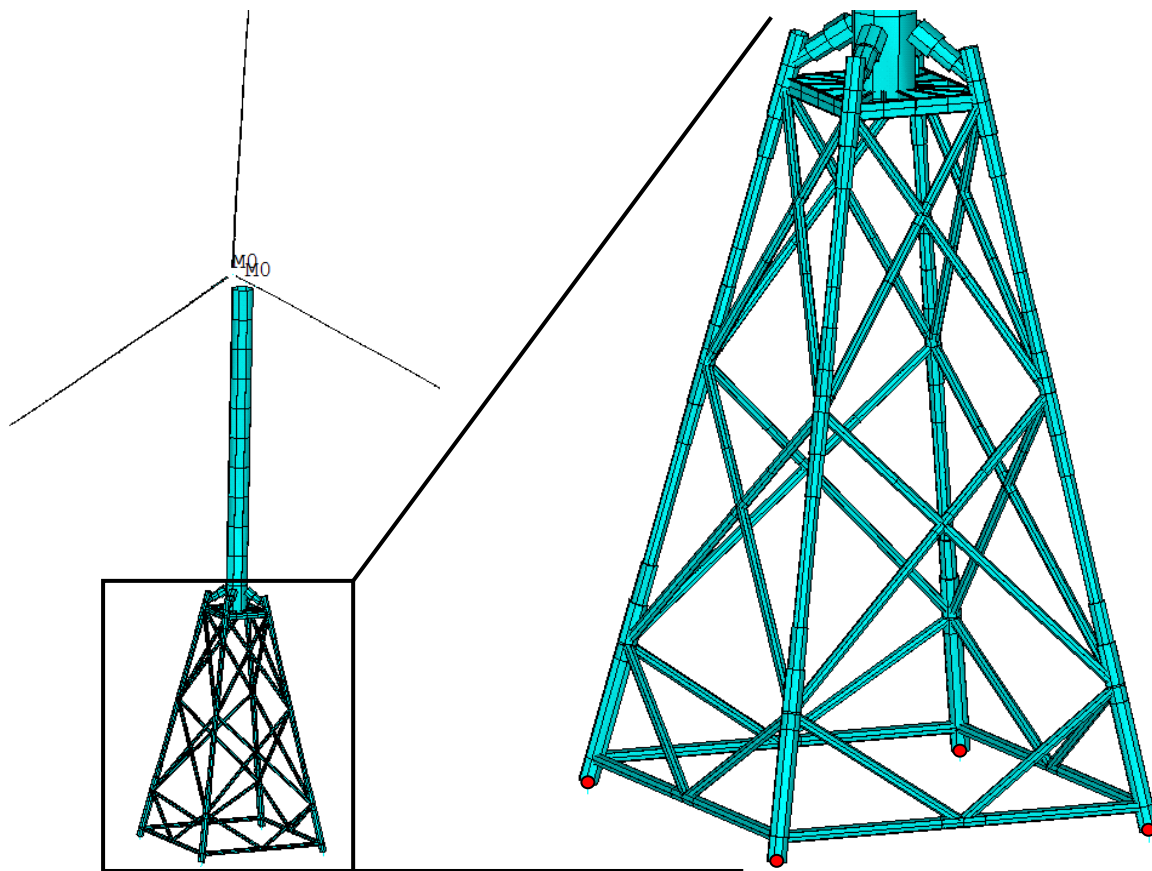


Abbildung 5-3: ANSYS-Gesamtmodells (links) sowie Bereich des Jackets (rechts) mit Positionen der Boden-Bauwerk-Interaktion (rote Punkte)

Die Bodenbauwerk-Interaktion wird mit Hilfe zweier Elementtypen der ANSYS-Bibliothek wahlweise realisiert:

Das COMBIN14-Element kann sowohl als longitudinales als auch als rotatorisches Feder-Dämpfer-Element für alle sechs Freiheitsgrade eines Knotens angesetzt werden. Hierdurch können jedoch keine Koppelterme der Steifigkeitsmatrix belegt werden (entkoppelte Boden-Bauwerk-Interaktion). Für die Modellbildung sind je Eckstiel drei weitere Bezugsknoten erforderlich – zwischen dem untersten Eckstielknoten und jeweils einem der Bezugsknoten wird eine translatorische sowie eine rotatorische Feder mit den unter Abschnitt 5.4 ermittelten Steifigkeitseigenschaften (Werte der Hauptdiagonalen) angesetzt.

Das MATRIX27-Element ist eine verallgemeinerte 12x12-Systemmatrix, mit der sich generalisierte Massen-, Dämpfungs- und Steifigkeitsmatrizen erstellen und auf Bereiche ohne näher definierte Geometrie zwischen zwei Knoten mit jeweils 6 Freiheitsgraden anwenden lassen. Eine Berücksichtigung von Koppeltermen (z.B. die Steifigkeit, die sich aus dem Biegemoment und der zugehörigen Horizontalverschiebung ergibt) ist möglich (gekoppelte Boden-Bauwerk-Interaktion). Für die Modellbildung ist je Eckstiel nur ein weiterer Bezugsknoten erforderlich. Zwischen diesem und dem untersten Eckstielknoten wird das MATRIX27-Element für die Abbildung der Steifigkeitsmatrix aufgespannt.

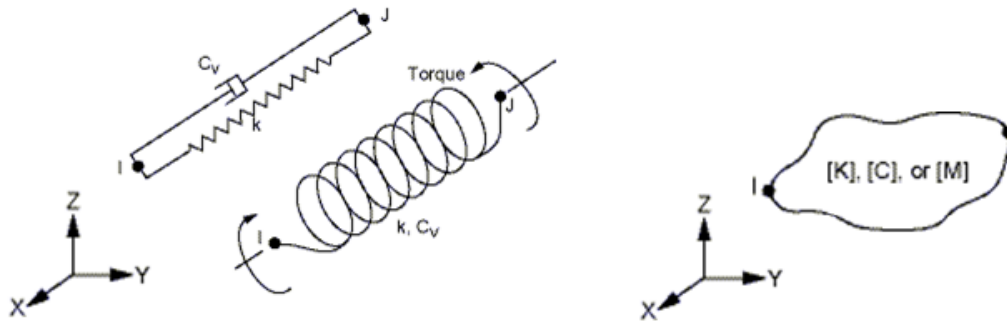


Abbildung 5-4: Elementtypen zur Abbildung der Boden-Bauwerk-Interaktion (links: Feder-Dämpfer-Elemente COMBIN14 für entkoppelte Interaktion, rechts: verallgemeinerte Systemmatrix MATRIX27 für gekoppelte Interaktion)

5.2.2 Multi-physikalisches Gesamtmodell der Anlage

Zur Simulation des gesamtphyikalischen Verhaltens (aero-hydro-servo-elastisches Modell) der Offshore-Windenergieanlage wird das multi-physikalische Programm FAST (2014) vom National Renewable Energy Laboratory der Vereinigten Staaten (NREL) in der Version 8.09 verwendet. Dies bietet den Vorteil, dass es frei verfügbar ist („Open Source“) und je nach Anwenderbedürfnissen Änderungen am Programmcode vorgenommen werden können.

FAST besteht aus mehreren Modulen, die über den FAST-Driver miteinander verknüpft sind. Das Schaubild in Abbildung 5-5 gibt eine Übersicht über die einzelnen Module.

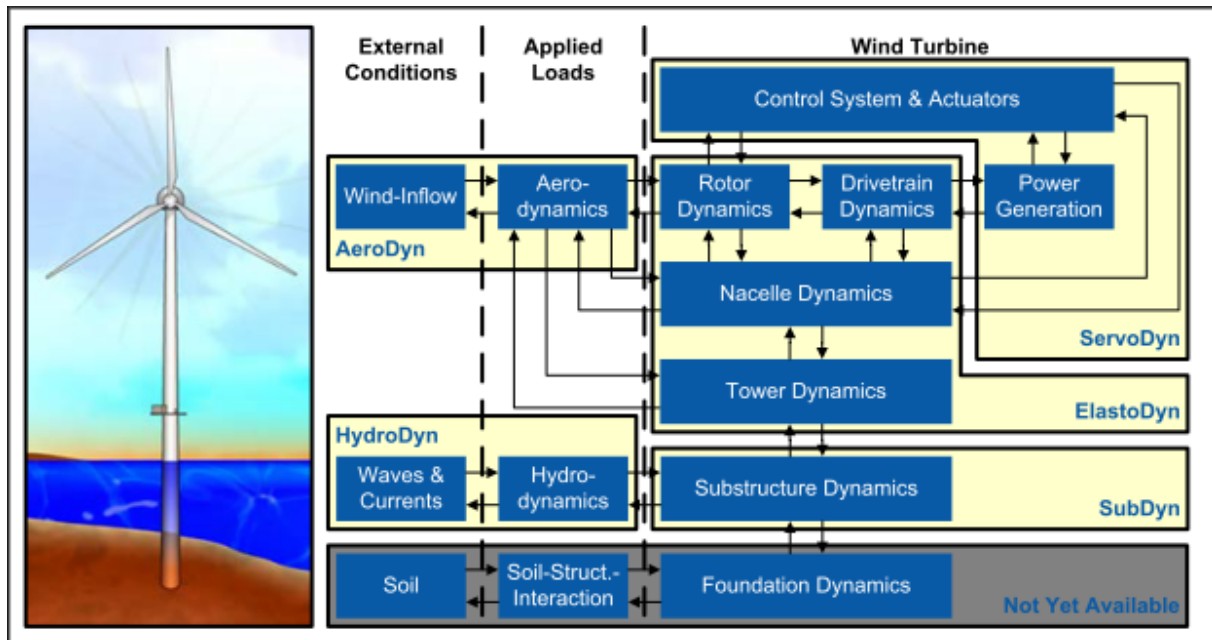


Abbildung 5-5: FAST-Programmschema für die Simulation im Boden verankerter Offshore Windenergieanlagen (2014)

Im Vergleich zu anderen Simulationstools ist FAST darauf ausgerichtet, eine möglichst zeiteffiziente Berechnung bei angemessener Genauigkeit zu bieten. Dies impliziert, dass Teilmodelle der Windenergieanlage nur so viele mechanische Freiheitsgrade besitzen, wie zur adäquaten Repräsentation nötig sind.

Neben FAST werden mit BModes (modale Repräsentation der Rotorblätter sowie des Turms) und TurbSim (Generierung eines stochastischen Windfeldes) weitere Programme vom NREL verwendet.

ElastoDyn / BModes

Das Modul ElastoDyn stellt das mechanische Bindeglied aller anderen Module her, es ist essenziell für die Funktion der transienten Analyse. Es enthält einerseits die strukturdynamische Darstellung der Teilsysteme Rotor und Turm. Hierfür wird eine Darstellung verwendet, die aus der Strukturgeometrie sowie den mit der Anwendung BModes berechneten Eigenformen generalisierte Massen und Steifigkeiten berechnet. Zudem ist eine mehrkörperdynamische Darstellung der Teilsysteme Rotor-Generator und Gondel-Turm enthalten. Außerdem erfolgt im ElastoDyn-Modul die Kopplung der mechanischen Struktur mit den Lastmodulen AeroDyn und HydroDyn, sowie den Teilsystemmodulen HydroDyn und SubDyn.

AeroDyn / TurbSim

Die Berechnung der Windlasten erfolgt im Modul AeroDyn. Grundlage für die Last-Struktur-Interaktion ist die gängige Blade Element Theorie. Die Generierung des Windfelds erfolgt in der Anwendung TurbSim, die ebenfalls vom NREL zur Verfügung gestellt wird. TurbSim bietet die Möglichkeit, mehrdimensionale Windfelder nach verschiedenen Theorien, die dem Stand der Forschung entsprechen, zu erzeugen.

ServoDyn

Das Modul ServoDyn implementiert das dynamische Verhalten der Anlagenregelung (Pitch-Regelung, Momenten-Regelung, Yaw-Regelung) in der Gesamtsimulation, wofür mehrere Varianten zur Verfügung stehen. Im Rahmen dieses Projekts wurde die Implementierung einer sogenannten BLADED-Style-DLL gewählt, die die gesamte Funktionalität der Anlagenregelung enthält. Für dieses Projekt wurde der Regler einer bekannten Anlage an die hier verwendete Anlage adaptiert und kompiliert. Die Daten wurden von Senvion über Overdick übergeben.

HydroDyn

Das HydroDyn-Modul erzeugt Wellenlasten auf die im Wasser befindliche Struktur. Dafür stehen entweder eine lineare Strip-Theorie (nach MORISON) oder die WAMIT-Theorie zur Verfügung. Während letztere eher für größere Plattformen Anwendung findet, ist die Strip-Theorie Stand der Forschung für die Berechnung von Wellenlasten bei Tragstrukturen mit „schlanken“ Rohren (Durchmesser sehr viel kleiner als Länge). Die Wellenkinematiken können anhand verschiedener Spektren, z.B. von PIERSON-MOSKOWITZ oder JONSWAP berechnet werden. Die Umwandlung vom Frequenzbereich in den Zeitbereich erfolgt dann durch einen integrierten, inversen FFT-Algorithmus.

SubDyn

Das Modul SubDyn besteht aus zwei wesentlichen Teilen. Der erste Teil berechnet die Trägheits- und Steifigkeitsverteilung der aufgelösten Tragstruktur anhand einer linearen Finite Elemente Methode mit TIMOSHENKO-Balkenelementen. Diese Darstellung mit in der Regel sehr vielen Freiheitsgraden ist allerdings nicht geeignet für eine Einbindung in FAST, da dies in einer massiven Erhöhung der Simulationszeiten resultieren würde. Daher erfolgt eine Reduktion der Systemmatrizen nach CRAIG-BAMPTON (2000), wobei die Anzahl der Freiheitsgrade der Tragstruktur auf ca. 8-12 reduziert werden kann, ohne zu Beeinträchtigungen in der Qualität der Ergebnisse zu führen.

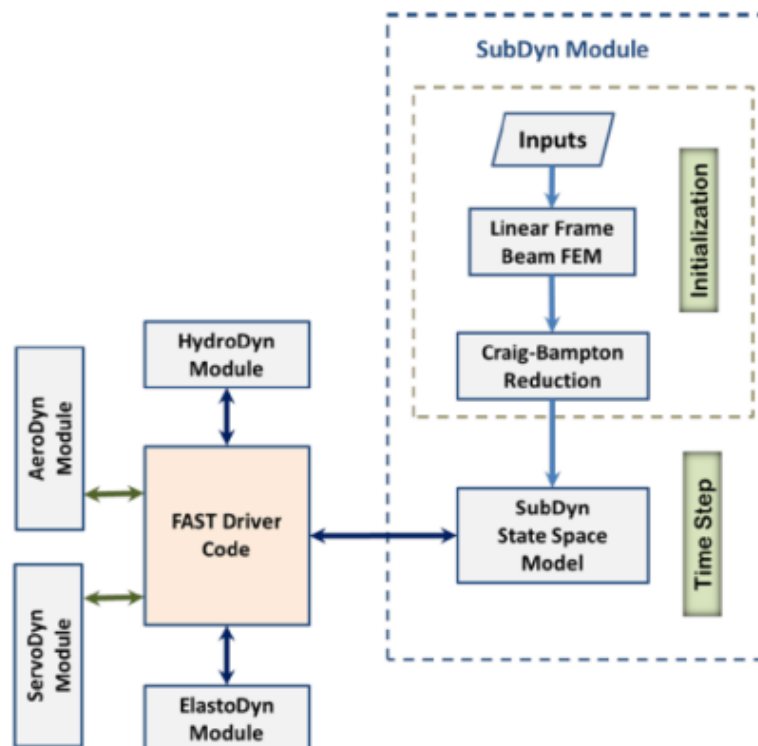


Abbildung 5-6: Untergliederung der Module innerhalb von SubDyn

Während der Projektlaufzeit wurde der Programmcode von SubDyn am ISD um die Integration einer Boden-Bauwerk-Interaktion in Form der generalisierten Systemmatrizen $[K]$ und $[M]$ erweitert. In seiner Grundfunktionalität ist in FAST nur eine Einspannung der Tragstruktur realisiert, die Boden-Bauwerk-Interaktion wird hierbei also vernachlässigt.

Erweiterung von SubDyn um die Boden-Bauwerk-Interaktion

In der ursprünglichen Version von SubDyn, die vom NREL zur Verfügung gestellt wird, wird die Singularität des Systems Tragstruktur dadurch vermieden, dass sämtliche Reaktionsfreiheitsgrade aus den Systemmatrizen entfernt werden (DIRICHLET-Randbedingungen). Um den Einfluss der Boden-Bauwerk-Interaktion untersuchen zu können, wurde die Singularität durch eine Addition von Matrizen der Boden-Bauwerk-Interaktion an den untersten Knoten der Tragstruktur vermieden. Dadurch war allerdings auch eine Anpassung der Implementierung der CRAIG-BAMPTON-Methode nötig geworden. Eine genauere Erklärung der zugrunde liegenden Theorie wird in einer bald erscheinenden, wissenschaftlichen Veröffentlichung beschrieben.

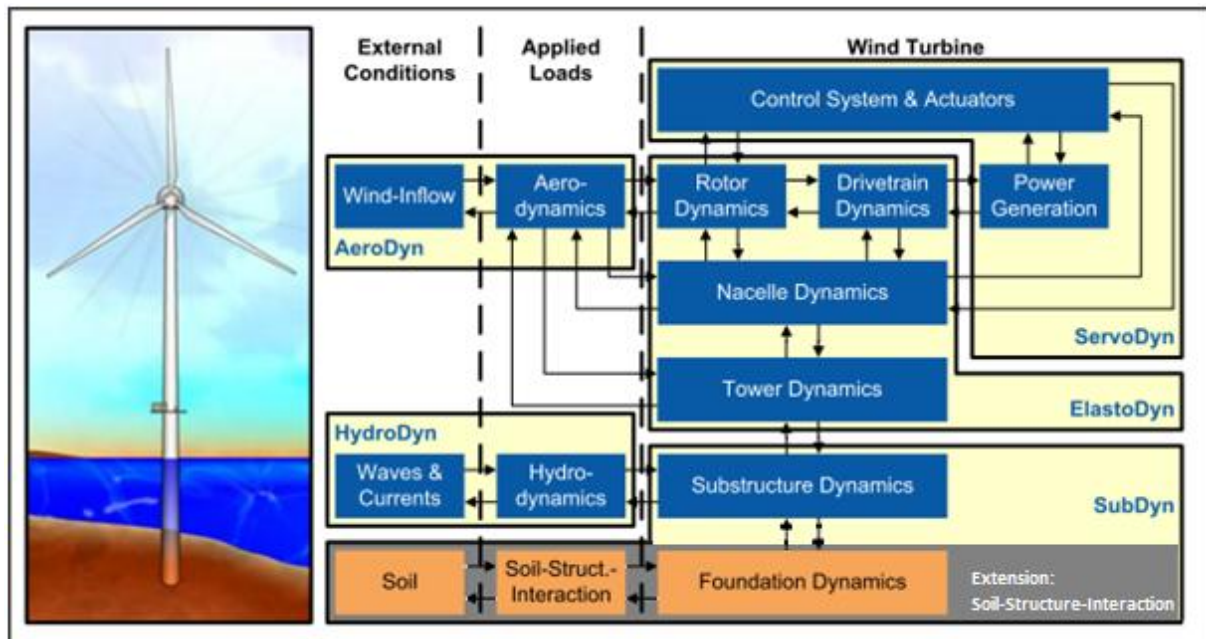


Abbildung 5-7: Erweitertes FAST-Programmschema mit der Boden-Bauwerk-Interaktion innerhalb des Moduls SubDyn

5.3 Transiente Analyse mit Einspannung

Zunächst wird in FAST eine transiente Simulation der Gesamtanlage unter einem repräsentativen Betriebslastfall durchgeführt, bei dem die Tragstruktur auf Höhe des Meeresbodens eingespannt wird. Dabei sollen für die Reaktionskräfte (Axialkraft F_V , Horizontalkräfte F_{Hx} und F_{Hy} , Torsionsmoment M_T und Biegemomente M_x und M_y) die Grenzen ermittelt werden, innerhalb derer die Reaktionskräfte über die Zeit auftreten. Diese Grenzwerte werden unter Abschnitt 5.4 dafür verwendet, um den Bereich der nichtlinearen Last-Verformungs-Kurven zu bestimmen, für den eine Linearisierung erfolgt. Abbildung 5-8 zeigt die Ergebnisse der transienten Simulation über einen Zeitraum von 30 s für die Reaktionskräfte der Eckstiele auf Höhe Meeresgrund. Aus Gründen der Plausibilität werden außerdem die jeweiligen Mittelwerte (Summe der Reaktionskräfte) berechnet.

Der gewählte Betriebslastfall setzt sich aus einer hydrodynamischen und einer aerodynamischen Beanspruchung sowie der dadurch angeregten Rotation des Rotors zusammen. Für die Simulation des Betriebes werden die Entwurfparameter für Wind, Seegang und Gondel-Rotor-Einheit (Rotor Nacelle Assembly, RNA) angesetzt, die von Senvion an Overdick und die LUH übergeben wurden. Diese orientieren sich an einer Turbine der 6 MW-Klasse (6,15 MW) sowie an der generischen NREL-Turbine mit 5 MW. Nähere Informationen hierzu finden sich im Bericht des Projektpartners Overdick.

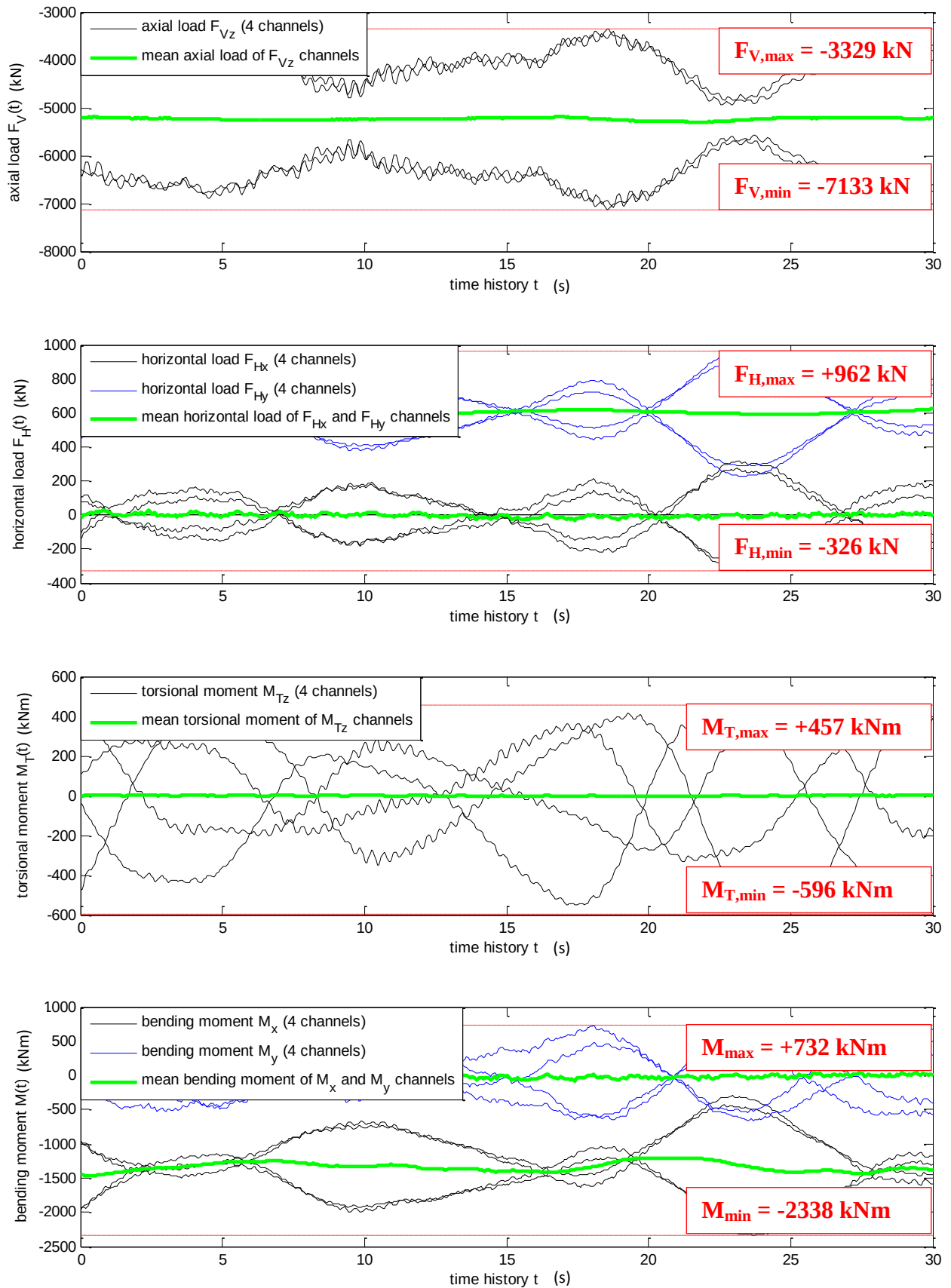


Abbildung 5-8: Reaktionskräfte der transienten Simulation in FAST (30 s Zeitschrieb) an den unteren 4 Eckstielknoten (auf Höhe Meeresgrund / Oberkante Bucket)

5.4 Boden-Bauwerk-Interaktion des Suction Buckets

Empirische und semi-analytische Ansätze für die Boden-Bauwerk-Interaktion infolge kombinierter Beanspruchungen von Offshore-Fundamenten wurden seit den frühen 80er-Jahren überwiegend für die Öl- und Gas-Industrie Nordamerikas entwickelt – bedeutende Beiträge wurden hierzu durch BELL (1991) und NGO-TRAN (1996) veröffentlicht. Einfache Ersatzsysteme für Flach- und Tiefgründungen entkoppelter und gekoppelter Feder-Dämpfer-Massen-Modelle wurden durch WOLF (1994), (1995) entwickelt.

Für die konkrete Anwendung auf Suction Bucket-Fundamente mit starrem Deckel und elastischem Mantel haben DOHERTY und DEEKS (2003) bzw. DOHERTY, HOULSBY und DEEKS (2005) Ansätze für die Berechnung der Boden-Bauwerk-Interaktion aufgestellt. In Abhängigkeit vom Radius des Suction Buckets R sowie vom Schubmodul G_R in einer Tiefe von R ergibt sich die in Gleichung 5–1 dargestellte gekoppelte Steifigkeitsmatrix.

$$\begin{bmatrix} V/G_R R^2 \\ H_2/G_R R^2 \\ H_3/G_R R^2 \\ T/G_R R^3 \\ M_2/G_R R^3 \\ M_3/G_R R^3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_V & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_H & 0 & 0 & 0 & -K_C \\ 0 & 0 & K_H & 0 & K_C & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_T & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_C & 0 & K_M & 0 \\ 0 & -K_C & 0 & 0 & 0 & K_M \end{bmatrix} \begin{bmatrix} w/R \\ u_2/R \\ u_3/R \\ \omega \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{bmatrix} \quad \text{(Gleichung 5–1)}$$

mit V, H_2, H_3 : Vertikalkraft sowie Horizontalkräfte in zwei Achsrichtungen
 T, M_2, M_3 : Torsionsmoment um Vertikalachse und Biegemomente um beide Horizontalachsen
 w, u_2, u_3 : Verschiebungen vertikal und horizontal (zwei Achsrichtungen)
 $\omega, \theta_2, \theta_3$: Verdrehungen um Vertikalachse und um beide Horizontalachsen

Die Boden-Bauwerk-Interaktion des Suction Buckets wird im Rahmen des Projektes bezüglich ihrer gekoppelten Steifigkeit untersucht und mit der entkoppelten Steifigkeit sowie mit einer Bodeneinspannung verglichen. Die Umsetzung konzentriert sich auf die Ermittlung einer gekoppelten statischen Steifigkeitsmatrix, die anhand von Last-Verformungs-Kurven, basierend auf detaillierten numerischen Berechnungen am IGtH, assembliert wird.

Weitere Einflüsse auf die Boden-Bauwerk-Interaktion wie die dynamische Steifigkeit, die Trägheitswirkung des Fundaments sowie die Abstrahldämpfung des Bodens werden vernachlässigt. Für eine realistische Ermittlung dieser Parameter ist eine Validierung des Modells mit Messdaten einer realen Struktur oder eines großmaßstäblichen Versuchs erforderlich.

In den innerhalb des Projektes aufgebauten Simulationsmodellen wird eine allgemeine viskose (geschwindigkeitsproportionale) Dämpfung von 1,0 % angenommen. Eine Unterscheidung hinsichtlich der Art der Dämpfung (resultierend aus Aerodynamik, Hydrodynamik, Material oder Abstrahldämpfung des Bodens) lässt sich allein anhand der numerischen Modelle nicht treffen.

Grundlage für die Ermittlung der Steifigkeitsmatrix der Boden-Bauwerk-Interaktion in diesem Kapitel ist die Simulation eines detaillierten numerisches Modells, das am IGtH (Institut für Geotechnik der LUH), erstellt und berechnet wird. Dieses bildet ein einzelnes Suction Bucket mit den Abmessungen ($\varnothing = 9 \text{ m} / D = 8 \text{ m} / t_{\text{Mantel}} = 30 \text{ mm} / t_{\text{Deckel}} = 100 \text{ mm}$) sowie das

umgebende Medium (Sandboden mit Wichte $\gamma = 9,76 \text{ kN/m}^3$ und Querdehnzahl $\nu = 0,25$) ab und berücksichtigt das nichtlineare Materialverhalten (Drucker-Prager-Modell) des Bodens als auch die Reibung und das Kontaktverhalten mit dem Bucket (Kontakt für Druck- und Schubbeanspruchung). Abbildung 5-9 zeigt dieses numerische Modell.

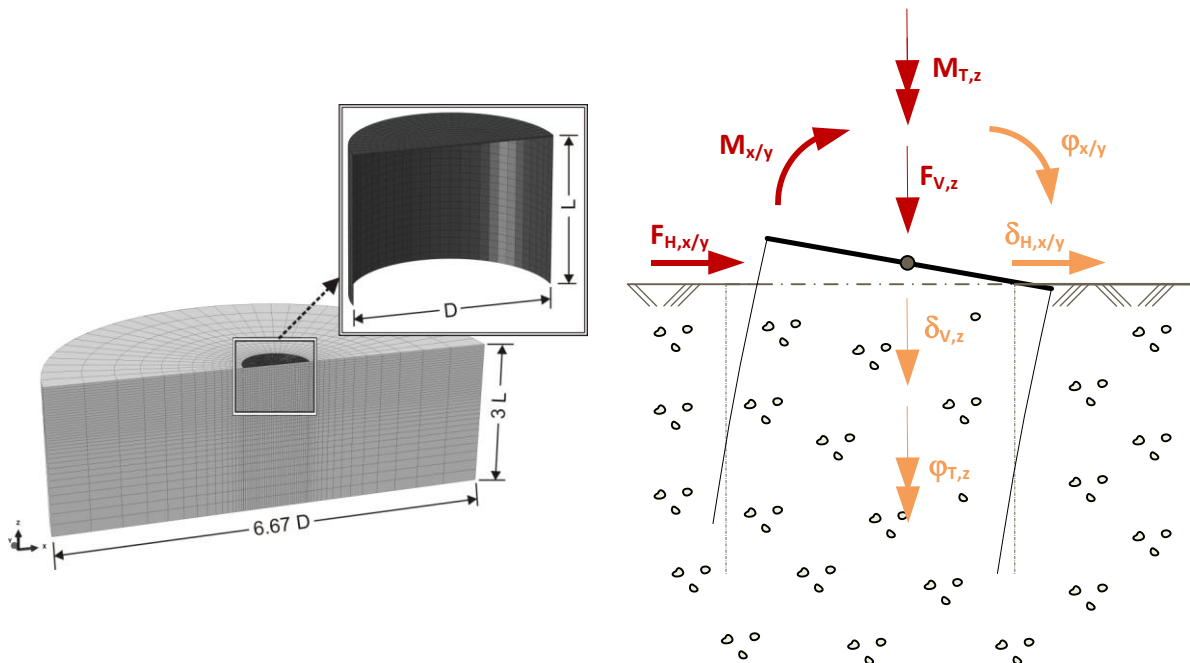


Abbildung 5-9: links: numerisches Modell des eingebetteten Suction Bucket (IGtH) als Grundlage für die Ermittlung der Steifigkeitsmatrix, rechts: schematische Darstellung der einwirkenden Lastgrößen und der entsprechenden Deformationsgrößen

Für die Simulation des numerischen Modells werden Lastfälle definiert, mit denen sich die Steifigkeitskoeffizienten über die Last-Verformungs-Kurven ableiten lassen. Eine Übersicht der Lastfälle gibt Tabelle 5-2.

Die jeweiligen Ergebnisse werden in der Mitte des Bucket-Deckels auf Höhe des Meeresgrunds ausgewertet – das komplexere Verhalten der Boden-Bauwerk-Interaktion wird also auf einen Knoten reduziert.

Es wird das wie folgt beschriebene Vorgehen gewählt, um die nichtlinearen Last-Verformungs-Kurven zu linearisieren und damit die skalaren Steifigkeitskoeffizienten der Matrix zu bestimmen. Die Modalanalyse erfordert schon von ihrer Definition her eine Linearisierung der Last-Verformungs-Kurven (Modalanalyse = lineare Berechnung). Bei der transienten Analyse zwingt die gangbare Simulationszeit dazu, das konstante Steifigkeitsmatrizen angewandt werden – anderenfalls müssten zu jedem Zeitschritt basierend auf dem vorhergehenden Zeitschritt die Systemmatrizen neu aufgestellt und mittels des CRAIG-BAMPTON-Verfahrens reduziert werden.

In der Auswertung der Last-Verformungs-Kurven und der Bestimmung der Steifigkeitskoeffizienten zeigt sich, dass die Steifigkeitsmatrix unsymmetrisch bezüglich der Hauptdiagonalen ist. Dies ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, dass durch das

Einbringen in den Meeresboden ein Vorspannungszustand bewirkt wird (Lastschritt 1 in Tabelle 5-2) – anderenfalls würden die gekoppelten Steifigkeitskoeffizienten k_{26} und k_{35} denen von k_{53} und k_{62} entsprechen (siehe Gleichung 5–1 und Gleichung 5–2).

Des Weiteren zeigen die Ergebnisse der numerischen Simulation, dass infolge einer Horizontallast oder eines Biegemoments eine vertikale Verschiebung des Buckets resultiert, vergleiche Abbildung 5-10. Dadurch ergeben sich die Steifigkeitskoeffizienten k_{21} und k_{31} infolge der Horizontallast und die Steifigkeitskoeffizienten k_{51} und k_{61} infolge des Biegemoments.

Es fällt zudem auf, dass bei Horizontallasten bis etwa 5 MN und bei Biegemomenten bis etwa 25 MNm die Steigung der Last-Verformungs-Kurve (welche der Steifigkeit k_{21} und k_{31} bzw. k_{51} und k_{61} entspricht) negativ ist. Dies lässt sich dahingehend deuten, dass sich infolge dieser Beanspruchungen das Suction Bucket geringfügig aus dem Boden herauszieht (vertikale Verschiebung nach oben). Ob die Ursache hierfür einen real-physikalischen Hintergrund hat (infolge der Boden-Bauwerk-Interaktion), kann im Rahmen des Projektes nicht abschließend geklärt werden – mit Hilfe von Messergebnissen an realen Offshore-Tragstrukturen oder großmaßstäblichen Teststrukturen sollten sich diese Vermutungen validieren lassen. Eine weitere denkbare Erklärung liegt im numerischen Simulationsmodell des Suction Buckets – möglicherweise müssen die Horizontalkraft beziehungsweise das Biegemoment erst einen gewissen Schwellwert erreicht haben, bevor der Kontaktalgorithmus zwischen Suction Bucket und Sandboden aktiv wird. Dies ist in Abstimmung mit dem IGtH noch zu erörtern.

Tabelle 5-2: Gewählte Lastfälle zur Bestimmung der Last-Verformungs-Kurven

Lastfall	Lastschritt 1	Lastschritt 2	Lastschritt 3
LF 1	Installation (Eigengewicht)	Druckkraft N (inkrementelle Erhöhung)	-
LF 2	Installation (Eigengewicht)	Zugkraft N (inkrementelle Erhöhung)	-
LF 3	Installation (Eigengewicht)	Druck N + H-Last (1/8 x Druck)	-
LF 4	Installation (Eigengewicht)	Zug N + H-Last (1/8 x Zug)	-
LF 5	Installation (Eigengewicht)	Druck N (Anstieg bis 2,5 MN, anschließend konstant)	H-Last (Hebelarm = 0 m, kein Biegemoment)
LF 6	Installation (Eigengewicht)	Druck N (Anstieg bis 2,5 MN, anschließend konstant)	H-Last (Hebelarm = 5 m, Biegemoment $M \propto H$)
LF 7	Installation (Eigengewicht)	Druck N (Anstieg bis 2,5 MN, anschließend konstant)	Biegemoment M (inkrementelle Erhöhung, keine H-Last)

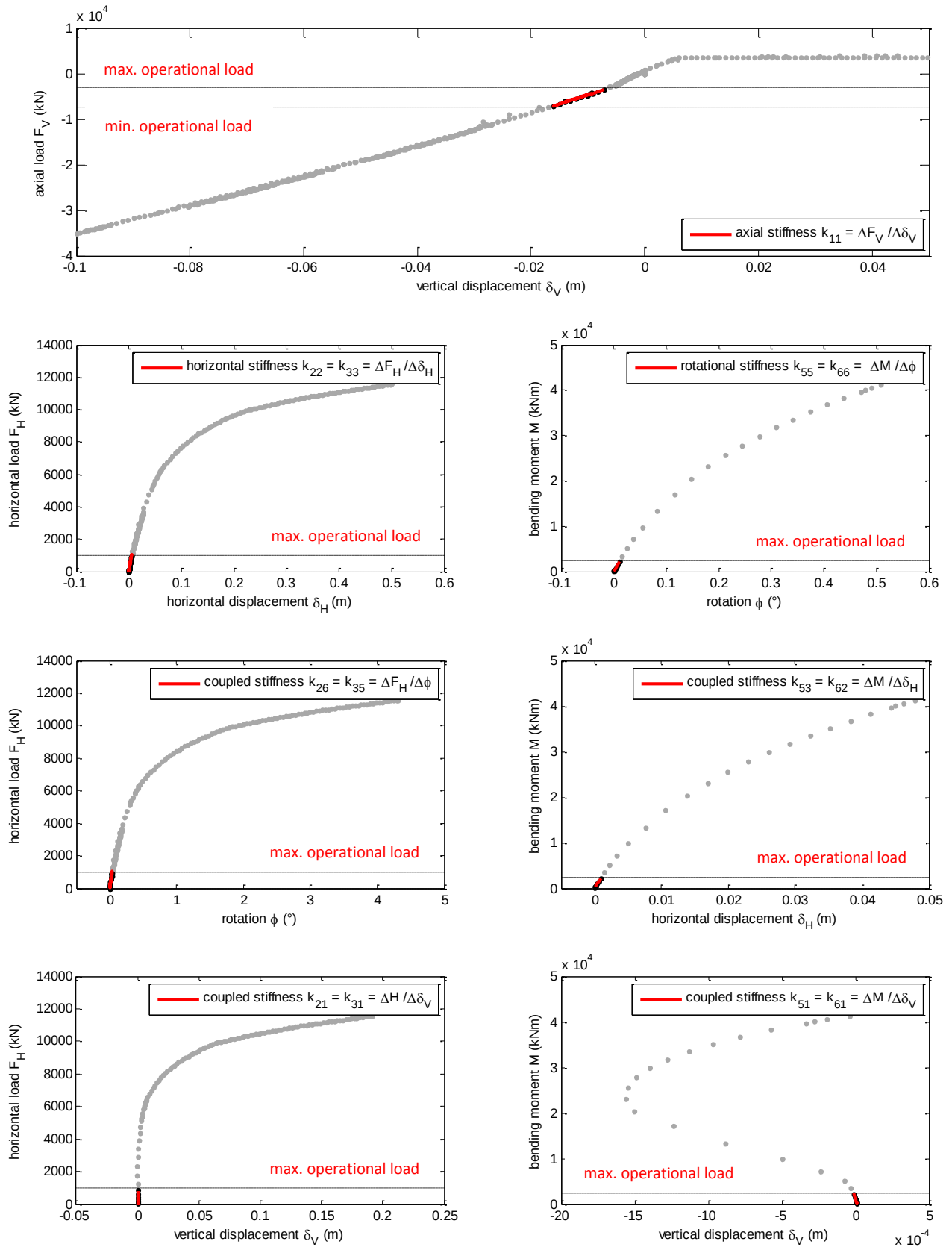


Abbildung 5-10: Last-Verformungs-Kurven der Steifigkeitskoeffizienten, Eingrenzung des relevanten Bereichs für den zuvor definierten Betriebslastfall (min. bzw. max. „operational load“) sowie Linearisierung innerhalb dieses Bereichs (rote Gerade)

Mit Hilfe der Ergebnisse aus der transienten Simulation unter Abschnitt 5.3 in Form von Reaktionskräften auf Höhe Meeresgrund kann für jede Last-Verformungs-Kurve der Bereich eingegrenzt werden, der für den gewählten Lastfall relevant ist. Es zeigt sich, dass innerhalb der ermittelten Bandbreiten jeweils ein näherungsweise linearer Zusammenhang zwischen Last und Verformung vorliegt. Die Steigung der Ausgleichsgeraden $k_{ij} = \Delta F / \Delta \delta$ entspricht dem skalaren Wert des jeweiligen Steifigkeitskoeffizienten, vergleiche Abbildung 5-10. Da für eine Torsionsbeanspruchung kein Lastfall aufgestellt und ausgewertet wurde, wird der entsprechende Steifigkeitswert für k_{44} gewählt. Assembliert bilden die Koeffizienten die nachfolgende gekoppelte Steifigkeitsmatrix:

$$\hat{K} = \begin{bmatrix} k_{11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ k_{21} & k_{22} & 0 & 0 & 0 & -k_{26} \\ k_{31} & 0 & k_{33} & 0 & k_{35} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{44} & 0 & 0 \\ k_{51} & 0 & k_{53} & 0 & k_{55} & 0 \\ k_{61} & -k_{62} & 0 & 0 & 0 & k_{66} \end{bmatrix} \quad (\text{Gleichung 5-2})$$

Die Werte für die Steifigkeitskoeffizienten ergeben sich in der Auswertung wie folgt:

- **$k_{11} = 3,975\text{E}+05 \text{ kN/m}$**
axiale Steifigkeit (Vertikalverschiebung infolge Vertikalkraft)
- **$k_{22} = k_{33} = 1,877\text{E}+05 \text{ kN/m}$**
laterale Steifigkeit (Horizontalverschiebung infolge Horizontalkraft)
- **$k_{44} = 6,981\text{E}+05 \text{ kNm/deg}$ ($4,000\text{E}+07 \text{ kNm/rad} \gg$ gewählt, nicht berechnet)**
Torsionssteifigkeit (Rotation infolge Torsionsmoment)
- **$k_{55}, k_{66} = 2,126\text{E}+05 \text{ kNm/deg}$ ($1,218\text{E}+07 \text{ kNm/rad}$)**
Biegesteifigkeit (Rotation infolge Biegemoment)
- **$k_{26}, k_{35} = 2,826\text{E}+04 \text{ kN/deg}$ ($1,619\text{E}+06 \text{ kN/rad}$)**
gekoppelte Steifigkeit (Rotation infolge Horizontalkraft)
- **$k_{53}, k_{62} = 2,418\text{E}+06 \text{ kNm/m}$**
gekoppelte Steifigkeit (Horizontalverschiebung infolge Biegemoment)
- **$k_{21}, k_{31} = -4,827\text{E}+07 \text{ kN/m}$**
gekoppelte Steifigkeit (Vertikalverschiebung infolge Horizontalkraft)
- **$k_{51}, k_{61} = -9,017\text{E}+07 \text{ kNm/m}$**
gekoppelte Steifigkeit (Vertikalverschiebung infolge Biegemoment)

Die Steifigkeitsmatrix der Boden-Bauwerk-Interaktion (Index: BBI) geht gemäß der Analogie eines zusätzlichen Feder-Elementes in folgender Anordnung in die Gesamtsteifigkeitsmatrix der Tragstruktur ein:

$$K_{BBI} = \begin{bmatrix} \hat{K} & -\hat{K} \\ -\hat{K} & \hat{K} \end{bmatrix} \quad (\text{Gleichung 5-3})$$

5.5 Modalanalyse

Um den Einfluss der Boden-Bauwerk-Interaktion (BBI) auf das gesamtdynamische Verhalten der Offshore-Windenergieanlage beurteilen zu können, werden mit Hilfe der Modalanalyse die Eigenfrequenzen für unterschiedliche Modellzustände berechnet und miteinander verglichen. Die Änderungen der Eigenfrequenzen ΔEF gegenüber dem Referenzzustand werden prozentual dargestellt.

$$\Delta EF(i, j) = \frac{EF_i - EF_j}{EF_j} 100 (\%) \quad \text{(Gleichung 5-4)}$$

Als zusätzliches Hilfsmittel dient der Vergleich der Eigenformen (Eigenmoden) mittels Berechnung der MAC-Werte (MAC = Modal Assurance Criterion) um sicherzustellen, dass die jeweils einander entsprechenden Eigenformen und ihre zugehörigen Eigenfrequenzen miteinander verglichen werden (minimale Ähnlichkeit = 0, maximale Ähnlichkeit = 1), da sich die Reihenfolge bei unterschiedlichen Modellzuständen ändern kann.

$$\text{MAC}(i, j) = \frac{|\Phi_i^T \Phi_j|^2}{\Phi_i^T \Phi_i \cdot \Phi_j^T \Phi_j} \quad \text{(Gleichung 5-5)}$$

Auf das Referenzmodell (0) bezug nehmend werden die Eigenfrequenzen und Eigenformen drei weiterer Modellzustände (1), (2) und (3) berechnet und mit dem Referenzmodell verglichen (vergleiche Abschnitt 5.2).

- | | | |
|--------------------|----------------------------|------------------------------|
| - Ref.-Modell (0): | elast. Rotorblätter (ERB), | gekoppelte BBI (MATRIX27) |
| - Modell (1): | starre Rotorblätter (SRB), | gekoppelte BBI (MATRIX27) |
| - Modell (2): | elast. Rotorblätter (ERB), | entkoppelte BBI (COMBIN14) |
| - Modell (3): | elast. Rotorblätter (ERB), | keine BBI (Bodeneinspannung) |

Für die Vergleiche der Eigenformen werden die Ausgangsgrößen an 42 Positionen an Jacket, Transition Piece, Turm, Gondel und Nabe in x- und y-Richtung betrachtet und für den Vergleich der Modelle mit elastischen Rotorblättern zusätzlich an 6 Positionen auf halber Länge der Rotorblätter sowie an der Blattspitze in x-, y- und z-Richtung.

- | | |
|-------------------|---------------------------|
| - I. Vergleich: | Modell (1) mit Modell (0) |
| - II. Vergleich: | Modell (2) mit Modell (0) |
| - III. Vergleich: | Modell (3) mit Modell (0) |

Abschließend wird unabhängig von den vorhergehenden Vergleichen der Installationszustand der Tragstruktur (ohne Turm und Turbine) im Modell (4) betrachtet. Hier wird die Boden-Bauwerk-Interaktion ebenso über das MATRIX27-Element abgebildet.

- | | |
|---------------|---|
| - Modell (4): | Jacket ohne Turbine + Turm, gekoppelte BBI (MATRIX27) |
|---------------|---|

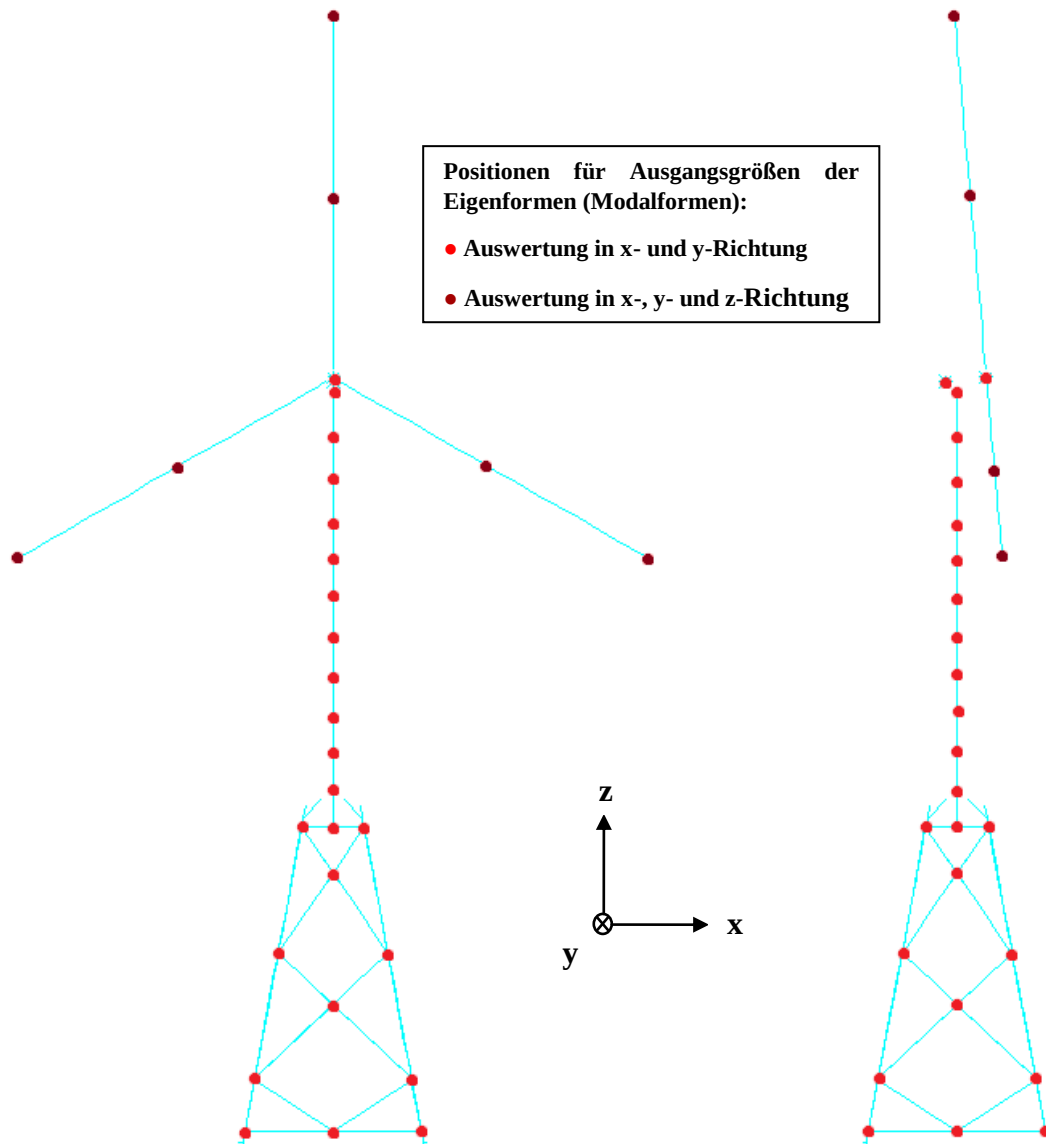


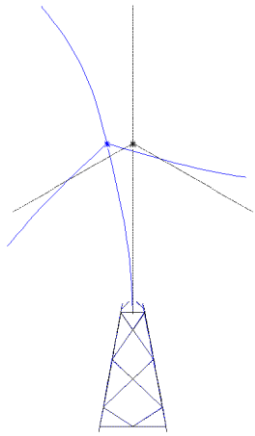
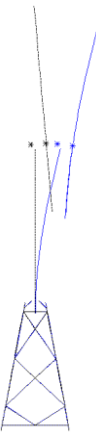
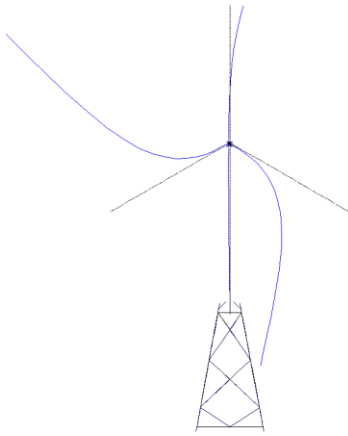
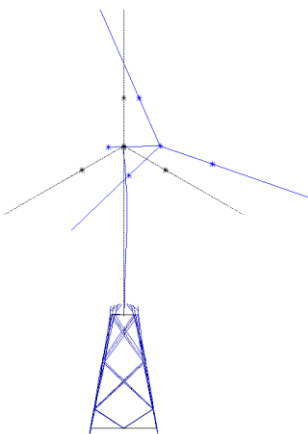
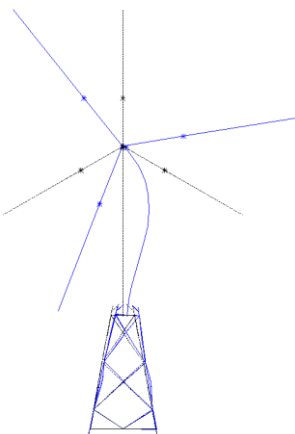
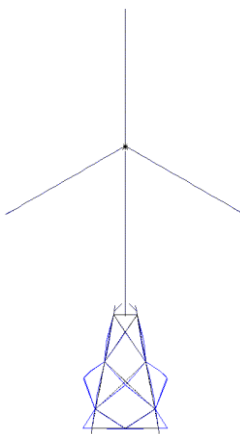
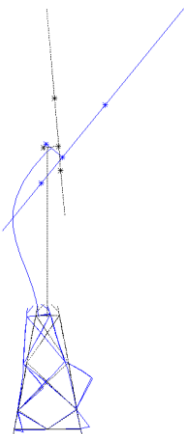
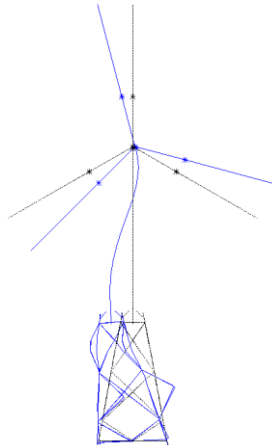
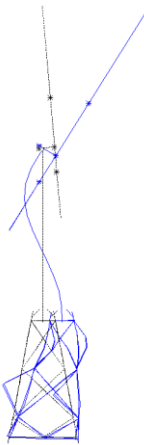
Abbildung 5-11: Positionen der Ausgangsgrößen (rot: Positionen der Ausgangsgrößen in x- und y-Richtung, braun: zusätzliche Positionen bei Vergleich von Modellen mit elastischen Rotorblättern in x-, y- und z-Richtung)

In Tabelle 5-3 werden charakteristische Eigenformen und deren zugehörige Eigenfrequenzen des Referenzmodells (0) mit elastisch modellierten Rotorblättern (ERB) und gekoppelter Boden-Bauwerk-Interaktion dargestellt.

Die erste globale Torsionseigenform kann beim Referenzmodell nicht eindeutig identifiziert werden, so dass hier die Torsionseigenform des Modells (1) mit starr modellierten Rotorblättern (SRB) abgebildet wird.

Da beim Referenzmodell (0) sehr viele lokale Eigenformen der Rotorblätter auftreten, wird der Bereich der Eigenfrequenzen bis zur dritten globalen Biegeeigenform nicht betrachtet – auch hier sind nachfolgend die Ergebnisse des Modells (1) mit starren Rotorblättern dargestellt.

Tabelle 5-3: Ausgewählte Eigenformen und Eigenfrequenzen am Referenzmodell (0)

 Erste globale Biegeeigenform („Rollen“) – 0,2896 Hz	 Erste globale Biegeeigenform („Nicken“) – 0,2930 Hz	 Lokale Biegeeigenformen am Rotorblatt – ab 0,5878 Hz
 Erste globale Torsionseigenform 1,5194 Hz *	 Zweite globale Biegeeigenform („Rollen“) – 1,6700 Hz	 Lokale Biegeeigenformen am Jacket – ab 1,9802 Hz
 Zweite globale Biegeeigenform („Nicken“) – 2,1805 Hz	 Dritte globale Biegeeigenform („Rollen“) – 3,2330 Hz *	 Dritte globale Biegeeigenform („Nicken“) – 3,4954 Hz *

* Eigenfrequenzen und Eigenformen am Modell (1) mit starren Rotorblättern

I. Vergleich: Starre Rotorblätter (SRB) mit elastisch modellierten Rotorblättern (ERB)

Der Vergleich des Strukturmodells mit starren Rotorblättern (1) mit der Referenzstruktur mit elastischen Rotorblättern (0) zeigt eine recht hohe Übereinstimmung für die ersten globalen Biegeformen in Roll- und Nick-Richtung: $\Delta EF = -0,345\%$ bzw. $+0,696\%$, $MAC = 1,00$ bzw. $0,96$. Es ist nachzuvollziehen, dass die lokalen Eigenformen der Rotorblätter ab $0,5878$ Hz nur beim Modell mit elastischen Blättern vorkommen. Die Torsionseigenform des Modells (1) lässt sich beim Referenzmodell nicht identifizieren. Die zweiten globalen Biegeformen zeigen folgende Übereinstimmung: $\Delta EF = +3,246\%$ bzw. $-0,443\%$, $MAC = 1,00$ bzw. $0,94$. Verschiedene lokale Eigenformen des Jackets lassen sich miteinander abgleichen, siehe Abbildung 5-12 und Tabelle 5-4.

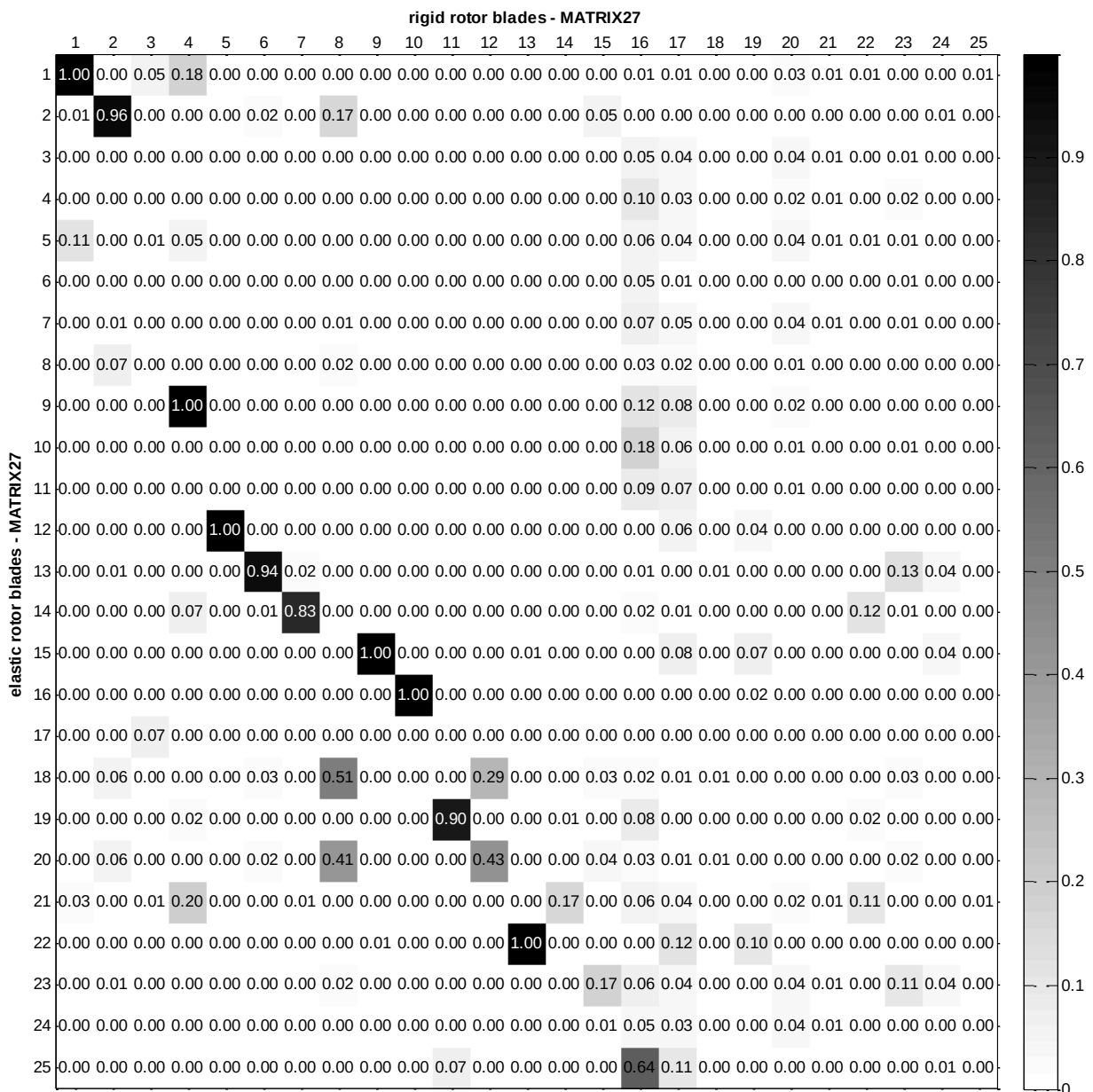


Abbildung 5-12: MAC-Matrix für den Vergleich der Eigenformen des Modells mit starren Rotorblättern (1) mit der Referenzstruktur mit elastisch modellierten Rotorblättern (0)

Tabelle 5-4: Vergleich der Eigenfrequenzen und der Eigenformen am Modell mit starren Rotorblättern (1) gegenüber der Referenzstruktur mit elastisch modellierten Rotorblättern (0)

Beschreibung / Charakterisierung	Referenzmodell (0)		Modell mit starren Rotorblättern (1)		Abweichung ΔEF (%)	Ähnlichkeit der Biegeform (MAC)
	EF-Nr.	EF (Hz)	EF-Nr.	EF (Hz)		
1. glob. Biegeeigenform ("Rollen")	1. EF	0,2896	1. EF	0,2886	-0,345%	1,00
1. glob. Biegeeigenform ("Nicken")	2. EF	0,2930	2. EF	0,2950	0,696%	0,96
lok. Biegeeigenformen der Rotorblätter	3. EF	0,5878	-	-	-	-
	4. EF	0,5943	-	-	-	-
	5. EF	0,6079	-	-	-	-
	6. EF	0,8234	-	-	-	-
	7. EF	0,9445	-	-	-	-
	8. EF	1,0033	-	-	-	-
2. glob. Biegeeigenform ("Rollen")	9. EF	1,6700	4. EF	1,7242	3,246%	1,00
lok. Biegeeigenformen der Rotorblätter	10. EF	1,7562	-	-	-	-
lok. Biegeeigenform im Jacket	11. EF	1,7669	-	-	-	-
2. glob. Biegeeigenform ("Nicken")	12. EF	1,9802	5. EF	1,9802	0,000%	1,00
	13. EF	2,1805	6. EF	2,1709	-0,443%	0,94
lok. Biegeeigenform im Jacket	14. EF	2,1808	7. EF	2,1931	0,564%	0,83
	15. EF	2,4493	9. EF	2,4493	-0,001%	1,00
	16. EF	2,4614	10. EF	2,4614	-0,001%	1,00
	17. EF	2,4640	-	-	-	-
lok. Biegeeigenform der Rotorblätter	18. EF	2,6367	-	-	-	-
lok. Biegeeigenform im Jacket	19. EF	2,6409	11. EF	2,6432	0,086%	0,90
Jacket lok. + 2. glob. Biegeeigenform	20. EF	2,6695	-	-	-	-
lok. Biegeeigenform der Rotorblätter	21. EF	2,7629	-	-	-	-
lok. Biegeeigenform im Jacket	22. EF	2,8860	13. EF	2,8860	-0,001%	1,00
lok. Biegeeigenform der Rotorblätter	23. EF	3,4018	-	-	-	-
lok. Biegeeigenform im Jacket	24. EF	3,5788	-	-	-	-
lok. Biegeeigenform im Jacket	25. EF	3,6528	16. EF	3,6529	0,004%	0,64

II. Vergleich: Entkoppelte mit gekoppelter Boden-Bauwerk-Interaktion

Der Vergleich des Modells (2) mit entkoppelten Federelementen als Bodenbauwerk-Interaktion (Vernachlässigung der Koppelterme in der Steifigkeitsmatrix) mit der Referenzstruktur mit gekoppelter Boden-Bauwerk-Interaktion (0) zeigt eine etwas schlechtere Übereinstimmung für die ersten globalen Biegeformen in Roll- und Nick-Richtung als beim vorhergehenden Vergleich: $\Delta EF = -3,898\%$ bzw. $-4,041\%$, $MAC = 0,86$ bzw. $0,97$. Bis zur 8. Eigenfrequenz zeigt sich eine Übereinstimmung in der Reihenfolge der Eigenformen. Die 11. Eigenform am Modell (2) entspricht der 9. Eigenform am Referenzmodell: zweite globale Biegeform in Rollrichtung, $\Delta EF = +3,150\%$, $MAC = 0,61$ – die zweite globale Biegeform in Nickrichtung lässt sich nicht identifizieren. Weitere lokale Eigenformen des Jackets und der Rotorblätter lassen sich miteinander abgleichen, siehe Abbildung 5-13 und Tabelle 5-5.

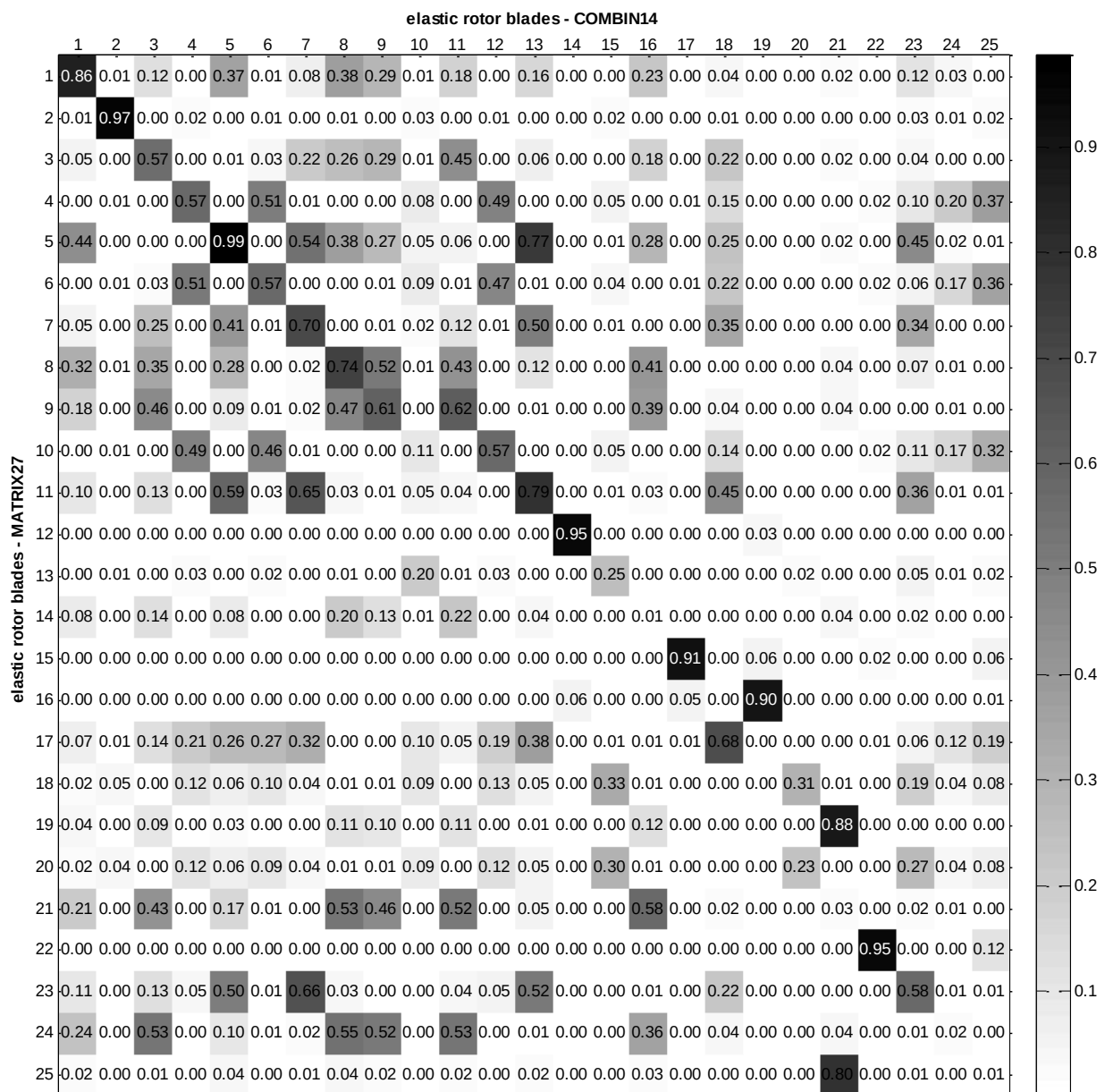


Abbildung 5-13: MAC-Matrix für den Vergleich der Eigenformen des Modells mit entkoppelter Boden-Bauwerk-Interaktion (2) mit der Referenzstruktur mit gekoppelter Boden-Bauwerk-Interaktion (0)

Tabelle 5-5: Vergleich der Eigenfrequenzen und der Eigenformen am Modell mit entkoppelten Federelementen (2) gegenüber der Referenzstruktur mit gekoppelter Boden-Bauwerk-Interaktion (0)

Beschreibung / Charakterisierung	Referenzmodell (0)		Modell mit COMBIN14 (2)		Abweichung ΔEF (%)	Ähnlichkeit der Biegeform (MAC)
	EF-Nr.	EF (Hz)	EF-Nr.	EF (Hz)		
1. glob. Biegeeigenform ("Rollen") 1. glob. Biegeeigenform ("Nicken") lok. Biegeeigenformen der Rotorblätter	1. EF	0,2896	1. EF	0,2783	-3,898%	0,86
	2. EF	0,2930	2. EF	0,2812	-4,041%	0,97
	3. EF	0,5878	3. EF	0,5862	-0,269%	0,57
	4. EF	0,5943	4. EF	0,5942	-0,015%	0,57
	5. EF	0,6079	5. EF	0,6062	-0,281%	0,99
	6. EF	0,8234	6. EF	0,8224	-0,123%	0,57
	7. EF	0,9445	7. EF	0,9385	-0,642%	0,70
	8. EF	1,0033	8. EF	1,0009	-0,239%	0,74
2. glob. Biegeeigenform ("Rollen") lok. Biegeeigenformen der Rotorblätter	9. EF	1,6700	11. EF	1,7226	3,150%	0,61
	10. EF	1,7562	12. EF	1,7570	0,046%	0,57
	11. EF	1,7669	13. EF	1,7698	0,164%	0,79
	12. EF	1,9802	14. EF	2,0531	3,681%	0,95
2. glob. Biegeeigenform im Jacket	13. EF	2,1805	-	-	-	-
lok. Biegeeigenform im Jacket	14. EF	2,1808	-	-	-	-
	15. EF	2,4493	17. EF	2,4329	-0,670%	0,91
	16. EF	2,4614	19. EF	2,6210	6,484%	0,90
	17. EF	2,4640	18. EF	2,4466	-0,706%	0,68
lok. Biegeeigenform im Jacket	18. EF	2,6367	-	-	-	-
Jacket lok.	19. EF	2,6409	21. EF	2,6672	0,996%	0,88
+ 2. glob. Biegeeigenform	20. EF	2,6695	-	-	-	-
lok. Biegeeigenform der Rotorblätter	21. EF	2,7629	-	-	-	-
lok. Biegeeigenform im Jacket	22. EF	2,8860	22. EF	2,8616	-0,845%	0,95
lok. Biegeeigenform der Rotorblätter	23. EF	3,4018	23. EF	3,1631	-7,017%	0,58
lok. Biegeeigenform im Jacket	24. EF	3,5788	-	-	-	-
lok. Biegeeigenform im Jacket	25. EF	3,6528	21. EF	2,6672	-26,982%	0,80

III. Vergleich: Bodeneinspannung mit gekoppelter Boden-Bauwerk-Interaktion

Der Vergleich des Modells mit Einspannung am Meeresgrund (3) mit der Referenzstruktur mit gekoppelter Boden-Bauwerk-Interaktion (0) zeigt für die ersten globalen Biegeformen in Roll- und Nick-Richtung eine ähnliche Übereinstimmung der Eigenformen (MAC = 0,86 bzw. 0,97), aber eine bessere Übereinstimmung der Eigenfrequenzen: $\Delta EF = +0,449\%$ bzw. $+0,471\%$ als beim Vergleich entkoppelte / gekoppelte Steifigkeit. Die ersten 24 Eigenformen treten bis auf zwei Ausnahmen in der gleichen Reihenfolge auf: 16. und 17. bzw. die 21. und 22. Eigenform sind vertauscht (jeweils eine lokale Blattform und eine lokale Jacket-Form). Die zweiten globalen Biegeformen in Roll- und Nickrichtung sind identifizierbar: $\Delta EF = +0,180\%$ bzw. $+2,738\%$, MAC = 0,65 bzw. 0,91. Weitere lokale Eigenformen an Jacket und Rotorblättern lassen sich abgleichen, siehe Abbildung 5-14 und Tabelle 5-6.

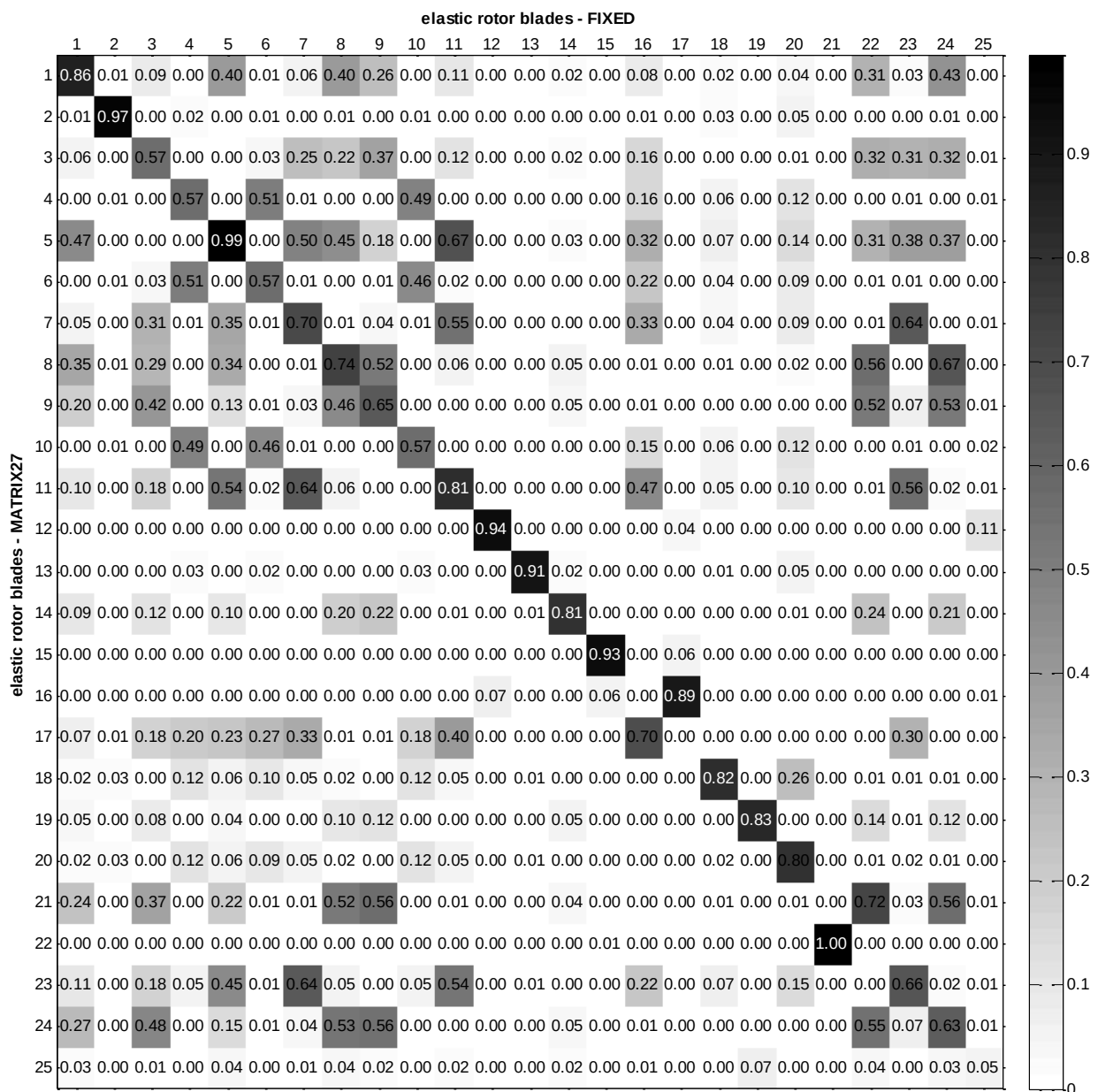


Abbildung 5-14: MAC-Matrix für den Vergleich der Eigenformen des Modells mit Einspannung am Meeresgrund (3) mit der Referenzstruktur mit Boden-Bauwerk-Interaktion (0)

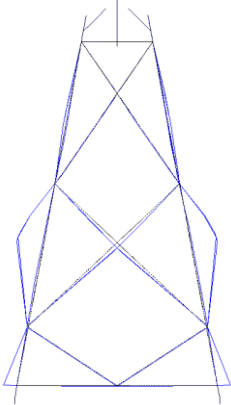
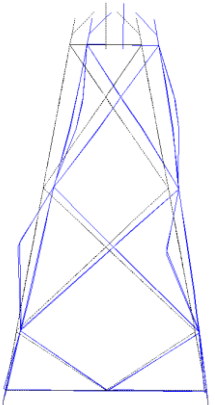
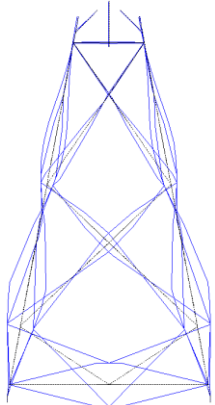
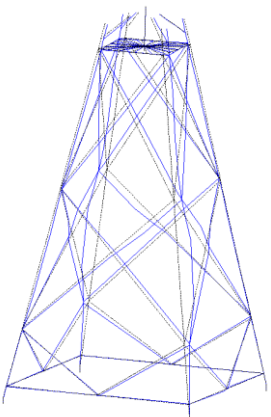
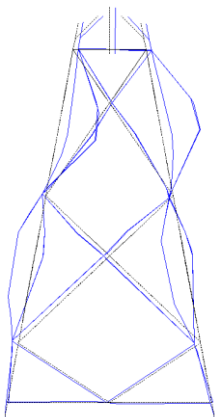
Tabelle 5-6: Vergleich der Eigenfrequenzen und der Eigenformen am Modell mit Einspannung am Meeresgrund (3) gegenüber der Referenzstruktur (0)

Beschreibung / Charakterisierung	Referenzmodell (0)		Modell mit Einspannung (3) EF-Nr.	Abweichung ΔEF (%)	Ähnlichkeit der Biegeform (MAC)
	EF-Nr.	EF (Hz)			
1. glob. Biegeeigenform ("Rollen")	1. EF	0,2896	1. EF	0,449%	0,86
1. glob. Biegeeigenform ("Nicken")	2. EF	0,2930	2. EF	0,471%	0,97
lok. Biegeeigenformen der Rotorblätter	3. EF	0,5878	3. EF	0,027%	0,57
	4. EF	0,5943	4. EF	0,002%	0,57
	5. EF	0,6079	5. EF	0,033%	0,99
	6. EF	0,8234	6. EF	0,012%	0,57
	7. EF	0,9445	7. EF	0,052%	0,70
2. glob. Biegeeigenform ("Rollen")	8. EF	1,0033	8. EF	0,030%	0,74
	9. EF	1,6700	9. EF	0,180%	0,65
	10. EF	1,7562	10. EF	0,011%	0,57
	11. EF	1,7669	11. EF	0,006%	0,81
	12. EF	1,9802	12. EF	4,090%	0,94
2. glob. Biegeeigenform im Jacket	13. EF	2,1805	13. EF	2,738%	0,91
lok. Biegeeigenform im Jacket	14. EF	2,1808	14. EF	2,760%	0,81
	15. EF	2,4493	15. EF	0,237%	0,93
	16. EF	2,4614	17. EF	7,935%	0,89
	17. EF	2,4640	16. EF	0,057%	0,70
lok. Biegeeigenform der Rotorblätter	18. EF	2,6367	18. EF	5,404%	0,82
	19. EF	2,6409	19. EF	5,320%	0,83
Jacket lok. + 2. glob. Biegeeigenform	20. EF	2,6695	20. EF	4,450%	0,80
lok. Biegeeigenform der Rotorblätter	21. EF	2,7629	22. EF	6,309%	0,72
lok. Biegeeigenform im Jacket	22. EF	2,8860	21. EF	0,638%	1,00
lok. Biegeeigenform	23. EF	3,4018	23. EF	3,375%	0,66
der Rotorblätter	24. EF	3,5788	24. EF	0,511%	0,63
lok. Biegeeigenform im Jacket	25. EF	3,6528	-	-	-

Installationszustand des Jackets – Modell (4)

Neben dem Betriebszustand wird auch der Installationszustand untersucht, nachdem das Jacket im Meeresgrund installiert wurde (vollständige Einbringung der Suction Buckets in den Nordseeboden), aber noch bevor Turm und Windturbine aufgesetzt worden sind. Es wird ebenso wie beim Referenzmodell (0) von einer gekoppelten Boden-Bauwerk-Interaktion (MATRIX27) ausgegangen.

Tabelle 5-7: Ausgewählte Eigenformen und Eigenfrequenzen für das installierte Jacket

 Erste lokale Eigenform der unt. + mittl. Querstreben 1,9802 Hz (1. EF)	 Erste globale Biegeeigenform ab 3,3864 Hz (9. EF)	 Erste lokale Eigenform mit Beteiligung der Eckstiele mit 3,6533 Hz (11. EF)
 Erste Torsionseigenform 4,3116 Hz (15. EF)	- Zweite globale Biegeeigenform (nicht identifizierbar)	 Dritte globale Biegeeigenform ab 5,1178 Hz (17. EF)

Es zeigt sich, dass die erste Eigenform mit zugehöriger Eigenfrequenz exakt der Eigenform entspricht, die bei der Gesamtanlage auftritt ($\Delta EF = 0\%$, $MAC = 1,00$). Der Grund hierfür ist, dass der Bereich des Turms und der Turbine bei dieser Eigenform keine Auslenkung erfährt.

Weitere charakteristische Eigenformen mit zugehörigen Eigenfrequenzen sind in der obigen Tabelle exemplarisch dargestellt. Die zweite globale Biegeform kann nicht ermittelt werden.

5.6 Transiente Analyse mit Boden-Bauwerk-Interaktion

Mit Hilfe der Erweiterung im FAST-Modul SubDyn zur Boden-Bauwerk-Interaktion (siehe Abschnitt 5.2.2) und unter Verwendung der gekoppelten Steifigkeitsmatrix (Herleitung unter Abschnitt 5.4) wird abschließend die transiente Simulation unter Berücksichtigung des Betriebslastfalls analog zu Abschnitt 0 wiederholt.

Der Vergleich der Schnittgrößen auf Höhe des Meeresgrundes beim Modell mit Boden-Bauwerk-Interaktion mit den Reaktionskräften des Modells mit Bodeneinspannung zeigt für die Normalkraft keine signifikante Abweichung der Lastamplitude – im Ergebnis für die Horizontalkräfte zeigt sich ebenso nur ein geringfügiger Unterschied (siehe Abbildung 5-15). Für das Torsionsmoment und für das Biegemoment ergeben sich dagegen etwas größere Unterschiede für die Lastamplitude (siehe Abbildung 5-16) beim Vergleich der Modelle mit Bodeneinspannung und Boden-Bauwerk-Interaktion.

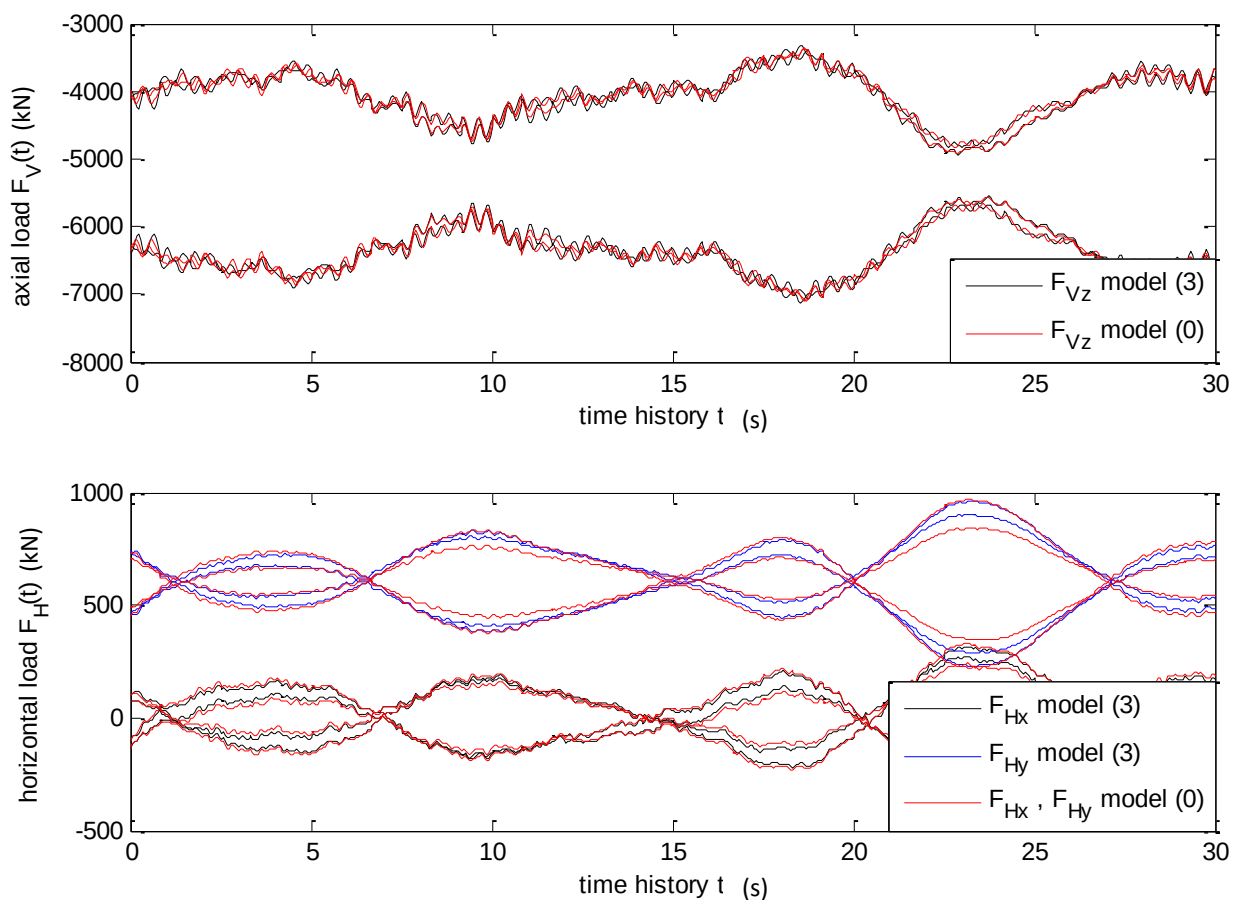


Abbildung 5-15: Vergleich der Zeitverläufe für die Normalkraft F_V (oben) sowie die Horizontalkräfte F_{Hx} und F_{Hy} (unten), schwarz bzw. blau: Modell mit Bodeneinspannung auf Höhe Meeresgrund (3), rot: Modell mit Boden-Bauwerk-Interaktion (0)

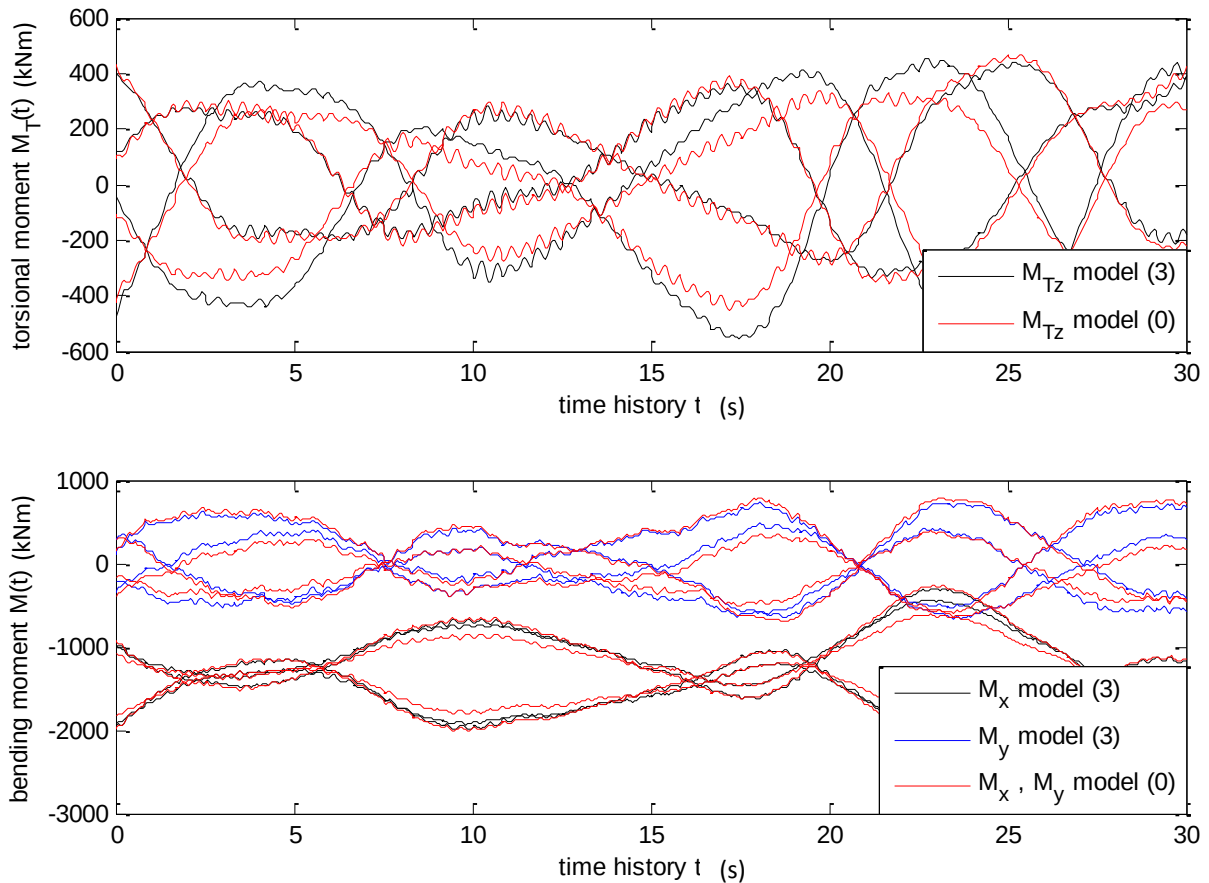


Abbildung 5-16: Vergleich der Zeitverläufe für das Torsionsmoment M_T (oben) sowie die Biegemomente M_x und M_y (unten), schwarz bzw. blau: Modell mit Bodeneinspannung (3), rot: Modell mit Boden-Bauwerk-Interaktion (0)

Um die Unterschiede der Modelle mit Bodeneinspannung (3) und mit gekoppelter Boden-Bauwerk-Interaktion (0) quantifizieren zu können, werden für die jeweiligen Zeitreihen die quadratischen Mittel (Root Mean Square, RMS) berechnet und vergleichend gegenübergestellt.

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i^2} \quad (\text{Gleichung 5-6})$$

Dabei wird das Modell mit Boden-Bauwerk-Interaktion (0) als Referenz angesehen und das Modell mit Bodeneinspannung (3) auf dieses bezogen.

$$\Delta RMS(i,j) = \frac{RMS_i - RMS_j}{RMS_j} 100 (\%) \quad (\text{Gleichung 5-7})$$

Hier bestätigt sich der vorherige qualitative Vergleich für die Zeitsignale:

- für die Normalkraft F_{Vz} beträgt die maximale Abweichung $\Delta_{RMS} = 0,67 \%$
- für die Horizontalkräfte F_{Hx} / F_{Hy} beträgt die max. Abweichung $\Delta_{RMS} = 15,14 \%$
- für das Torsionsmoment M_{Tz} beträgt die max. Abweichung $\Delta_{RMS} = 29,61 \%$
- für die Biegemomente M_x / M_y beträgt die max. Abweichung $\Delta_{RMS} = 26,30 \%$

Im Mittel sind die Schnittgrößen auf Höhe Meeresgrund für das Modell mit Bodeneinspannung etwas größer als beim Modell mit Boden-Bauwerk-Interaktion.

Tabelle 5-8: Vergleich der quadratischen Mittel (RMS) für die Modelle mit Boden-Bauwerk-Interaktion (0) und mit Bodeneinspannung (3)

Quadratisches Mittel (RMS)	Normalkraft F_{Vz} (kN)			Horizontalkraft F_{Hx} (kN)			Horizontalkraft F_{Hy} (kN)		
	RMS ₍₀₎ (1.0E+06 x)	RMS ₍₃₎	Δ RMS (%)	RMS ₍₀₎ (1.0E+06 x)	RMS ₍₃₎	Δ RMS (%)	RMS ₍₀₎ (1.0E+06 x)	RMS ₍₃₎	Δ RMS (%)
Eckstiel 1	6,4053	6,4271	0,34%	0,1513	0,1437	-5,02%	0,6568	0,6749	2,76%
Eckstiel 2	4,0875	4,1149	0,67%	0,1004	0,1156	15,14%	0,5853	0,5776	-1,32%
Eckstiel 3	4,0541	4,0344	-0,49%	0,1510	0,1426	-5,56%	0,5691	0,5586	-1,85%
Eckstiel 4	6,3788	6,3502	-0,45%	0,1066	0,1205	13,04%	0,6653	0,6695	0,63%

Quadratisches Mittel (RMS)	Torsionsmoment M_{Tz} (kNm)			Biegemoment M_x (kNm)			Biegemoment M_y (kNm)		
	RMS ₍₀₎ (1.0E+06 x)	RMS ₍₃₎	Δ RMS (%)	RMS ₍₀₎ (1.0E+06 x)	RMS ₍₃₎	Δ RMS (%)	RMS ₍₀₎ (1.0E+06 x)	RMS ₍₃₎	Δ RMS (%)
Eckstiel 1	0,2347	0,3042	29,61%	1,5679	1,6426	4,76%	0,3966	0,3629	-8,50%
Eckstiel 2	0,2309	0,2166	-6,19%	1,1434	1,1468	0,30%	0,2856	0,3607	26,30%
Eckstiel 3	0,2545	0,3248	27,62%	1,1469	1,0934	-4,66%	0,4566	0,4166	-8,76%
Eckstiel 4	0,2246	0,2113	-5,92%	1,6368	1,6252	-0,71%	0,2728	0,3007	10,23%

Abschließend werden für die größten Abweichungen der RMS (in Tabelle 5-8 rot gekennzeichnet) die Zeitsignale mittels FFT (Fast Fourier Transform) in den Frequenzbereich transformiert. Hier werden die Amplitudenspektren der Modelle mit Bodeneinspannung (0) und Boden-Bauwerk-Interaktion (3) miteinander verglichen.

Den Ergebnissen folgend ist davon auszugehen, dass der erste Spitzenwert (Peak) der Spektren auf ein Rauschen des Signals zurückzuführen ist und keinen physikalischen Hintergrund hat – in diesem Bereich liegt keine Eigenfrequenz der Gesamtanlage.

Für die Normalkraft F_{Vz} am Eckstiel 2 zeigt sich bei einer Eigenfrequenz von 2,55 Hz (vermutlich die 2. globale Biegeform in Nickrichtung) ein signifikanter Unterschied im Peak – hier beträgt die Ordinate des Amplitudenspektrums für das Modell mit Boden-Bauwerk-Interaktion nur noch etwa die Hälfte des Modells mit Bodeneinspannung.

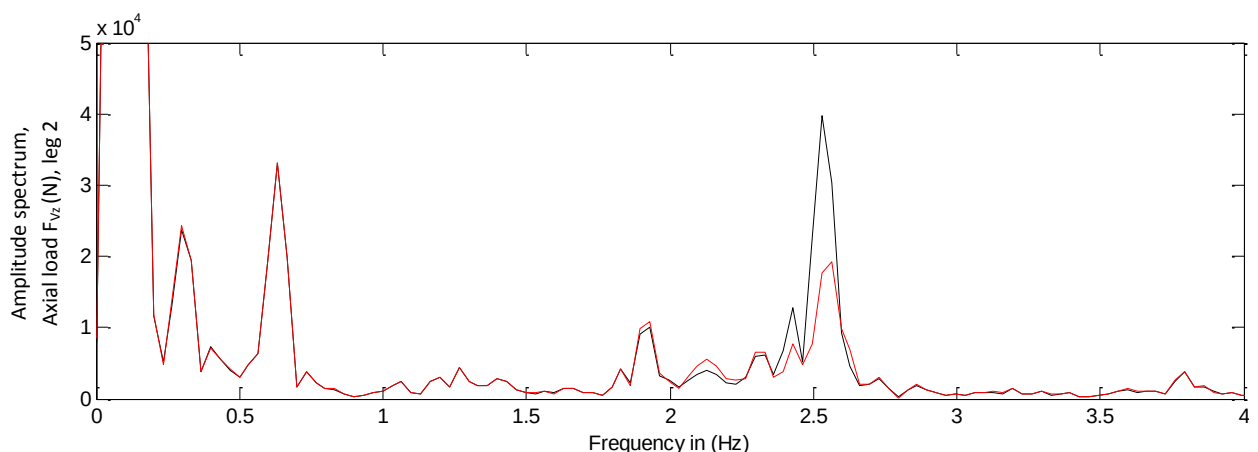


Abbildung 5-17: Amplitudenspektrum (Frequenzbereich) für das Signal der Axialkraft F_{Vz} am Eckstiel 2, schwarz: Bodeneinspannung (3), rot: Boden-Bauwerk-Interaktion (0)

Für das Amplitudenspektrum der Horizontalkraft F_{Hx} am Eckstiel 2 lassen sich keine wesentlichen Unterschiede im Vergleich beider Modelle erkennen.

Für das Torsionsmoment M_{Tz} am Eckstiel 1 sowie für das Biegemoment M_y am Eckstiel 2 zeigt sich bei der Eigenfrequenz von 2,55 Hz ein Unterschied in der Ordinate des Amplitudenspektrums – hier ist der Wert für das Modell mit Boden-Bauwerk-Interaktion gegenüber dem Modell mit Bodeneinspannung um etwa 20 % größer.

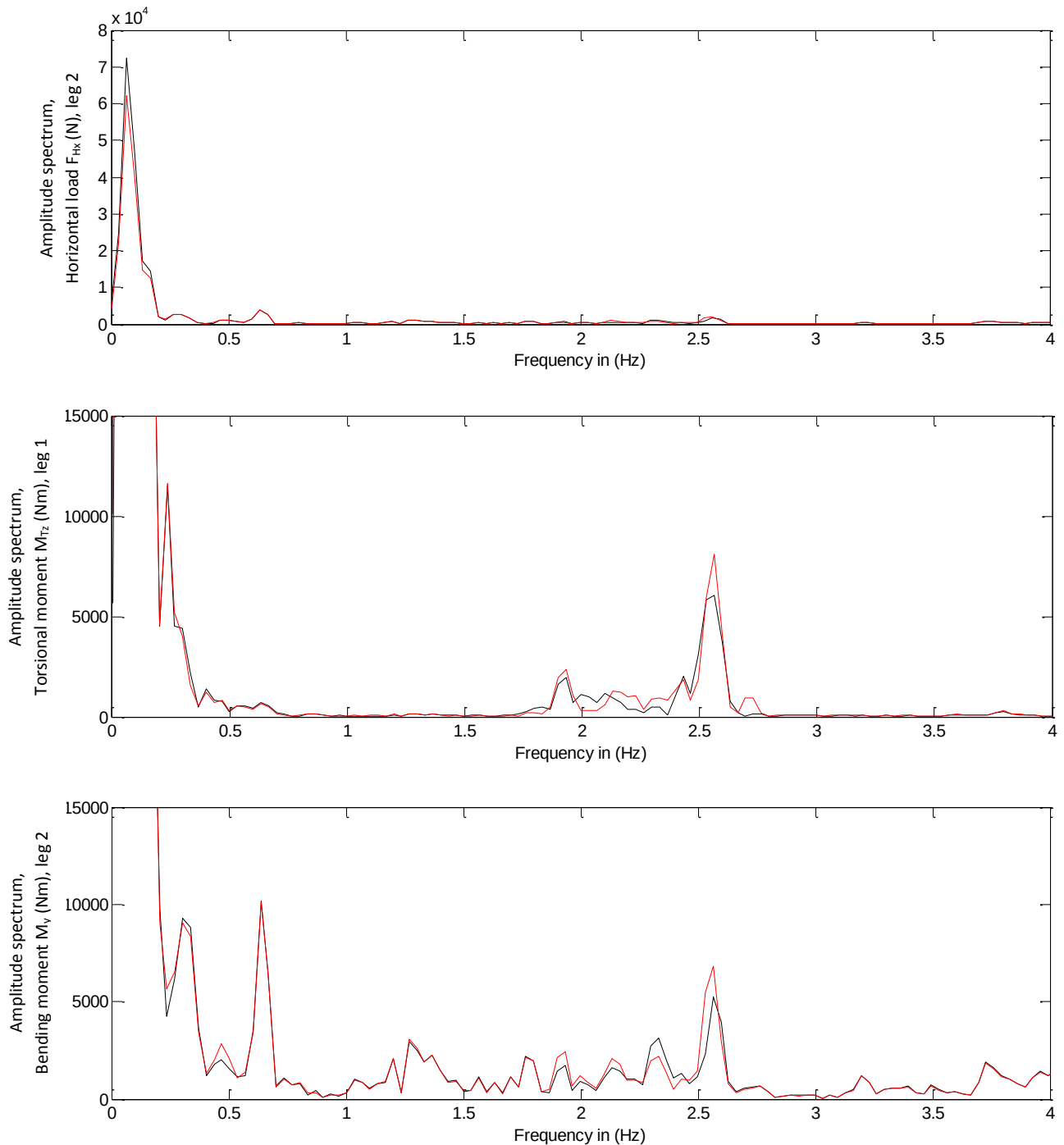


Abbildung 5-18: Amplitudenspektren (Frequenzbereich) für die Signale der Horizontalkraft F_{Hx} am Eckstiel 2, des Torsionsmoment M_{Tz} am Eckstiel 1 und des Biegemoments M_y am Eckstiel 2, schwarz: Bodeneinspannung (3), rot: Boden-Bauwerk-Interaktion (0)

5.7 Ergebnisse und Diskussion

Das Kapitel 5 Dynamik der Tragstruktur beschreibt den Einfluss der Boden-Bauwerk-Interaktion auf das dynamische Verhalten der Gesamtanlage.

Hierfür wurden zwei numerische Modelle der Gesamtanlage aufgebaut – ein lineares Finite Elemente Modell für die Modalanalyse sowie ein multi-physikalisches Modell für die transiente Analyse. Die Boden-Bauwerk-Interaktion wurde für beide Modelle auf Knoten an den unteren Enden der Jacket-Eckstiele (entspricht Mitte der Bucket-Deckel) reduziert betrachtet und basiert auf den vorhergehenden detaillierten numerischen Berechnungen am IGtH. Mit Hilfe einer Linearisierung der nichtlinearen Last-Verformungs-Kurven im relevanten Last-Verformungs-Bereich, der zuvor mit einer Analyse in FAST ermittelt wurde, konnte die Steifigkeitsmatrix für die Interaktion aufgestellt werden.

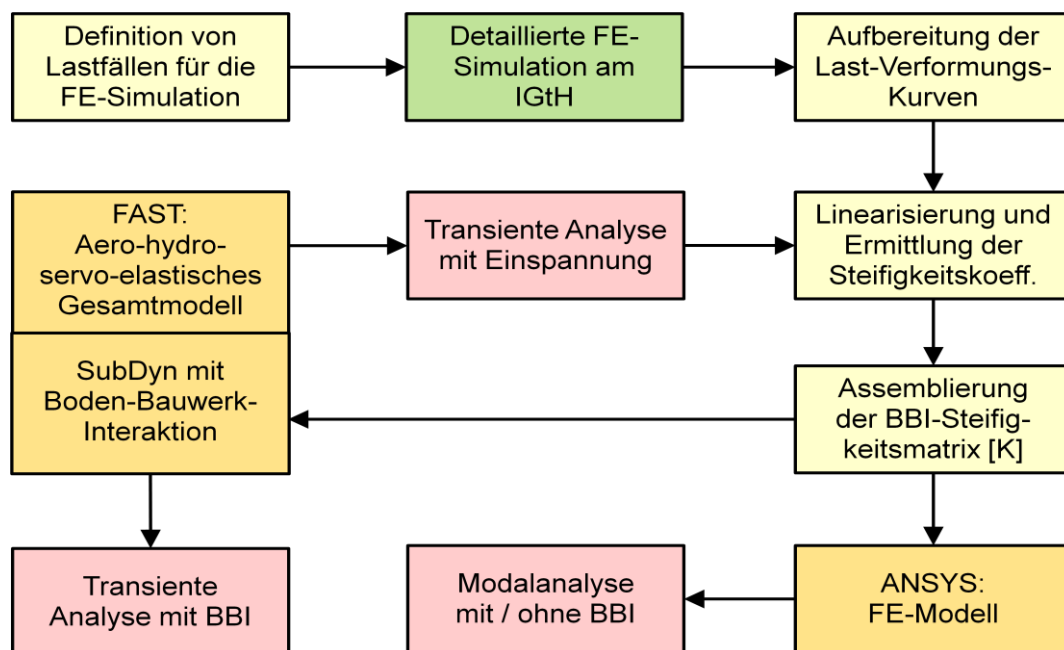


Abbildung 5-19: Ablaufdiagramm für die wesentlichen Verknüpfungen und Abfolgen in Kapitel 5 Dynamik der Tragstruktur (gelb: Boden-Bauwerk-Interaktion, hell-orange: numerische Modellbildung, rot: Analysemethoden, grün: Simulation am IGtH)

Mit Hilfe der Modalanalyse wurde zunächst der Einfluss starr modellierter gegenüber elastisch modellierter Rotorblätter untersucht. Hier zeigt sich, dass eine gute Übereinstimmung der globalen Biegeeigenformen und zugehörigen Eigenfrequenzen besteht (Ausnahme: Eigenfrequenz der 2. Biegeeigenform in Roll-Richtung). Die Torsionseigenform der Variante mit starren Rotorblättern lässt sich beim Referenzmodell mit elastischen Blättern nicht identifizieren (der Grund hierfür konnte nicht ermittelt werden). Anschließend wurde der Einfluss der Boden-Bauwerk-Interaktion in Form entkoppelter Federelemente beziehungsweise einer Bodeneinspannung gegenüber dem Referenzmodell mit gekoppelter Interaktion untersucht. Es hat sich gezeigt, dass die Modellierung mit entkoppelten Steifigkeiten das Systemverhalten deutlicher verfälscht als bei der Annahme einer Einspannung – der Unterschied zeigt sich insbesondere bei den Eigenfrequenzen. Falls also eine Systemvereinfachung erforderlich ist und keine gekoppelte Boden-Bauwerk-Interaktion

modelliert werden kann, sollte eine Berechnung mit Bodeneinspannung der mit entkoppelten Steifigkeiten vorgezogen werden.

Bei der Betrachtung des Installationszustandes (Modell ohne Turbine und Turm) stimmt die erste lokale Biegeeigenform mit der am Referenzmodell (Modell mit Turbine und Turm) überein. Hinsichtlich einer Bemessung auf Wirbel-induzierter Vibration (Vortex Induced Vibration, VIV) ist dies eine interessante Erkenntnis.

Die transiente Analyse hat im Ergebnis gezeigt, dass kein signifikanter Unterschied in den Axiallasten bei den Modellen mit Bodeneinspannung und mit gekoppelter Boden-Bauwerk-Interaktion liegt. Bei den Horizontallasten, dem Torsionsmoment und dem Biegemoment ergab sich jedoch ein Unterschied in einer Größenordnung bis etwa 20 % (Quadratisches Mittel, RMS). Im Hinblick auf eine Bemessung der Betriebsfestigkeit (akkumulierter Schaden) und auf die Ermittlung der Lebensdauer bedeutet eine Modellierung mit gekoppelter Boden-Bauwerk-Interaktion eine deutlich genauere Bestimmung als jene mit Bodeneinspannung und gegebenenfalls eine Verlängerung der Lebenszeit (Life Cycle Analysis).

Die im Rahmen des Projektes gewonnenen Erkenntnisse bieten eine wertvolle Grundlage für weitere Untersuchungen zur Boden-Bauwerk-Interaktion des Suction Buckets.

Bedingt durch die Tatsache, dass nur numerische Modelle und keine Messergebnisse realer Strukturen während der Bearbeitungsphase zur Verfügung standen, lag der Fokus im Rahmen der Arbeit auf der Boden-Bauwerk-Interaktion der statischen Steifigkeitsmatrix. Mit Hilfe von Messdaten ließe sich das Interaktionsverhalten auch hinsichtlich einer genaueren Ermittlung der dynamischen Steifigkeitsmatrix unter Berücksichtigung von Dämpfungs- und Trägheitstermen untersuchen.

Eine Unterscheidung nach aerodynamischer und hydrodynamischer Dämpfung sowie solcher aus dem Material und der Abstrahldämpfung des Bodens konnte im Rahmen des Projektes ebenso nicht vorgenommen werden (pauschale Annahme einer viskosen Dämpfung von 1 %). Mit Hilfe von Messdaten sollte der Einfluss des Bodens detektierbar sein. Ausgehend von einem Stillstand der Anlage ließe sich die aerodynamische Dämpfung gegenüber dem Betriebszustand ermitteln. Der Vergleich Seegang mit Ruhewasser ergäbe eine Aussage bezüglich des Einflusses der hydrodynamischen Dämpfung. Da die Materialdämpfung von geschweißten bzw. geschraubten Stahlstrukturen gut bekannt ist, sollte sich die Abstrahldämpfung des Bodens mittels der anderen Dämpfungseinflüsse indirekt bestimmen lassen.

Des Weiteren ermöglicht die Auswertung von Messdaten realer Tragstrukturen sowie der Ergebnisse detaillierter numerischer Modelle eine Untersuchung der Reibungseffekte zwischen Bucket und Boden sowie das Degradationsverhalten der Boden-Bauwerk-Interaktion.

Ein weiteres Ziel für zukünftige Forschungsaktivitäten ist die Parametrisierung des Suction Buckets hinsichtlich seiner Geometrie und der bodenmechanischen Parameter. Anhand eines Stichprobenplans (Sampling Plan) mit einer größeren Anzahl numerischer Simulationen sollen Antwortflächen (Surrogate Models) bestimmt werden, um damit allgemeingültige Gesetzmäßigkeiten für die Boden-Bauwerk-Interaktion des Suction Buckets herleiten zu können.

6 Stabilität und Ermüdung

Verfasser des Kapitels:

Gottschalk, M.; Schaumann, P. (Institut für Stahlbau, Leibniz Universität Hannover)

Der Nachweis einer ausreichenden Stabilität steht im Zentrum der Bemessung schlanker schalenförmiger Tragstrukturen. Durch die schlanke Kreiszyinderschale, die begrenzte Lagerung des unteren Zylinderrandes durch den Baugrund und die aus Sicht eines Schalentragwerkes ungünstige Belastungskombination aus Meridian- und Außendruck zählen Suction Buckets zu den stark beulgefährdeten Strukturen. Dies gilt in besonderem Maße während der Installation, aber auch unter Zuglasten im Betrieb. Beim Einsatz als Gründungselement für Windenergieanlagen werden Suction Buckets zudem erheblichen Ermüdungsbelastungen ausgesetzt.

Die folgenden Kapitel widmen sich daher der Frage, wie das Beul- und Ermüdungsverhalten von Suction Buckets anhand numerischer Modelle sinnvoll berechnet werden kann und welche Faktoren dabei von wesentlicher Bedeutung sind.

Nach einer Beschreibung der Modellentwicklung und ihrer Hintergründe in Kapitel 6.1 folgen in Kapitel 6.3 Betrachtungen zu den Auswirkungen verschiedener Imperfektionen auf das Beulverhalten während der Installation, deren Ergebnisse in Kapitel 6.4 vergleichend bewertet werden.

Das anschließende Kapitel 6.5 ist der Frage der Ermüdungsfestigkeit gewidmet.

6.1 Numerische Modellbildung

Die Dimensionierung schalenförmiger Tragstrukturen und Strukturelemente kann auf Basis verschiedener Nachweismethoden erfolgen. Für Konstruktionen, die sich auf die Grundbeulfälle zurückführen lassen, stellen die Bemessungsvorschriften halbempirische Verfahren zur Berechnung der realen Beullast zur Verfügung. Bei komplexeren Strukturen und solchen, die Nichtlinearitäten in Geometrie, Belastung oder Lagerung aufweisen, wird das Gebiet der Grundbeulfälle und klassischen Randbedingungen verlassen und spannungsbasierte Stahlbaunachweise sind nur noch unter sehr konservativen Annahmen einsetzbar. Die Dimensionierung dieser Strukturen, zu denen auch Suction Buckets gehören, erfordert die Anwendung höherwertiger Berechnungsverfahren und wird zumeist unter Verwendung der Finite Elemente Methode (FEM) durchgeführt.

6.1.1 FEM Modell

Für die im vorliegenden Projekt durchgeführten numerischen Untersuchungen wird das Programmsystem ANSYS® eingesetzt.

Elementtypen

Aus Blechen zusammengesetzte Strukturen können aufgrund ihrer Dünnwandigkeit in überzeugender Näherung durch Schalenelemente abgebildet werden. Für die platten- und schalenförmigen Strukturelemente kommt einheitlich das Schalenelement SHELL181 zur Anwendung (ANSYS 2011). Dieses Element für dünne bis mitteldicke Strukturelemente ist sowohl für linear elastische Analysen, einschließlich großer Rotationen, als auch geometrisch

nichtlineare Berechnungen mit großen Verzerrungen geeignet. Die Integrationspunkte für die Verformungsberechnungen stimmen mit den Eckpunkten der Elemente überein und verfügen jeweils über alle sechs Freiheitsgrade. Die Elementfähigkeit, mehrere Layer über die Schalendicke zu definieren, wird nicht verwendet. Im Modell können damit maximal fünf Integrationspunkte über die Elementdicke verwendet werden. Dieser Wert wird aufgrund der Ergebnisse einiger Voruntersuchungen als sinnvoll erachtet und einheitlich verwendet. Ein besonderes Merkmal des Elementtyps ist die Möglichkeit, die Lage des Schalenvolumens relativ zur Modellierungsebene einzustellen. Dies ermöglicht dem Element, den Biegeeinfluss einseitig ebener Stöße verschieden dicker Bleche zu berücksichtigen.

Als Bodenersatzfedern werden eindimensionale Federelemente vom Typ COMBIN39 eingesetzt, die anhand einer nichtlinearen Federkennlinie die Kraft-Verschiebungsbeziehung zwischen zwei Netzknoten in einer gleichbleibenden Raumrichtung definieren. Im Modell erhält jeder im Baugrund eingebundene Knoten des Schalenmodells je ein Federelement für die drei möglichen Verschiebungsrichtungen. Das jeweils andere Ende der Feder wird durch Modell-Randbedingung unverschieblich gelagert.

Die Lasteinleitung am Übergang des Buckets zur aufgehenden Tragstruktur der WEA wird durch eine starre Ebene aus Balkenelemente vom Typ BEAM188 realisiert und die Schnittfläche der Schale auf einen einzelnen Interfaceknoten reduziert. Dieses auf der Timoshenko-Theorie beruhende Balkenelement ist für lineare und nichtlineare Berechnungen mit großen Verformungen geeignet.

Materialmodell

Als Materialmodell für den Werkstoff Stahl wird vereinfachend eine bilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung herangezogen. Für Spannungen unterhalb der Streckgrenze kann für metallische Werkstoffe von einem annähernd konstanten Elastizitätsmodul E_s ausgegangen werden, sodass für jeden Spannungszustand nach dem Hookeschen Gesetz genau ein Dehnungszustand definiert ist. Beim Überschreiten der Streckgrenze ist eine weitere Spannungssteigerung theoretisch nicht möglich; die weiterhin zugeführte Energie wird unter gleichbleibender Spannung in überproportionale, plastische Dehnungen umgesetzt. Der Übergang zwischen Hookescher Beziehung und dem Auftreten plastischer Dehnungen wird als Proportionalitätsgrenze bezeichnet. Im Materialmodell der numerischen Untersuchungen wird die Proportionalitätsgrenze auf Höhe der rechnerischen Streckgrenze angenommen. Oberhalb der Streckgrenze wird aus Gründen der numerischen Stabilität und entsprechend der Empfehlung in (DNV-RP-C208 2013) für Modellierungen der imperfekten Struktur mit einer Materialverfestigung von einem Prozent des Elastizitätsmoduls gerechnet (siehe Abbildung 6-1).

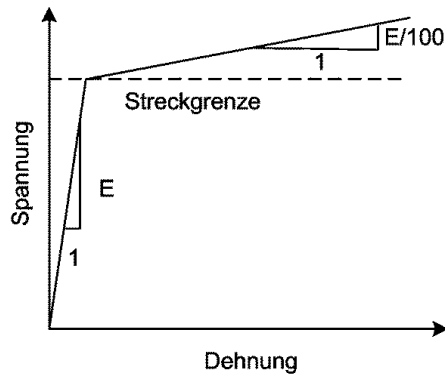


Abbildung 6-1: Spannungs-Dehnungsbeziehung des Materialmodells Stahl (nach (DNV-RP-C208 2013), figure 5-6)

Tabelle 6-1 gibt die in den numerischen Untersuchungen verwendeten Materialparameter an.

Tabelle 6-1: Materialkennwerte Stahl

Kennwert		Einheit	S355
Elastizitätsmodul	E_s	N/mm ²	210.000
Poisson-Zahl	ν	-	0,3
Dichte	ρ_s	kg/m ³	7.850
Streckgrenze	f_{yk}	N/mm ²	355

Geometrie

Da die Detailplanung und Auslegung der Deckelkonstruktion nicht Teil des vorliegenden Projektes ist, die Modellierung einer Kreiszyinderschale (KZS) mit entsprechenden Modell-Randbedingungen, wie in Kapitel 6.3.1 gezeigt, jedoch nicht ausreicht, wird dem numerischen Modell die in Abbildung 6-2 dargestellte, vereinfachte Geometrie eines Suction Bucket zugrunde gelegt. Das Modellbucket besteht zusätzlich zur zylindrischen Mantelschale aus einem geschlossenen Deckelblech, auf dem mittig die kleinere Kreiszyinderschale der aufgehenden Tragstruktur endet. Diese stellt üblicherweise das Gurtrohr eines Jackets oder den Turm eines Monopods dar. Gegurtete Steifenbleche erhöhen die Steifigkeit des Deckelblechs und sorgen für eine biegesteife Verbindung zwischen den beiden Kreiszyinderschalen. Die in Verlängerung der Mantelschale angeordnete Schürze mit relativ großer Wanddicke sorgt für eine gleichmäßigere Einleitung der diskreten Steifenkräfte in die Mantelschale. Am oberen Ende der Steifen übernimmt ein umlaufender Kragen die Aufgabe der Kräftehomogenisierung.

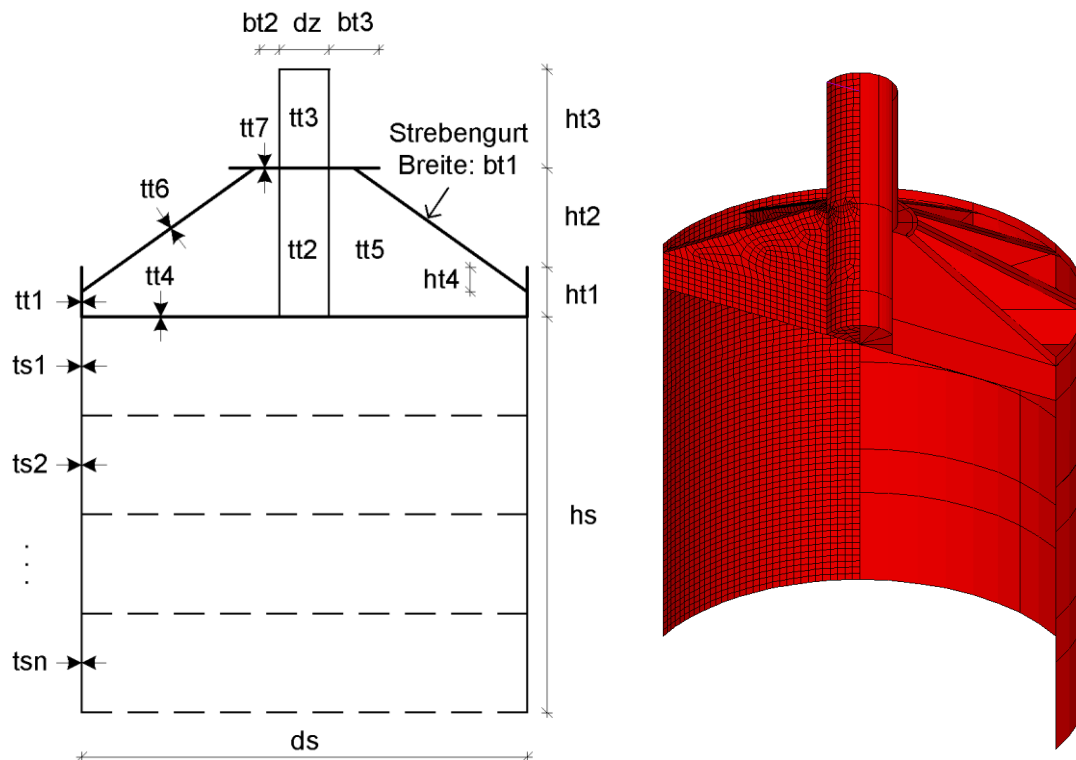


Abbildung 6-2: Links: Geometrie des Suction Bucket Modells, rechts: Schnitt durch numerisches Modell: Flächen- und Netzansicht

Die Abmessungen und Blechdicken sind Tabelle 6-2 zu entnehmen. Die Gesamtmasse des modellierten Suction Buckets beträgt rund 140 t, von denen rund 90 t auf die Deckelkonstruktion entfallen.

Tabelle 6-2: Abmessungen des Modell-Suction Buckets in mm

Kennwert	Abmessung	Kennwert	Abmessung
bt1	400	ts1 ... tsn	20
bt2	300	tt1	40
bt3	400	tt2	100
ds	9000	tt3	100
dz	1500	tt4	60
hs	8000	tt5	30
ht1	800	tt6	60
ht2	2000	tt7	60
ht3	3000		
ht4	200		

Auf die Modellierung von Konstruktionsdetails wie Steifenöffnungen zur Verbesserung des Strömungsverhaltens und der Kolkvermeidung wurde verzichtet. Selbst wenn solche Details trotz der üblicherweise angeordneten Ausgleichsmaßnahmen Auswirkungen auf das Tragverhalten der Deckelkonstruktion haben sollten, ist davon auszugehen, dass sich diese nicht in nennenswertem Maß bis in die hier betrachtete Mantelschale fortsetzen.

6.1.2 Baugrundmodell

Eine der Herausforderungen bei der numerischen Untersuchung von Suction Buckets ist die Abbildung der Boden-Bauwerksinteraktion. Ansätze zur Bestimmung des Einflusses verschiedener klassischer Randbedingungen auf die Beullasten von Suction Buckets finden sich in (Pinna und Ronalds 2003). In (Pinna und Ronalds 2000) wird der Einfluss einer elastischen Bettung auf die Beuleigenwerte von Kreiszylinderschalen auf Basis der Energiemethode thematisiert. (Pinna et al. 2001), (LeBlanc et al. 2009) und (Madsen et al. 2012) betrachten das Beulverhalten des elastisch gebetteten Buckets durch Modellierung eines elastischen Kontinuums. Während sich (Madsen et al. 2012) auf rein elastischer Bettung beschränkt, berücksichtigen (Pinna et al. 2001) und (LeBlanc et al. 2009) zusätzlich die Versagenskriterien nach Tresca bzw. Mohr-Coulomb.

In (Erbrich et al. 2011) und (Hanssen et al. 2013) wird die Möglichkeit der Bettungsmodellierung durch diskrete Federelemente und der Einfluss der Federsteifigkeitsberechnung thematisiert. Der Einsatz diskreter Federelemente zielt im Allgemeinen auf eine Reduktion des Modellierungs- und/oder Berechnungsaufwandes ab. Während die Widerstandsänderung im vollständig modellierten, elastischen Kontinuum in jedem Iterationsschritt neu berechnet wird, greifen Federelemente lediglich auf eine hinterlegte Kraft-Verformungs-Beziehung zurück. Diese lassen sich auf Basis analytischer oder empirischer Formeln oder durch vorgeschaltete numerische Untersuchungen am Gesamt- oder an Ersatzsystemen definieren. Eine eventuelle Abhängigkeit der Kraft-Verformungs-Beziehung vom Beulmuster kann die Berechnung einer Vielzahl an Federkennlinien erforderlich machen (Hanssen et al. 2013).

Die durch die Implementierung diskreter Bodenersatzfedern eingeführte Trennung zwischen stahlbaulichem Strukturmodell und geotechnischem Baugrundmodell führt aufgrund der fehlenden Rückkopplung des Strukturmodells zum Baugrundmodell zu Informationsverlusten. Werden die Federkennlinien der einzelnen Federelemente nicht explizit für jede mögliche Verformungsfigur des Stahlbauteils berechnet, entfällt der Einfluss der Verformungsfigur auf die dreidimensionale Spannungsverteilung im Baugrund. Eine bei großen Verformungen der Stahlstruktur denkbare Bodenverschiebung von ausbeulenden Strukturbereichen hin zu einbeulenden findet keine Berücksichtigung.

Der Fokus des vorliegenden Projektes liegt auf dem Einfluss innerer und äußerer Imperfektionen auf das Beulverhalten der Stahlstruktur. Die Schalenstrukturen von Suction Buckets liegen im mittleren Schlankheitsbereich und zeigen ein durch elastisches Beulen geprägtes Versagensmuster. Untersuchungen von (LeBlanc et al. 2009), (Madsen et al. 2011), (Madsen et al. 2012) und (Hanssen et al. 2013) zeigen zudem, dass Bucketstrukturen bei partieller Einbindung in den Baugrund Beulmuster ausbilden, deren wesentliche Verformungen ausschließlich im freien Bereich der Schale auftreten. Vor diesem Hintergrund wird angenommen, dass zum Zeitpunkt des Versagens der Struktur im Bereich der Einbindelänge nur kleine Verformungen vorzufinden sind und daher auf die detaillierte Berücksichtigung der zusätzlichen Effekte großer Verschiebungen verzichtet werden kann.

Im Strukturmodell der numerischen Untersuchungen kommen diskrete Federelemente für alle Verschiebungsfreiheitsgrade der in den Baugrund eingebundenen Netzknoten zum Einsatz (vgl. Abbildung 6-4). Abgebildet werden vertikale und horizontale Mantelreibung, radiale Bettung und Spitzendruck am unteren Ende des Buckets. Da sich die Untersuchungen auf das

Strukturverhalten während des Einbaus beschränken, entfällt die vertikale Bettung unter dem Deckel.

6.1.3 Kennlinien der Bodenersatzfedern

Die laterale Bettung von Pfählen wird üblicherweise auf Grundlage empirischer p - y Kurven berechnet, die die Beziehung zwischen einer Bettungskraft p und der zugehörigen Verschiebung y pro Höhenabschnitt eines horizontal belasteten Pfahls beschreiben (vgl. Abbildung 6-3). Die üblicherweise angewandten Formeln nach (API RP 2A 2000) wurden allerdings auf Grundlage kleinmaßstäblicher Versuche entwickelt und sind nach (Achmus et al. 2014) nur eingeschränkt geeignet, das Verformungsverhalten von Strukturen mit großen Durchmessern abzubilden. Die Berechnungsmethode fasst die dreidimensionalen Bettungskräfte in einem definierten Erdkeil auf der Druckseite des Pfahls zu einer einzelnen horizontalen Stützkraft zusammen und ermöglicht damit die Pfahlberechnung am Balkenmodell.

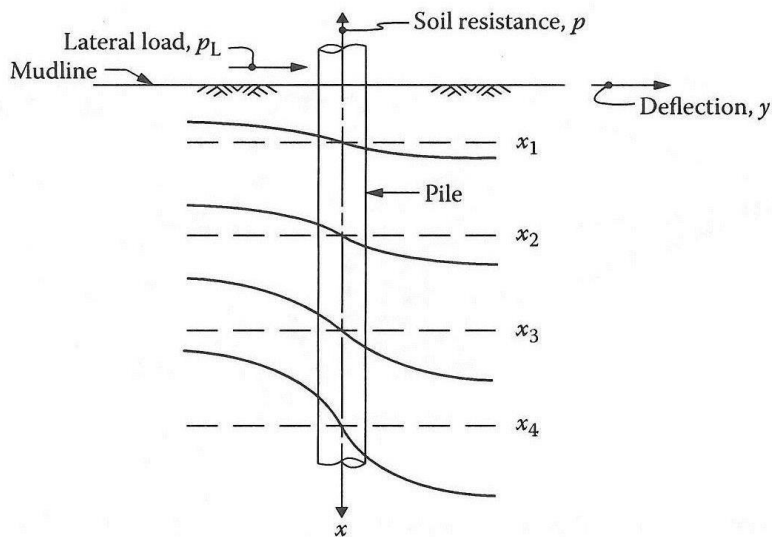


Abbildung 6-3: P - y Kurven in Abhängigkeit der Einbindetiefe aus: (Meyer und Reese 1979)

Im Schalenmodell muss die Reaktion des Baugrundes auf Verschiebungen flächig auf alle eingebetteten Strukturflächen wirken. Soll die Modellierung des umgebenden Baugrundes anstelle von Volumenelementen und entsprechenden Materialmodellen durch diskrete Federelemente erfolgen, sind für alle Verschiebungsfreiheitsgrade der in den Baugrund eingebundenen Netzknoten Federkennlinien ähnlich den p - y Kurven in Abhängigkeit der Einbindetiefe zu definieren (siehe Abbildung 6-4).

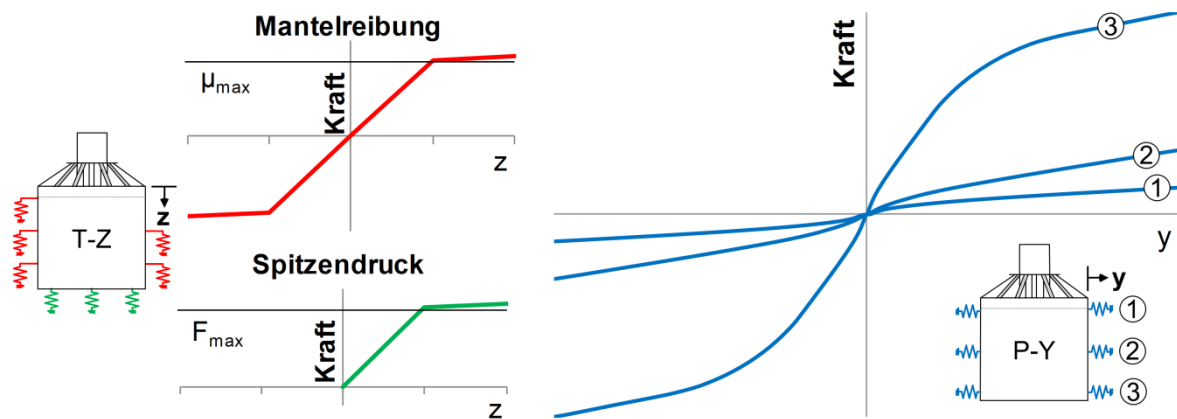


Abbildung 6-4: Bodenersatzfedersteifigkeiten (schematisierte Darstellung), links: Spitzendruck und Mantelreibung, rechts: summierte Erddrücke aus geotechnischem Modell

Die folgenden Kapitel beschreiben die Ermittlung der Federkennlinien aller relevanten Freiheitsgrade für kleine Verschiebungen eines Suction Buckets in homogenem Baugrund.

Radial

Zur Bestimmung der radialen Bettungssteifigkeit wurden vom Institut für Geotechnik Untersuchungen an einem geotechnischen Finite Elemente Modell durchgeführt. Das 3D Modell umfasst den Baugrund sowie das voll installierte Bucket. Die Bodenmodellierung erfolgt als dreidimensionales Kontinuum mit elastisch-plastischen Materialeigenschaften, spannungsabhängiger Bodensteifigkeit und einem Versagensmodell nach Mohr Coulomb. Die Bodenparameter können Kapitel 4 entnommen werden. Die Darstellung des Buckets erfolgt auf Basis linear elastischer Materialmodellierung.

Untersucht wurde die Auswirkung einer reinen Horizontverschiebung des Buckets von 100 mm auf die Entwicklung der Erddrücke auf der Innen- und Außenseite der Mantelschale. Das Ergebnis, in Form verschiebungsabhängiger Oberflächenspannungen, wird für alle Netzknoten auf der Scheitellinie der Schale zu äquivalenten Federkennlinien ungerechnet. Die Konsolidierung der Ergebnisse auf lediglich eine Federkennlinie je Netzknoten erfolgt in mehreren Schritten. In jedem Ruhezustand stellt sich auf der Innen- und Außenseite der Mantelschale ein identischer Erdruchedruck ein, der somit keinen Beitrag zu den äußeren Kräften der Mantelschale liefert und im ersten Schritt eliminiert wird. Der zweite Schritt basiert auf der Tatsache, dass jedem Verschiebungszustand jeweils ein passiver und ein aktiver Erdwiderstand auf den gegenüberliegenden Oberflächen der Mantelschale zugeordnet ist. Die Betrachtung der äußeren Kräfte zeigt, dass diese Komponenten miteinander verrechnet werden können. Das Ergebnis ist eine nichtlineare Federkennlinie auf Spannungsebene (vgl. Abbildung 6-4, rechts), die im stahlbaulichen Finite Elemente Modell nicht nur für die Scheitellinie der Schale, sondern für die Radialbettung der gesamten Mantelschale eingesetzt werden kann.

Das beschriebene Konzept zur Ermittlung der Federsteifigkeiten beinhaltet die Annahme verhältnismäßig kleiner lateraler Verformungen des Buckets. Sollten größere Verformungen berücksichtigt werden, müsste die Umlagerung von Bodenpartikeln zwischen den nach außen

und den nach innen verschobenen Bereichen des Buckets berücksichtigt werden. Hierfür stehen keine geeigneten Bodenmodelle zur Verfügung. Die Annahme wird als zulässig erachtet, da üblicherweise bereits kleine laterale Verformungen zum Beulversagen axial und durch Umfangsdruck belasteter Kreiszylinderschalen führen.

Mantelreibung

Die Mantelreibung stellt in Verbindung mit dem Spitzendruck während der Installation den einzigen Widerstand gegen das Eindringen der Struktur dar. Die Höhe der aktivierbaren Mantelreibung hängt von der Bodenart, der Mächtigkeit der überlagernden Bodenschichten und von dem aufgebrachten Unterdruck ab. Mit zunehmender Tiefe steigt die Höhe der aktivierbaren Mantelreibung analog zur Erddruckzunahme. Der für die Installation notwendige Unterdruck im Innern der Struktur verursacht zudem ein Nachströmen von Wasser durch den Baugrund in das Bucket. Die nach unten gerichtete Strömung auf der Außenseite des Buckets erhöht den dort herrschenden Erddruck, während der im Inneren nach oben gerichtete Anteil den dortigen Erddruck reduziert. Die strömungsbedingte Beeinflussung des Erddrucks schlägt sich analog auf die aktivierbaren Mantelreibungen nieder.

Für Suction Bucket Gründungen in Sand finden sich Empfehlungen für die Berechnung von Mantelreibung und Spitzendruck in (Houlsby und Byrne 2005). Die für Bemessungszwecke entwickelten Formeln erlauben die Berechnung der maximal aktivierbaren Mantelreibung und des maximalen Spitzendrucks unter Berücksichtigung des Strömungseffekts, liefern jedoch keine Anhaltswerte für die zugehörigen Verschiebungswege. Für die Implementierung als Federkennlinien im numerischen Modell sind Verschiebungsangaben zwar zwingend erforderlich, für die aktuelle Problemstellung sind sie jedoch unerheblich. Die Lösung des Problems liegt daher in der Annahme einer fiktiven Maximalverschiebung, bis zu deren Erreichen sowohl Mantelreibung als auch Spitzendruck ihre Maximalwerte annehmen. In Anlehnung an (API RP 2A 2000) wird dieser Wert in den Berechnungen zu einem Zoll (25,4 mm) angenommen. Dieses Vorgehen erlaubt zwar keine quantitative, sehr wohl aber eine vergleichende Bewertung der Bauwerksverschiebungen zwischen verschiedenen Untersuchungen. Mit Erreichen der maximalen Mantelreibung knickt die Kraft-Verschiebungsbeziehung ab und geht zur Sicherstellung der numerischen Stabilität in ein Fließplateau mit geringer Steigung über (vgl. Abbildung 6-4, links).

Die Federkennlinien zur Abbildung der Mantelreibung werden an jedem Netzknoten mit identischen Zahlenwerten in vertikaler und in Umfangsrichtung eingesetzt.

Spitzendruck

Die Ermittlung der Federkennlinien zur Abbildung des Spitzendrucks verläuft entsprechend dem im vorigen Abschnitt beschriebenen Verfahren (siehe auch Abbildung 6-4, links).

Da die Strukturbemessung ein Beulen während der Installation naturgemäß ausschließt, kann die Ermittlung von Beullasten nur unter erhöhten Einwirkungen erfolgen. Den resultierenden zusätzlichen Vertikalkräften ist zum Erreichen der Konvergenz in der numerischen Berechnung ein zusätzlicher Widerstand gegenüber zu stellen. Da sowohl Mantelreibung als auch Spitzendruck für die Installation unter einfachen Bemessungslasten bereits überwunden

sein müssen, kann der zusätzliche Widerstand nur durch eine künstlich eingebrachte Kraftkomponente erzielt werden.

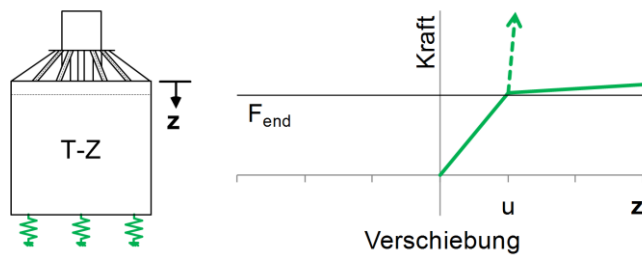


Abbildung 6-5: Natürlicher und modifizierter Verlauf der Federkennlinie für Spitzendruckfedern

Die Beulformen teilweise installierter Suction Buckets zeigen üblicherweise ein Beulmuster, dessen Verformungen hauptsächlich im nicht eingebetteten Bereich liegen, jedoch bis in den Bereich der obersten Bodenschichten ausstrahlen. Ein Eingriff in die Werte der Mantelreibung zur Aktivierung zusätzlicher Vertikalwiderstände erscheint aus diesem Grunde nicht ratsam. Die Alternative besteht in der Erhöhung des Spitzenwiderstandes, die den gewünschten Effekt hat und zusätzlich in der Realität denkbar wäre, wenn die Struktur auf eine festere Bodenschicht auftrifft. In Abbildung 6-5 ist der resultierende Verlauf der Federkennlinie im Kraft-Verschiebungsdiagramm des Spitzendrucks gestrichelt eingetragen. Das beschriebene Verfahren kommt ebenfalls in (LeBlanc et al. 2009) zur Anwendung.

6.1.4 Belastungssituation während der Installation

Die Einwirkungen während der Installation setzen sich aus dem Eigengewicht, dem hydrostatischen Druck, der künstlichen Druckdifferenz und dem resultierenden Erddruck zusammen (Abbildung 6-6).

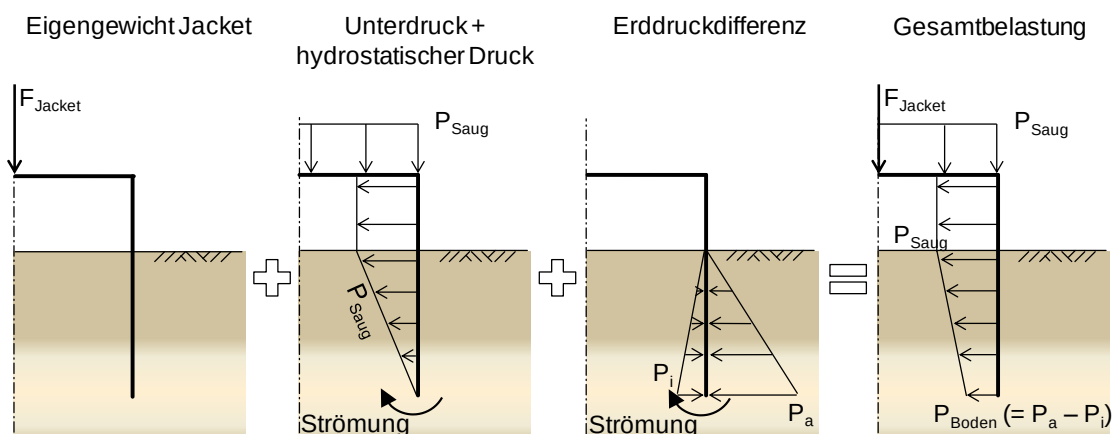


Abbildung 6-6: Einwirkungskomponenten des Lastfalls Installation

Das Eigengewicht des Suction Buckets wird im numerischen Modell realitätsnah anhand der Materialkennwerte und der Erdbeschleunigung berücksichtigt. Werden zusätzliche äußere Lasten wie das Eigenwicht der aufgehenden Struktur oder Zwangsverschiebungen berücksichtigt, wirken diese über eine starre Scheibe auf den oberen Rand des Zentralrohrs der Deckelkonstruktion.

Im Ruhezustand herrscht ein Gleichgewicht des hydrostatischen Drucks auf der Innen- und Außenseite der Struktur. Mit Beginn des Abpumpens von Wasser aus dem Innern des Suction Buckets sinkt der dortige Druck. Aufgrund der begrenzten Durchlässigkeit des Baugrundes baut sich der entstehende Druckunterschied über die Fließstrecke des nachströmenden Wassers im Bereich des Baugrundes ab. Die Folge ist eine radial nach innen gerichtete, dreieckförmig verteilte Druckresultierende, die auf Höhe der Baugrundoberkante der Druckdifferenz zwischen Innen- und Außenseite entspricht und bis zur Unterkante der Mantelschale bis auf null abfällt (vgl. Abbildung 6-6, Bild: Unterdruck + hydrostatischer Druck). Der hydrostatische Druck bestimmt die Höhe der theoretisch maximalen Druckdifferenz.

Zusätzlich zur Belastung aus der aufgetragenen Druckdifferenz führt das nachströmende Wasser zu einer Beeinflussung des vertikalen Erddrucks im Nahbereich der Mantelschale. Der in Kapitel 6.1.3 beschriebene Effekt hat eine zusätzliche Belastung der Mantelschale in radialer Richtung zur Folge, deren Druckresultierende ebenfalls eine dreieckige Form aufweist, deren Nullpunkt aber auf Höhe der Baugrundoberkante liegt. Die am unteren Ende der Mantelschale erreichten Werte sind abhängig von der Durchlässigkeit des Bodens, dem aufgetragenen Unterdruck und der Einbindetiefe zum Zeitpunkt der Betrachtung.

6.1.5 Imperfektionsmodellierung

Für die Betrachtung der Beulanfälligkeit von Schalentragsystemen ist die Berücksichtigung von Imperfektionen von herausragender Bedeutung. In Abhängigkeit der Berechnungsart und eines eventuell genutzten Nachweisverfahrens ergibt sich daraus die Notwendigkeit geometrische Imperfektionen im numerischen Modell zu implementieren.

Im verwendeten Finite Elemente Programm ANSYS kann die Modellierung geometrischer Imperfektionen durch Manipulation des perfekten Systems auf drei verschiedene Arten erfolgen. Imperfektionsformen, die auf Eigenformen, Versagensformen oder anderen Verformungszuständen einer vorangegangenen Berechnung der betrachteten Struktur beruhen, können sehr einfach mit der Funktion *upgeom* (ANSYS 2011) in die aktuelle Modellierung übernommen werden. Die Funktion ermöglicht eine freie Wahl der Imperfektionsamplitude über eine Skalierung der zugrundeliegenden Verformungsfigur und ist auch für Teilbereiche des Modells nutzbar. Die Spannungs- und Dehnungszustände der vorangegangenen Berechnung werden nicht übernommen.

Sollen interne Spannungen und Dehnungen im Ausgangszustand der Berechnung berücksichtigt werden, bieten sich Berechnungen in mehreren sukzessiven Zeitschritten an. Den ersten Zeitschritten, die der Generierung des gewünschten Dehnungs- und Spannungszustandes dienen, schließt sich, nach Aktivierung der relevanten Einwirkungen und Randbedingungen, die eigentliche Untersuchung an.

Die dritte Möglichkeit der Imperfektionsmodellierung liegt in der gezielten Verschiebung einzelner Netzknoten mit Hilfe der Funktion *nmodif* (ANSYS 2011). Diese auf einzelne oder mehrere Netzknoten anwendbare Funktion erlaubt die freie Änderung der räumlichen Position und Ausrichtung der Knoten und eignet sich damit besonders für die Modellierung analytisch beschriebener Funktionen wie beispielsweise Ringbeulen in einer Kreiszyinderschale. Im Gegensatz zu den zuvor beschriebenen Modellierungsansätzen stellt dieses Verfahren deutlich höhere Anforderungen an den Nutzer. Die Manipulation einzelner Netzknoten birgt, wenn die

Auswirkungen auf die zwangsweise resultierenden Elementformen unberücksichtigt bleiben, die Gefahr von Singularitäten in der Berechnung und damit der Unberechenbarkeit des Systems. Der Nutzer sollte aus diesem Grund bei Anwendung des Verfahrens besonderes Augenmerk auf die Gestalt der resultierenden Elementformen legen. Die Manipulation der Knotenpositionen hat keinen Einfluss auf die internen Spannungen und Dehnungen.

Neben Imperfektionen haben die Lagerungsbedingungen großen Einfluss auf das Beulverhalten von Schalenstrukturen. Von besonderer Bedeutung sind hier Inhomogenitäten der Auflagersteifigkeiten über den Umfang der Schale, wie sie durch Hindernisse oder weiche Einschlüsse im Baugrund auftreten können. Um die Auswirkungen örtlich begrenzter Steifigkeitsschwankungen zu bewerten, wird die Steifigkeit der Spitzendruckfedern gezielt beeinflusst.

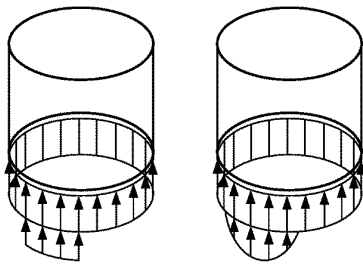


Abbildung 6-7: Rechteckige und parabelförmige Imperfektionsverteilung der Auflagersteifigkeit

Voruntersuchungen mit rechteckigen und parabelförmigen Imperfektionsverteilungen (Abbildung 6-3) auf dem Schalenrand zeigen keinen wesentlichen Einfluss der Verteilungsform auf die Beullasten. Für die Parametervariation in Kapitel 6.3.6 werden ausschließlich parabelförmige Imperfektionsverteilungen eingesetzt.

6.1.6 Validierung

Die Aussagekraft der Berechnungsergebnisse hängt in besonderem Maß von der Qualität des zugrundeliegenden Modells ab. Die Qualität des Modells wiederum hängt von verschiedenen Faktoren ab und ist zudem immer in Abhängigkeit des Berechnungsziels zu betrachten. Für Beuluntersuchungen beispielsweise wird üblicherweise eine feinere Vernetzung der Modelloberfläche benötigt, als für mit geringen Verformungen einhergehende Spannungsberechnungen.

In den folgenden Abschnitten werden verschiedenen Aspekte der Modellierung hinsichtlich ihrer Eignung für Beuluntersuchungen betrachtet.

Konvergenzstudien

Für die Genauigkeit der numerischen Berechnung ist die Größe der Netzelemente von entscheidender Bedeutung. In Beulberechnungen gilt es zudem, den Beulbeginn zuverlässig zu erfassen. Da sich die erste Beule oftmals in Randzonen oder in der Nähe von Lasteinleitungen ausbildet, wo die Schale durch äußere Randbedingungen an einer Formänderung mit geringen Gradienten gehindert wird, muss in Beuluntersuchungen eine kleinteilige Vernetzung sicherstellen, dass auch kurzweilige Beulformen durch eine ausreichende Anzahl an Elementen detektiert wird.

(DNV-RP-C208 2013) gibt als Empfehlung eine Anzahl von 3 - 6 Elementen pro Halbwellenlänge der kleinsten zu erwartenden Beule an. In (DAST RiLi 020 2008) wird als Bezugswert die Halbwellenlänge des idealen Schachbrettbeulmusters der Kreiszylinderschale sowie die Elementansatzordnung für die Bestimmung der minimalen Elementkantenlänge zugrunde gelegt. Die Halbwellenlänge des idealen Schachbrettbeulmusters der Kreiszylinderschale nach (DAST RiLi 020 2008) beträgt im aktuellen Fall:

$$3,46\sqrt{r_m \cdot t} = 3,46\sqrt{9000 \cdot 20} = 1468 \text{ mm} \quad (6-1)$$

In Verbindung mit der Empfehlung aus (DNV-RP-C208 2013) und unter Berücksichtigung der linearen Elementansatzfunktion der eingesetzten Schalenelemente ergibt sich damit eine maximale Elementkantenlänge von $1468 / 6 = 245 \text{ mm}$.

Modell ohne Bodenmodellierung

Die Elementgröße ist abhängig von der strukturellen Form, der Art der Last und der Lasteinleitung. Abbildung 6-8 zeigt den Einfluss der Elementgröße auf die Beullasten aus linearen Verzweigungsanalysen des perfekten Systems. Mit abnehmender Elementkantenlänge ist, wie üblicherweise zu erwarten, eine Abnahme der berechneten Beullasten zu verzeichnen. Da gleichzeitig naturgemäß die Anzahl der Elementknoten und damit der Berechnungsaufwand überproportional steigt, gilt es einen Kompromiss zwischen Aufwand und Berechnungsgenauigkeit zu finden. Im aktuellen Fall zeigt sich eine Abhängigkeit der Beulform von der Elementkantenlänge. Für Elementkantenlängen von 50 mm und kleiner zeigt sich ein kurzwelliges Schachbrettbeulmuster und ein starker Abfall der Beullasten. Elementlängen größer als 50 mm erzeugen ein Ringbeulmuster, dessen Welligkeit mit zunehmender Elementkantenlänge abnimmt. Der Einfluss der Elementkantenlänge auf die Beullasten sinkt zudem erheblich.

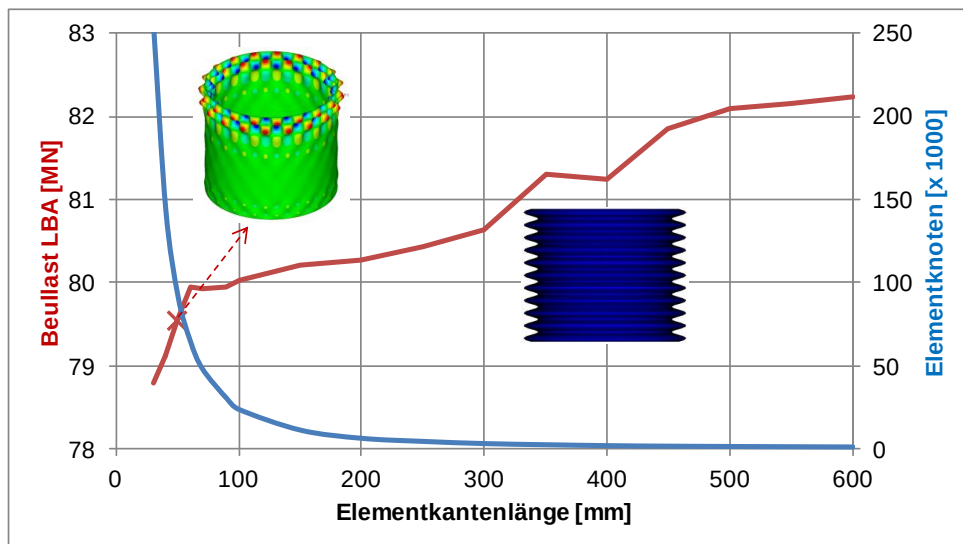


Abbildung 6-8: Einfluss der Elementkantenlänge auf die Beullasten aus linearen Verzweigungsanalysen (LBA) und die Anzahl der Elementknoten

Bei Verringerung der Elementkantenlänge von 300 mm auf 60 mm wird eine Verbesserung der Vorhersagegenauigkeit um etwa 0,5 % der Beullast erreicht. Eine weitere Verringerung auf 30 mm bringt zusätzlich ca. 1 %. Der Aufwand dafür beträgt allerdings das 22-fache bzw.

88-fache und steht in keinem vertretbaren Verhältnis. Für Systeme ohne Imperfektionen stellt damit eine Elementkantenlänge von 300 mm einen sinnvollen Kompromiss dar.

Untersuchungen zur Netzfeinheit im Bereich geometrischer Imperfektionen zeigen gute Ergebnisse bei Elementkantenlängen von 150 mm.

Modell mit Bodenersatzfedern

Untersuchungen zum Einfluss der Netzfeinheit zu verschiedenen Zeitpunkten der Installation und mit Berücksichtigung des Baugrundes durch das in Kapitel 6.1.2 beschriebene Baugrundersatzmodell zeigen keine nennenswerten Abweichungen von den Erkenntnissen des Modells ohne Bodenersatzfedern. Eine Elementkantenlänge von 150 mm ist damit als praktikabel anzusehen.

Bodenersatzfedern

Die Steifigkeit der Bodenersatzfedern, insbesondere der horizontalen Bettung, hat einen wesentlichen Einfluss auf das Ergebnis der Beulberechnung. Ein Vergleich der Berechnungsergebnisse mit Versuchsdaten realer oder numerischer Versuche erscheint daher zunächst zwingend erforderlich.

Wie aus (Thielen et al. 2014), (Foglia et al. 2013) und anderen hervorgeht, ist der beobachtete Verschiebungsweg vertikal oder horizontal belasteter Suction Buckets stark von der Belastungsgeschwindigkeit abhängig. Die Geschwindigkeitsabhängigkeit der Kraft-Verschiebungsbeziehung zwischen Suction Bucket und umgebendem Boden geht im verwendeten Bodenersatzmodell über die Höhe des angesetzten Unterdrucks indirekt in die Berechnung der Federsteifigkeiten ein. Das Modell lässt jedoch keine Zuordnung zwischen Unterdruck und Belastungsgeschwindigkeit zu. Ein Vergleich des Modells mit Versuchsdaten ist zwar möglich, wäre aufgrund der unbekannten Beziehung zwischen Belastungsgeschwindigkeit und resultierendem Unterdruck aber ohne Aussagekraft für die Präzision der Berechnung. Durch Variation der Kraft-Verschiebungsannahme wäre jedes gewünschte Ergebnis erreichbar.

6.2 Stabilitätsberechnung während Installation

Die Entwicklung des numerischen Modells im vorigen Kapitel ermöglicht die Berechnung der Beulstabilität während der Installation mit Hilfe des MNA/LBA-Verfahrens nach (DIN EN 1993-1-6 2010). Grundlage dieses Berechnungsverfahrens sind je eine globale materiell nichtlineare Berechnung (MNA) und linear elastische Verzweigungseigenwert-Berechnung (LBA). Unter Berücksichtigung eines empirischen Imperfektions-Abminderungsfaktors lässt sich so der Beulwiderstand der Schale berechnen.

Der Beulwiderstand der Struktur wird unter der Annahme einer reinen Vertikalbelastung während der Installation berechnet. Diese bestehen aus den Belastungsanteilen Eigengewicht, Einzellast zur Repräsentation des Jacket-Eigengewichtsanteils und Unterdruck. Der Unterdruck wirkt auf die Innenseite des Suction Buckets und wird stufenweise auf bis zu 0,2 MPa gesteigert. Der Jacket-Eigengewichtsanteil beträgt 2,54 MN und wirkt auf den oberen Rand der Deckelkonstruktion.

Abweichend von den Geometrieangaben in Tabelle 6-2 wurde die Wanddicke der Mantelschale bei diesen Berechnungen zu $t = 30$ mm angenommen.

Tabelle 6-3: Ausnutzungsgrad des Beulwiderstandes während der Installation (ohne Sicherheitsbeiwerte)

	Einbindetiefe [mm]																
	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000	6500	7000	7500	8000	
Unterdruck [MPa]	0,00	25,70	12,81	8,13	6,32	5,25	4,59	4,14	3,81	3,56	3,35	3,18	3,02	2,89	2,76	2,66	2,56
	0,01	9,82	10,11	7,39	5,95	5,06	4,46	4,04	3,74	3,50	3,31	3,15	2,99	2,86	2,74	2,64	2,54
	0,02	5,46	7,33	6,67	5,59	4,87	4,33	3,95	3,67	3,44	3,26	3,11	2,96	2,83	2,72	2,62	2,52
	0,03	3,77	5,13	5,60	5,22	4,68	4,20	3,86	3,59	3,39	3,21	3,07	2,93	2,81	2,70	2,60	2,51
	0,04	2,88	3,93	4,34	4,60	4,46	4,07	3,76	3,52	3,33	3,17	3,03	2,90	2,78	2,67	2,57	2,49
	0,05	2,33	3,18	3,53	3,74	4,00	3,93	3,66	3,44	3,27	3,12	2,99	2,87	2,75	2,65	2,55	2,47
	0,06	1,95	2,67	2,96	3,15	3,37	3,62	3,55	3,36	3,20	3,06	2,95	2,83	2,72	2,62	2,53	2,45
	0,07	1,68	2,30	2,55	2,72	2,91	3,13	3,29	3,28	3,13	3,01	2,90	2,80	2,69	2,60	2,51	2,43
	0,08	1,48	2,02	2,24	2,39	2,56	2,75	2,91	3,07	3,06	2,95	2,85	2,76	2,66	2,57	2,49	2,41
	0,09	1,32	1,80	2,00	2,13	2,28	2,46	2,61	2,76	2,94	2,88	2,80	2,72	2,63	2,54	2,46	2,39
	0,10	1,19			1,92	2,06	2,22	2,36	2,50	2,67	2,77	2,74	2,67	2,60	2,52	2,44	2,37
	0,11				1,75	1,88	2,02	2,16	2,29	2,45	2,57	2,65	2,61	2,56	2,49	2,41	2,34
	0,12				1,61		1,86	1,98	2,11	2,26	2,38	2,49	2,53	2,50	2,45	2,39	2,32
	0,13				1,48		1,72	1,84	1,95	2,09	2,22	2,33	2,43	2,43	2,41	2,35	2,30
	0,14				1,38		1,60	1,71	1,82	1,95	2,08	2,19	2,31	2,34	2,35	2,32	2,27
	0,15						1,50	1,60	1,70	1,83	1,95	2,06	2,18	2,25	2,27	2,28	2,24
	0,16						1,40	1,50	1,60	1,72	1,84	1,95	2,07	2,15	2,19	2,21	2,20
	0,17						1,32	1,41	1,51	1,62	1,74	1,85	1,96	2,05	2,11	2,15	2,16
	0,18							1,34		1,54	1,65	1,75	1,87	1,97	2,03	2,07	2,10
	0,19							1,27		1,46	1,57	1,67	1,78	1,88	1,95	2,00	2,04
0,20							1,21		1,39	1,49	1,59	1,70	1,81	1,88	1,94	1,98	

Tabelle 6-3 zeigt das Verhältnis von Widerstand zu Einwirkung für verschiedene Kombinationen aus Einbindetiefe und aufgebrachtem Unterdruck ohne Berücksichtigung von Sicherheitsbeiwerten. Die rote Linie markiert den aus Sicht der grundbaulichen Berechnungen des Instituts für Geotechnik kritischen Unterdruck, oberhalb dessen Bodenversagen anzunehmen ist. Der grün hinterlegte Bereich oberhalb der roten Linie kennzeichnet damit die während der Installation möglichen Unterdrücke. In diesem Bereich beträgt das im Sinne einer Globalsicherheit zu verstehende Verhältnis von Beulwiderstand zu Belastung mindestens 2,32. Basierend auf dem MNA-LBA Verfahren der (DIN EN 1993-1-6 2010) ist der Beulwiderstand bei einer Mantelschalendicke von $t = 30$ mm daher als ausreichend anzusehen.

Die Reduktion der Mantelschalendicke auf $t = 20$ mm in den folgenden Berechnungen erfolgt vor dem Hintergrund, dass die Auslegung der Deckelkonstruktion nicht Teil des Projektes ist, trotzdem jedoch sichergestellt werden soll, dass ein Versagen zuverlässig in der Mantelschale auftritt.

6.3 Einfluss verschiedener Imperfektionsformen auf das Beulverhalten

Das Beulverhalten schalenförmiger Strukturen wird maßgeblich durch das Vorhandensein von Imperfektionen bestimmt. Der größte Einfluss ist geometrischen Imperfektionen zuzuschreiben, deren Herkunft vielfältig sein kann. Neben unvermeidbaren Fertigungstoleranzen sind Verzüge aus dem Schweißprozess eine häufige Ursache. Andere Ursachen können Transport- oder Lagerungsschäden sein, die jedoch durch das Sicherheitskonzept der gängigen Normen nicht abgedeckt und in jedem Fall gesondert zu

betrachten sind. Im Fall der Suction Buckets stellen zudem Lagerungsinhomogenitäten einen wichtigen Imperfektionsfall dar. Aufgrund der fehlenden Aussteifung am unteren Ende der Mantelschale erweisen sich Suction Buckets als sensitiv gegenüber Schwankungen der Auflagerpressung über den Umfang.

Die folgenden Kapitel sind Untersuchungen zum Einfluss ausgewählter Imperfektionsformen auf das Beulverhalten des modellierten Suction Buckets gewidmet.

6.3.1 Einfluss der Deckelkonstruktion

Da ein wesentlicher Teil der Modellierung und damit des späteren Berechnungsaufwandes auf die Deckelkonstruktion entfällt, wird in einem ersten Schritt der Einfluss der Deckelkonstruktion auf das Beulverhalten der Mantelschale untersucht. In Abhängigkeit der Steifigkeitsverteilung zwischen Mantelschale und Deckelkonstruktion ist mit variierenden Ergebnissen zu rechnen.

Die in Kapitel 6.1.1 beschriebene Struktur wird für Einbindetiefen zwischen 0,5 m und 7,0 m, ohne Einbeziehung von Imperfektionen betrachtet. Vereinfachend wird eine gleichzeitige Steigerung der äußeren Vertikalbelastung zur Repräsentation des Jacket-Eigengewichtanteils und des Unterdrucks angesetzt. Das Verhältnis der Lastkomponenten zueinander beträgt 2,54 MN Vertikallast bei 0,2 MPa Unterdruck.

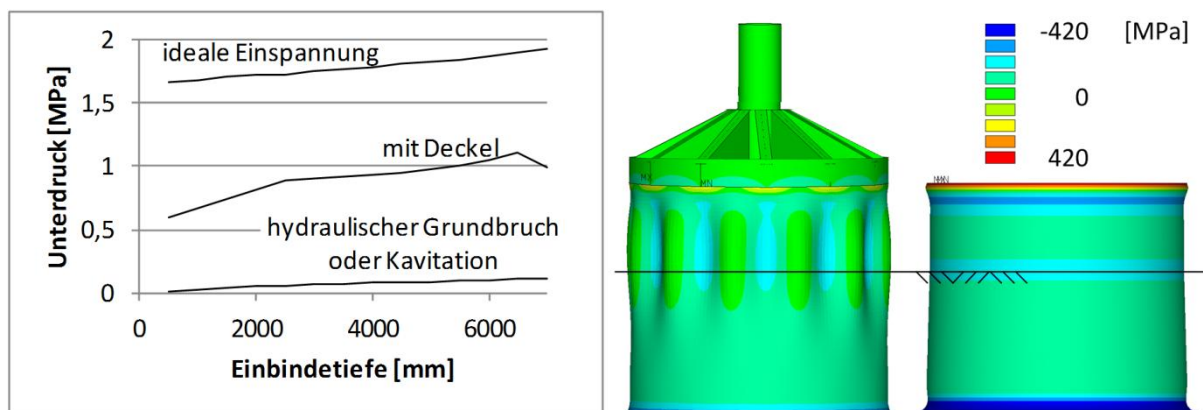


Abbildung 6-9: Links: kritische Unterdrücke, rechts: Beulformen (25-fach überhöht) und Vertikalspannungen beim Versagen für Einbindetiefe 5 m

Abbildung 6-9 zeigt den bedeutenden Einfluss der Deckelkonstruktion auf die Beullasten unter der beschriebenen Lastfallkombination. Bedingt durch die inhomogene Lasteinleitung der Deckelkräfte stellt sich bei Berücksichtigung des Deckels ein Beulmuster mit mehreren Umfangswellen ein. Die Wellenanzahl hängt von der Einbindetiefe ab, entspricht aber immer einem Vielfachen der Strebenanzahl. Das Modell mit idealer Einspannung zeigt als Versagensform eine Einschnürung über den gesamten Umfang. Der Beullast dieses Modells ist etwa doppelt so hoch wie beim Modell mit Deckel. Zu beachten ist, dass die hier gezeigten Untersuchungen keine Imperfektionen der Geometrie oder der Lagerung im Boden beinhalten. Der Einfluss von Imperfektionen kann den Einfluss der Randbedingungen überschreiten.

Die Untersuchung zeigt, dass die Deckelkonstruktion einen wesentlichen Einfluss auf das Beulverhalten nimmt und nicht durch eine Idealisierung ersetzt werden kann.

6.3.2 Referenzmodell ohne Imperfektionen

Grundlage der folgenden Untersuchungen bildet die Betrachtung des Beulverhaltens am perfekten System. Die unter Berücksichtigung materieller und geometrischer Nichtlinearität ermittelten Beullasten dienen dem späteren Vergleich mit Werten imperfektionsbehafteter Systeme. Die zugehörigen Beulformen lassen Rückschlüsse auf möglicherweise ungünstige Imperfektionsformen zu und dienen konkret der Modellierung der auf Versagensformen basierenden Imperfektionen, die in Kapitel 6.3.4 untersucht werden.

Parameterbereich

Die Untersuchungen umfassen den Installationsvorgang von 0,5 m bis 8,0 m Einbindetiefe. Das System umfasst keinerlei Imperfektionen, Auflagerinhomogenitäten oder Störlasten.

Belastung und Lagerung

Die Belastung umfasst das Eigengewicht des Suction Buckets sowie eine vertikale Zusatzbelastung auf den oberen Rand der Deckelkonstruktion von 2,54 MN als Repräsentation des Eigengewichtsanteils der im Projekt entwickelten Jacketstruktur. Nach Belastung mit den Eigengewichtsanteilen folgt eine Unterdruckbelastung auf die Innenseite des Suction Buckets, einschließlich der in Kapitel 6.1.3 beschriebenen Effekte durch nachströmendes Wasser. Die Steigerung der Unterdruckbelastung erfolgt bis zum Versagen der Struktur.

Die Lagerung besteht aus den durch unabhängige Federelemente dargestellten Baugrundwiderständen Mantelreibung und Spitzendruck. In den Fällen, in denen das Gleichgewicht der vertikalen Kräfte durch die zur Verfügung stehenden Bodenwiderstände nicht sichergestellt werden kann und das System demzufolge in einen ungebremsen Translationszustand übergehen würde, wird die numerische Stabilität wie in Kapitel 6.1.3 ausgeführt über die Aktivierung einer künstlichen Spitzendruckkomponente sichergestellt.

Parameterstudie

Abbildung 6-10 zeigt den zum Versagen der Struktur führenden Unterdruck in Abhängigkeit der Einbindetiefe. Der kritische Unterdruck beträgt zu Beginn des Installationsprozesses knapp 0,9 MPa. Mit zunehmender Einbindetiefe steigt er linear an und erreicht zum Ende des Installationsvorganges sein Maximum leicht über 1,0 MPa.

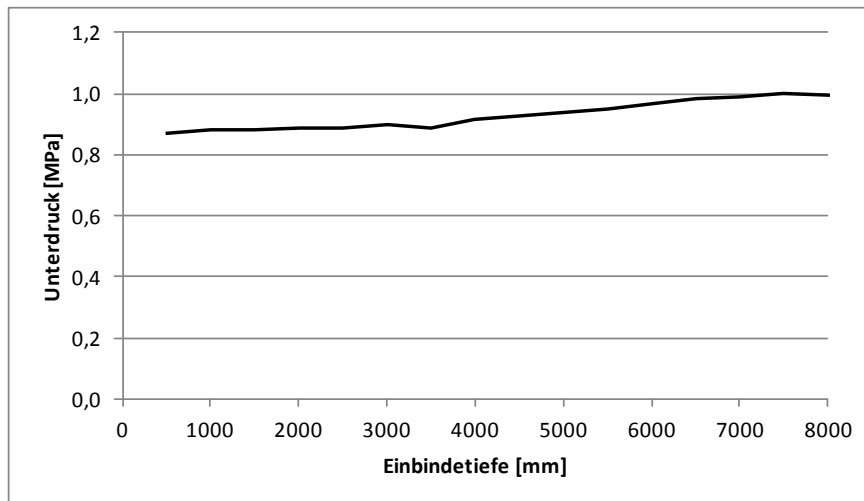


Abbildung 6-10: Beuldruck in Abhängigkeit der Einbindetiefe, Modell ohne Imperfektionen

Die Beulform zeigt für alle Einbindetiefen eine mehrwellige Form in Umfangsrichtung und eine Halbwelle in Meridianrichtung. Die Anzahl und Anordnung der Umfangswellen wird durch die Aussteifungen der Deckelkonstruktion bestimmt, wobei pro Deckelsteife eine Vollwelle auftritt. In Meridianrichtung ist in allen Untersuchungen eine Halbwelle zu beobachten, der Ort der maximalen Verschiebung ist jedoch abhängig von der Einbindetiefe (vgl. Abbildung 6-11). Für geringe Einbindetiefen liegt die größte Beultiefe etwa in halber Höhe der Mantelschale. Mit zunehmender Einbindetiefe wird dieser Punkt durch die Stützwirkung des Bodens nach oben verschoben, bis er bei einer Einbindetiefe von 6,5 m etwa im Viertelpunkt der Mantelschalenhöhe liegt. Bei weiter steigenden Einbindetiefen verlagert sich der Punkt wieder zurück und liegt zum Ende der Installationsphase etwa im Drittelspunkt der Schalenhöhe.

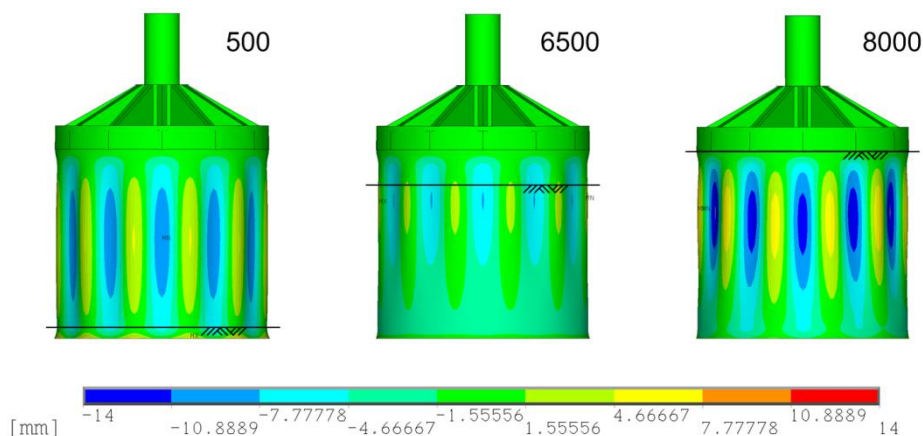


Abbildung 6-11: Radialverformungen ausgewählter Beulformen unter Angabe der Einbindetiefen in mm, Modell ohne Imperfektionen

Bei der Berechnung von Beulversagenszuständen muss besonderes Augenmerk auf die Schrittweite der numerischen Berechnung gelegt werden, da bei zu großen Schrittweiten leicht einzelne Beulfiguren „übersprungen“ werden. Das Ergebnis zeigt in diesen Fällen nicht nur falsche Beulformen, sondern oft auch deutlich höhere Versagenslasten.

Zusammenfassung

Die Untersuchungen am System ohne Ersatzimperfektionen zeigen nur einen geringen Einfluss der Einbindetiefe auf den kritischen Unterdruck. Einen größeren Einfluss hat die Einbindetiefe auf die Beulform. Zwar bleibt die Anzahl der Umfangs- und Meridianwellen über den gesamten Installationsprozess gleich, mit zunehmender Einbindetiefe wird der Ort der größten Verformungen jedoch durch die Stützwirkung des Bodens von der Mitte der Mantelschalenhöhe sukzessive nach oben verschoben.

6.3.3 Beuleigenformen

Eine oft genutzte Möglichkeit der Generierung von Imperfektionsformen besteht in der Verwendung von Beuleigenformen des Systems. (DIN EN 1993-1-6 2010), Abs. 8.7.2 (13), erlaubt die Verwendung einer eigenformaffinen Imperfektionsform, falls keine andere ungünstigere Imperfektionsform begründet werden kann. Zu verwenden ist in diesem Fall die Eigenform, die zum kleinsten elastischen Beulwiderstand einer linearen Verzweigungsanalyse gehört. Im Allgemeinen ist damit die erste Beuleigenform beschrieben.

Generierung der Anfangsimperfektion

Die Imperfektionsform wird durch eine lineare Verzweigungsanalyse (LBA) am teilweise in den Baugrund eingebundenen System ermittelt. Die zum kleinsten ermittelten Lastfaktor gehörende Beuleigenform wird wie in Kapitel 6.1.5 beschrieben über die Funktion *upgeom* (ANSYS 2011) modelliert.

Parameterbereich

Die Untersuchungen umfassen den Installationsvorgang von 0,5 m bis 8,0 m Einbindetiefe in Teilschritten von 0,5 m. Die Imperfektionsform entspricht der ersten Beuleigenform.

Die größte Imperfektionsamplitude berechnet sich nach (DIN EN 1993-1-6 2010), Abs. 8.7.2 (18), in Abhängigkeit der Herstelltoleranz-Qualitätsklasse zu:

$$\Delta w_{0,eq,1} = l_g \cdot U_{n1} \quad (6-2)$$

$$\Delta w_{0,eq,2} = n_i \cdot t \cdot U_{n2} \quad (6-3)$$

Dabei ist

l_g	alle relevanten Messlängen zur Ermittlung von Vorbeultiefen
t	die örtliche Wanddicke
n_i	ein Multiplikator, mit dessen Hilfe ein angemessenes Toleranzniveau erreicht werden soll
U_{n1} und U_{n2}	Imperfektionsamplitudenparameter für die zutreffende Herstelltoleranz-Qualitätsklasse

Für die betrachtete Struktur betragen die relevanten Messlängen:

$$l_{gx} = 4\sqrt{r \cdot t} = 4\sqrt{4500 \cdot 20} = \underline{1200 \text{ mm}} \quad (6-4)$$

$$l_{g\Theta} = 2,3(l^2 \cdot r \cdot t)^{0,25} = 2,3(8000^2 \cdot 4500 \cdot 20)^{0,25} = \underline{3563 \text{ mm}} \leq r = 4500 \text{ mm} \quad (6-5)$$

Für die Herstelltoleranz-Qualitätsklasse B ergeben sich damit maximale Imperfektionsamplituden von:

$$\Delta w_{0,eq,1} = 3536 \cdot 0,016 = \underline{56,6 \text{ mm}} \quad (6-6)$$

$$\Delta w_{0,eq,2} = 25 \cdot 20 \cdot 0,016 = 10 \text{ mm} \quad (6-7)$$

Zusätzlich fordert (DIN EN 1993-1-6 2010) sicherzustellen, dass eine Berechnung mit einer um 10% kleineren Imperfektionsamplitude keine geringere Beullast liefert.

Untersucht werden somit zunächst die Imperfektionsamplituden 56,6 mm und 50,9 mm. Den Ergebnissen folgend sind zudem Untersuchungen mit nochmals verringerter Imperfektionsamplitude erforderlich. Für die zusätzlichen Berechnungen wird eine Imperfektionsamplitude von $\Delta w_{0,eq,1} - 20 \% = 45,3 \text{ mm}$ angesetzt.

Belastung und Lagerung

Die Belastungshöhe und -reihenfolge für die Berechnung der Beulform können grundsätzlich von der Belastung der nachfolgenden Berechnung des imperfekten Systems abweichen. In der aktuellen Untersuchung wird im ersten Berechnungsschritt eine lineare Verzweigungsanalyse (LBA) unter den Belastungen Eigengewicht, Einzellast zur Repräsentation des Jacket-Eigengewichtsanteils und Unterdruck durchgeführt. Der Unterdruck wirkt auf die Innenseite des Suction Buckets und liegt mit 0,2 MPa oberhalb des im geotechnischen Modell ermittelten kritischen Unterdrucks, führt in Kombination mit den restlichen Lasten jedoch nicht zum (Beul-)Versagen der Struktur. Der Jacket-Eigengewichtsanteil beträgt 2,54 MN und wirkt auf den oberen Rand der Deckelkonstruktion.

Nach Manipulation der Geometrie entsprechend Kapitel 6.1.5 erfolgt zunächst eine Belastung durch Eigengewicht des Buckets und anteiliges Jacketgewicht, bevor in einer folgenden Berechnung der Unterdruck auf die Innenseite des Suction Buckets bis zum Versagen der Struktur gesteigert wird.

Die Lagerung besteht, für beide Berechnungen identisch, aus den durch unabhängige Federelemente dargestellten Baugrundwiderständen Mantelreibung und Spitzendruck. In den Fällen, in denen das Gleichgewicht der vertikalen Kräfte durch die zur Verfügung stehenden Bodenwiderstände nicht sichergestellt werden kann und das System demzufolge in einen ungebremsten Translationszustand übergehen würde, wird die numerische Stabilität, wie in Kapitel 6.1.3 ausgeführt, über die Aktivierung einer künstlichen Spitzendruckkomponente sichergestellt.

Parameterstudien

Eine Ergebnisgröße der Studie ist der zum Versagen der imperfekten Struktur führende Unterdruck, ermittelt aus dem letzten ausiterierten Lastschritt der FE-Berechnung.

Abbildung 6-12 zeigt den zum Versagen der imperfekten Struktur führenden Unterdruck für Einbindetiefen von 0,5 m bis 8,0 m und verschiedene Imperfektionsamplituden. Für geringe

bis mittlere Einbindetiefen sind sehr kleine Abweichungen zwischen den Ergebnissen der maximalen und der um 10 % abgeminderten Imperfektionsamplitude zu erkennen. Zwischen 5,0 m und 5,5 m Einbindetiefe steigt der kritische Unterdruck der Berechnung mit maximaler Imperfektionsamplitude jedoch sprunghaft an, während die Berechnungen mit um 10 % abgeminderter Imperfektionsamplitude dem etwa linearen Verlauf der Kurve bis zu 6,5 m Einbindetiefen weiter folgen. Im Bereich zwischen 5,0 m und 6,5 m Einbindetiefe führt die geringere Imperfektionsamplitude somit zu ungünstigeren Ergebnissen in Form geringerer kritischer Unterdrücke. Bei Einbindetiefen größer 6,5 m liegen die Ergebnisse beider Imperfektionsamplituden wieder auf ähnlichem Niveau. Für diesen Bereich ist, wie oben dargestellt, sicherzustellen, dass eine weitere Verringerung der Imperfektionsamplitude keine weitere Verringerung des kritischen Unterdrucks hervorruft.

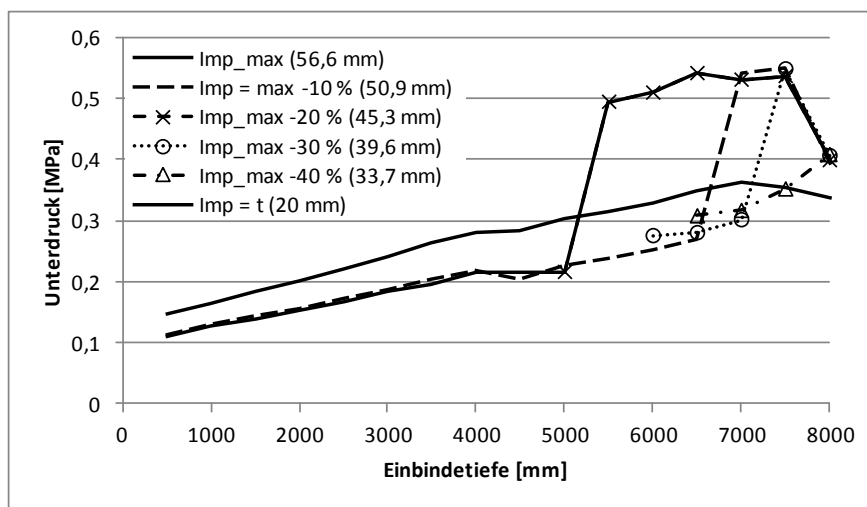


Abbildung 6-12: Beuldruck in Abhängigkeit von Einbindetiefe und Imperfektionsamplitude, Vorbeulgeometrie: 1. Beuleigenform

Zusätzliche Untersuchungen mit um 20 %, 30 % und 40 % reduzierten Imperfektionsamplituden im Bereich großer Einbindetiefen zeigen eine deutliche Tendenz in Bezug auf die dort zu erwartende untere Einhüllende des kritischen Unterdrucks. Die Form der Einhüllenden entspricht einem linearen Verlauf dessen Steigung den Ergebnissen der Untersuchungen mit maximaler Imperfektionsamplitude im Bereich kleiner und mittlerer Einbindetiefen entspricht.

Abbildung 6-12 zeigt darüber hinaus die Ergebnisse für eine Imperfektionsamplitude, die der Größe nach der Wanddicke der Mantelschale entspricht. Die Kurve dieser Ergebnisse zeigt einen sehr gleichmäßigen Verlauf ohne die Sprünge der zuvor beschriebenen Kurven größerer Imperfektionsamplituden. Die kritischen Unterdruckwerte dieser Imperfektionsamplitude liegen, mit Ausnahme sehr großer Einbindetiefen, etwa 30 – 40 % über den jeweils kleinsten der anderen Imperfektionsamplituden. Dieses Verhalten zeigt, wie Berechnungen mit stark reduzierten Imperfektionsamplituden genutzt werden können, um die Ergebnisse der mit voller oder leicht abgeminderter Imperfektionsamplitude abzusichern.

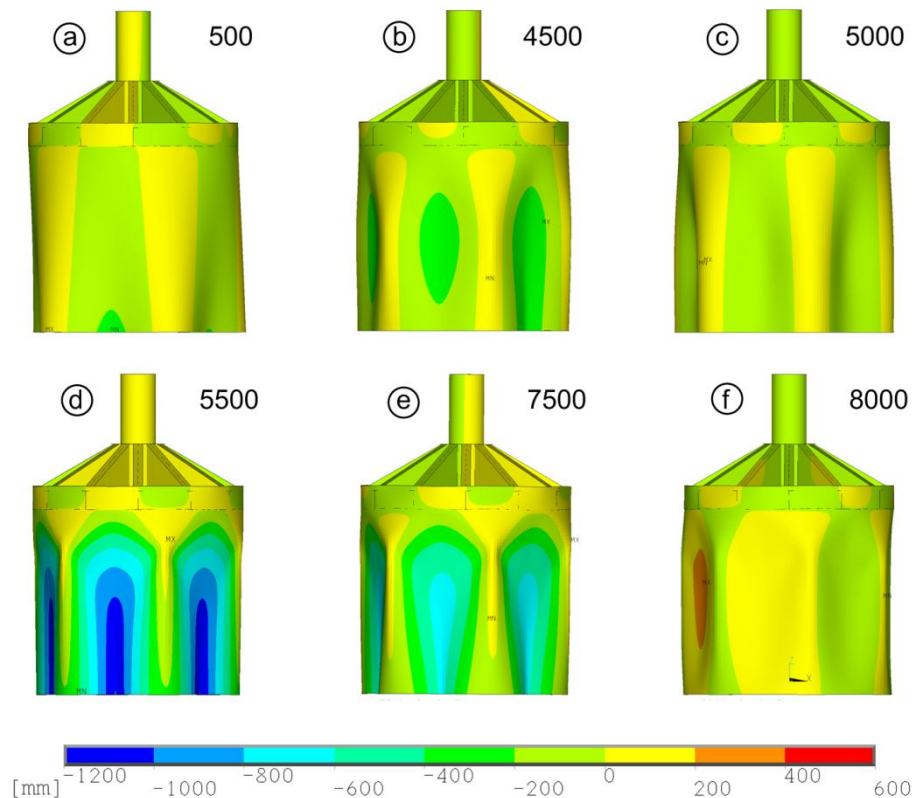


Abbildung 6-13: Radialverformungen ausgewählter Beulformen unter Angabe der Einbindetiefen in mm, maximale Imperfektionsamplitude

Eine Betrachtung der in Abbildung 6-13 dargestellten Beulfiguren aus Berechnungen mit maximaler Imperfektionsamplitude gibt Hinweise auf die Hintergründe der starken Schwankungen der Versagensdrücke. Bei Einbindetiefen bis 5,0 m wird das Versagen durch elastisches Beulen bestimmt. Bei größeren Einbindetiefen deuten die sehr großen Verformungen auf ein langsames, plastisch bestimmtes Versagen hin.

Die in den Untersuchungen teilweise beobachteten, sehr großen Verformungen stehen im Widerspruch zur Annahme relativ kleiner radialer Verschiebungen der Mantelschale in Kapitel 6.1.2. Da die Berücksichtigung der Umlagerung von Boden von nach außen verschobenen Strukturbereichen hin zu nach innen verschobenen Bereichen und umgekehrt mit heutigen Methoden nicht praktikabel ist und nicht in die Berechnungen einfließt, sind die Ergebnisse bei Auftreten großer Verformungen nur von qualitativer Aussagekraft.

Zusammenfassung

Für die imperfektionsbehaftete Beulanalyse ist durch den Nutzer eine geometrische Ersatzimperfektion bestehend aus Imperfektionsform und –amplitude zu definieren. Beuleigenformen stellen eine verhältnismäßig einfach zu berechnende Möglichkeit zur Generierung einer potenziell ungünstigen Ersatzimperfektion dar und werden, falls keine ungünstigere Imperfektionsform bekannt ist, in (DIN EN 1993-1-6 2010) zur Verwendung empfohlen. Im Programmsystem ANSYS lässt sich die Imperfektion über die Funktion *upgeom* (ANSYS 2011) komfortabel implementieren.

Von besonderer Wichtigkeit ist die Wahl einer geeigneten Imperfektionsamplitude. Hinweise zur Berechnung der maximal anzusetzenden Imperfektionsamplitude finden sich in (DIN EN 1993-1-6 2010) und (DASt RiLi 020 2008). Geometrisch und materiell nichtlineare Untersuchungen zu verschiedenen Stadien des Installationsprozesses eines Suction Buckets haben gezeigt, dass speziell im Bereich großer Einbindetiefen die Wahl einer im Vergleich zur maximalen empfohlenen Imperfektionsamplitude stark verringerten Amplitude notwendig ist, um den niedrigsten kritischen Versagensdruck zuverlässig zu bestimmen.

6.3.4 Statische Versagensfigur

Eine Alternative zur Beuleigenform als Grundlage für die Modellierung der geometrischen Imperfektionsform besteht in der Verwendung von Verformungsfiguren, die sich beim Versagen unter statischer Belastung einstellen.

Generierung der Anfangsimperfektion

Die Imperfektionsform wird durch eine geometrisch und materiell nichtlineare Analyse (GMNA) am teilweise in den Baugrund eingebundenen System ermittelt (siehe Kapitel 6.3.2). Die aus dem letzten ausiterierten Lastschritt der Berechnung ermittelte Beulform wird wie in Kapitel 6.1.5 beschrieben über die Funktion *upgeom* (ANSYS 2011) als Imperfektionsform modelliert.

Parameterbereich

Die Untersuchungen umfassen den Installationsvorgang von 0,5 m bis 8 m Einbindetiefe in Teilschritten von 0,5 m. Die Imperfektionsform entspricht der zur jeweiligen Einbindetiefe gehörende Versagensfigur unter statischer Last und unter Berücksichtigung der im folgenden Kapitel beschriebenen Belastungsfolge.

Die Imperfektionsamplitude wird entsprechend der in Kapitel 6.3.3 angeführten Berechnung zu $\Delta w_{0,eq,1} = 56,6 \text{ mm}$ angesetzt. Zusätzlich werden, entsprechend den Forderungen in (DIN EN 1993-1-6 2010), zu sämtlichen Einbindetiefen Berechnungen mit verringerter Imperfektionsamplitude von $\Delta w_{0,eq,1} - 10 \% = 50,9 \text{ mm}$ durchgeführt.

Belastung und Lagerung

Bei der Berechnung der statischen Versagenslast ist die Belastungsreihenfolge von besonderer Bedeutung. Zur Ermittlung der Versagensform wird im ersten Berechnungsschritt eine geometrisch und materiell nichtlineare Analyse (GMNA) unter den Belastungen Eigengewicht und Einzellast zur Repräsentation des Jacket-Eigengewichtsanteils durchgeführt. Erst in einem zweiten Berechnungsschritt wird zusätzlich der auf die Innenseite des Suction Buckets wirkende Unterdruck aufgebracht und bis zum Versagen der Struktur gesteigert. Der Jacket-Eigengewichtsanteil von 2,54 MN wirkt auf den oberen Rand der Deckelkonstruktion. Die so ermittelte Versagensfigur dient der Modellierung der Anfangsimperfektion.

Nach Manipulation der Geometrie entsprechend Kapitel 6.1.5 erfolgt zunächst wiederum eine Vorbelastung durch Eigengewicht des Buckets und anteiliges Jacketgewicht, bevor in einer anschließenden Berechnung der Unterdruck auf die Innenseite des Suction Buckets ein zweites Mal bis zum Versagen der Struktur gesteigert wird.

Die Lagerung entspricht der in Kapitel 6.3.3 beschriebenen.

Parameterstudien

Der zum Versagen der imperfekten Struktur führende Unterdruck wird aus dem letzten ausiterierten Lastschritt der FE-Berechnung ermittelt. Abbildung 6-14 zeigt die Ergebnisse für Einbindetiefen von 0,5 m bis 8,0 m. Zu erkennen sind deutliche Schwankungen des kritischen Unterdrucks in Abhängigkeit der Einbindetiefe, die auf verschiedene Beulfiguren zurückzuführen sind. Untersuchungen mit um 10 % verringerter und mit deutlich verringerter Imperfektionsamplitude zeigen exakt gleiche Ergebnisse, was im Falle versagensformaffiner Imperfektionsformen auf einen geringen Einfluss der Imperfektionsamplitude schließen lässt.

Beulformen, die zu verhältnismäßig großen kritischen Unterdrücken führen, zeigen demnach ein regelmäßiges Beulmuster mit einer Halbwelle in Meridianrichtung. Geringe kritische Unterdrücke resultieren aus eher ungleichmäßigen Beulmustern, die nur eine halbe Halbwelle in Meridianrichtung aufweisen und damit zu signifikanten Radialverformungen des unteren Schalenrandes führen.

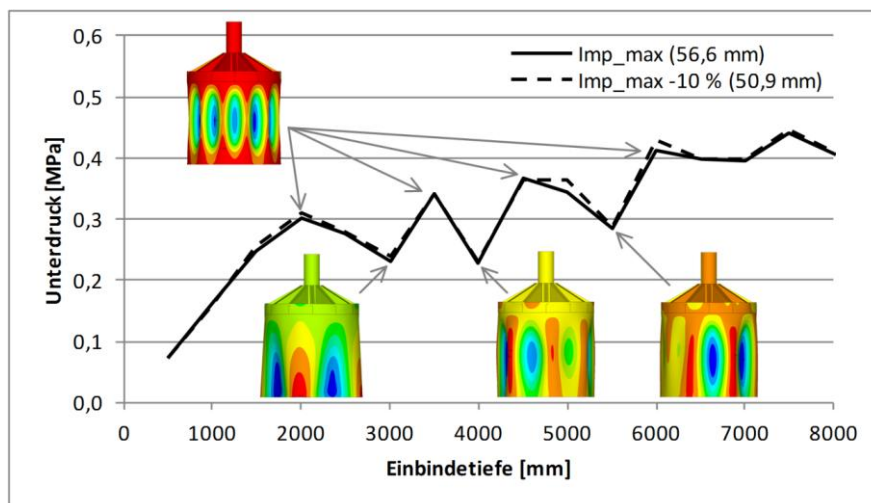


Abbildung 6-14: Beuldruck und ausgewählte Beulformen in Abhängigkeit von Einbindetiefe und Imperfektionsamplitude, Versagensform: statisches Versagen

Die gezeigten Ergebnisse erwiesen sich trotz des unsteten Verlaufs über die Einbindetiefe als reproduzierbar. Allerdings ist anzunehmen, dass auch für die Einbindetiefen, für die nur halbwellige Beulmuster mit verhältnismäßig hohen kritischen Unterdrücken ermittelt werden konnten, ungünstigere Beulmuster mit geringeren kritischen Unterdrücken existieren. Aufgrund der Schwierigkeit beim Auffinden einer geeigneten Imperfektionsform sind aus der Versagensform abgeleitete Beulformen als Ersatzimperfektionen für Suction Buckets nur eingeschränkt geeignet.

Zusammenfassung

Für die imperfektionsbehaftete Beulanalyse ist durch den Nutzer eine geometrische Ersatzimperfektion bestehend aus Imperfektionsform und –amplitude zu definieren. Eine Alternative zur Beuleigenform als Grundlage für die Modellierung der geometrischen Imperfektionsform besteht in der Verwendung von Verformungsfiguren, die sich beim Versagen unter statischer Belastung einstellen.

Zur Berechnung der Imperfektionsform wird die Struktur durch die gleiche Lastkombination wie in der eigentlichen Berechnung bis zum Versagen belastet. Die Beulfigur wird skaliert und spannungsfrei in das Modell übernommen. Anschließend erfolgt die eigentliche Berechnung, die im aktuellen Fall wiederum zum Versagen der Struktur führt und damit den kritischen Unterdruck des imperfekten Systems liefert.

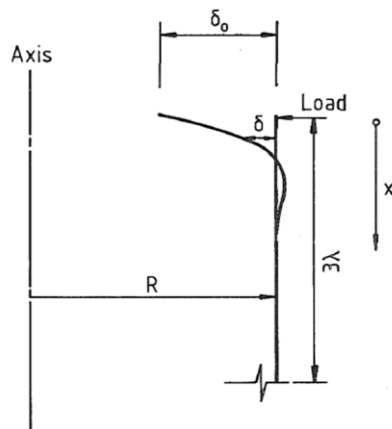
Die Berechnungen zeigen sehr schwankende Ergebnisse des kritischen Unterdrucks über die Einbindetiefe, was auf verschiedene Beulformen zurückzuführen ist. Die Imperfektionsamplitude hatte dabei keinen nennenswerten Einfluss auf die Höhe des kritischen Unterdrucks. Es ist anzunehmen, dass auch für die Fälle eine ungünstige Beulform existiert, für die in den Untersuchungen nur relativ hohe kritische Unterdrücke ermittelt werden konnten. Aufgrund der Schwierigkeit beim Auffinden einer geeigneten Imperfektionsform sind aus der Versagensform abgeleitete Beulformen als Ersatzimperfektionen für Suction Buckets nur eingeschränkt geeignet.

6.3.5 Ringbeulen

Lokal begrenzte Ersatzimperfektionen werden eingesetzt, um die Auswirkungen spezieller bauteilspezifischer Imperfektionen in der Beullastermittlung abzudecken. Sie stehen damit nicht in direkter Konkurrenz zu den auf Grundlage globaler Beulformen beruhenden eigen- oder versagensformenaffinen Beulmustern. Zu den lokalen Imperfektionen zählen neben Einzelbeulen vor allem fertigungsbedingte, bauteilspezifische Verformungen wie Schweißeinzüge oder die technisch bedingt eben bleibenden Enden von zu Ringen gerollten Blechen. In den folgenden Betrachtungen werden Ringbeulen eingesetzt, um den rotationssymmetrischen Schweißeinzug zwischen verschiedenen Schüssen der Mantelschale abzubilden.

Generierung der Anfangsimperfektion

Einen umfassenden Vorschlag zur Berechnung der elastischen Beulstabilität zylindrischer Schalen mit Schweißeinzügen findet sich in (Rotter und Teng 1989). Auf Grundlage umfangreicher Überlegungen schlagen die Autoren dort zwei Ersatzimperfektionsformen vor, die die zwei Grenzzustände möglicher Schweißnahteinzugsformen abbilden. Eigene Voruntersuchungen zeigen allerdings nur geringe Abweichungen der Berechnungsergebnisse zwischen den beiden Varianten, weshalb im Weiteren nur die ungünstigere Variante b eingesetzt wird. Die Definition dieser Ersatzimperfektionsform ist in Abbildung 6-15 dargestellt.



$$\delta = \delta_0 e^{-\pi x / \lambda} \cos \frac{\pi x}{\lambda}$$

$$\lambda = \frac{\pi \sqrt{Rt}}{\left[3(1-\nu^2)\right]^{1/4}}$$

Abbildung 6-15: Definition der Beulform nach (Rotter und Teng 1989)

Die Implementierung im numerischen Modell erfolgt über radiale Verschiebungen der innerhalb des Einzugsbereichs der Imperfektion liegenden Netzknoten, entsprechend des in Kapitel 6.1.5 beschriebenen Verfahrens. Im Bereich der Ringbeule wird die Elementkantenlänge in Meridianrichtung zudem von 150 mm auf 75 mm verkürzt.

Parameterbereich

Die Untersuchungen umfassen den Installationsvorgang von 0,5 m bis 7,5 m Einbindetiefe in variierenden Teilschritten. Die Ringbeule wird in Abständen zwischen 1000 mm und 7000 mm vom unteren Rand der Mantelschale modelliert.

Die Maximalamplitude wird wie in den vorherigen Untersuchungen zu eigen- und versagensformaffinen Imperfektionen zu $\delta_0 = 56,6$ mm angenommen und liegt damit am oberen Ende zulässiger Imperfektionstiefen.

Belastung und Lagerung

Die Belastung erfolgt in zwei aufeinanderfolgenden Schritten. Nachdem zunächst das Eigengewicht und der Jacket-Eigengewichtsanteil von 2,54 MN appliziert wurden, erfolgt die Belastung durch den Unterdruck auf die inneren Oberflächen des Suction Buckets bis zum Versagen der Struktur.

Die Lagerung entspricht der in Kapitel 6.3.3 beschriebenen.

Parameterstudien

Um das Beulverhalten der Struktur bei verschiedenen Einbindetiefen zu veranschaulichen, wird zunächst eine Ringbeule betrachtet, deren Maximalamplitude jeweils 500 mm oberhalb der Baugrundoberfläche liegt. Abbildung 6-16 zeigt die aus den Berechnungen resultierenden kritischen Unterdrücke und die zugehörigen Beulformen. Anhand der Zuordnung von kritischem Unterdruck und resultierender Beulform ist gut zu erkennen, wie die Ringbeule bei randnaher Lage zu einer Verkürzung der Beullänge und damit zu einer Versteifung des Systems führt. Bei mittiger Lage stört die Ringbeule dagegen die Ausbildung eines gleichmäßigen Beulmusters und führt zu geringeren kritischen Unterdrücken.

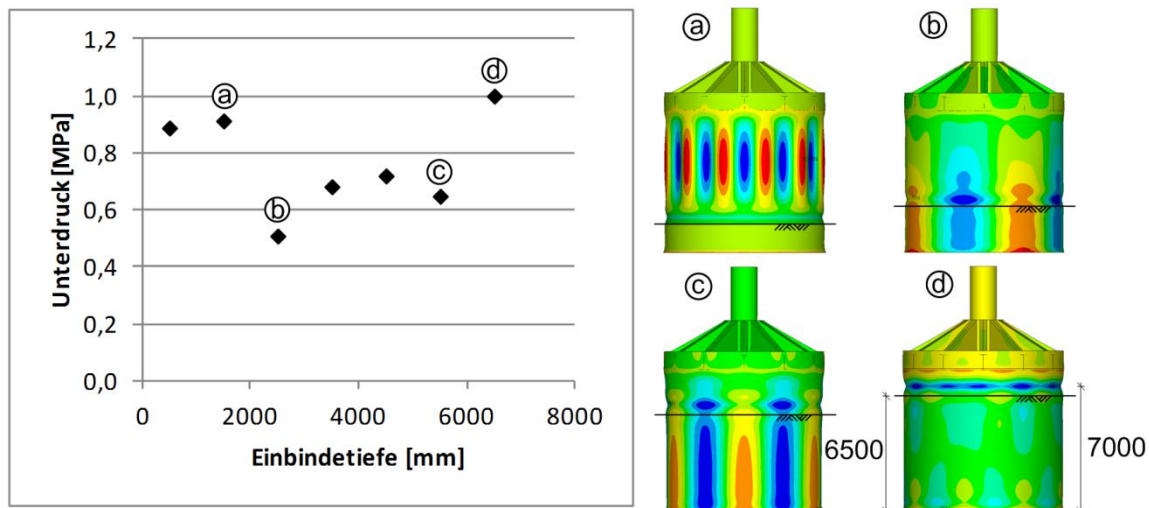


Abbildung 6-16: Exemplarische Betrachtung der Auswirkungen einer Ringbeul-Imperfektion auf den kritischen Unterdruck und die zugehörigen Beulformen

Eine größere Anzahl an Kombinationen von Vorbeulposition und Einbindetiefe ist in Abbildung 6-17 dargestellt. Die Auswertung zeigt eine große Streubreite der kritischen Unterdrücke vor allem bei geringen Einbindetiefen. In fortgeschrittenen Installationsstadien fällt die Streubreite geringer aus, bleibt aber weiterhin erheblich. Die untere Einhüllende zeigt für Einbindetiefen bis ca. 3000 mm kritische Unterdrücke von rund 0,4 MPa, die mit fortschreitendem Installationsstadium zunehmend anwachsen und bei 7500 mm Einbindetiefe rund 0,7 MPa erreichen.

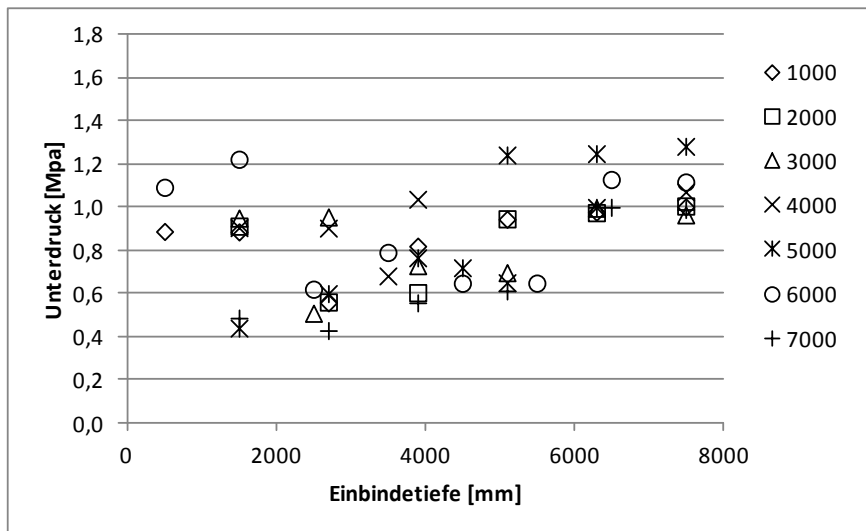


Abbildung 6-17: Kritische Unterdrücke für verschiedene Höhenlagen der Ringbeul-Imperfektion in Abhängigkeit der Einbindetiefe

Ringbeulen sind grundsätzlich zur Abbildung fertigungsbedingter Imperfektionen wie beispielsweise Schweißeinzügen geeignet, für eine zuverlässige Aussage ist aber eine verhältnismäßig große Parametervariation erforderlich.

Zusammenfassung

Lokale Imperfektionen wie Ringbeulen stehen nicht in direkter Konkurrenz zu globalen Imperfektionen, sondern zielen vorwiegend auf die ergänzende Abbildung fertigungsspezifischer Formabweichungen ab. Untersucht wurden Ringbeulen als Ersatzimperfektion für den Schweißseizug an Umfangsnähten.

Die Modellierung der Imperfektionsform erfolgt auf Grundlage der in (Rotter und Teng 1989) vorgeschlagenen Definition für verschiedene Höhenlagen der Ringbeule innerhalb der Mantelschale. Die Berechnungen zeigen für alle Einbindetiefen eine große Streubreite des kritischen Unterdrucks. Eine zuverlässige Aussage zum kritischen Unterdruck bei einer bestimmten Einbindetiefe ist damit nur auf Grundlage eines verhältnismäßig großen Versuchsumfanges möglich.

6.3.6 Lagerungsinhomogenität / Spitzendruck

Trotz verschiedener verfügbarer Erkundungsmethoden könne Inhomogenitäten im Baugrund, beispielsweise in Form von Steinen begrenzter Größe, nicht völlig ausgeschlossen werden und die erfolgreiche Installation von Suction Buckets gefährden. Neben lokalen Hindernissen können auch schief gelagerte Bodenschichten variierender Steifigkeit einen wesentlichen Einfluss auf den Installationserfolg haben. Im Folgenden werden die Auswirkungen einer inhomogenen Lagerung des unteren Randes der Mantelschale betrachtet.

Generierung der Anfangsimperfektion

Im eingesetzten Modell wird der Spitzenwiderstand am unteren Ende der Mantelschale durch diskrete Federelemente repräsentiert, deren Steifigkeit in Form einer Last-Verschiebungs-Kurve aus den Ergebnissen eines geotechnischen Modells ermittelt wurden. Die Implementierung einer lokalen Auflagerinhomogenität erfolgt wie in Abbildung 6-18 dargestellt durch Manipulation der Steifigkeit einzelner Federelemente. Die Erhöhung der Federsteifigkeit folgt einem parabelförmigen Verlauf, der durch die Breite b_{imp} und die maximale Steifigkeitserhöhung s_{imp} gekennzeichnet ist. Die Breite b_{imp} wird als Faktor auf den Schalenumfang definiert, die maximale Steifigkeitserhöhung s_{imp} als Faktor auf die Steifigkeit s der perfekten Lagerung.

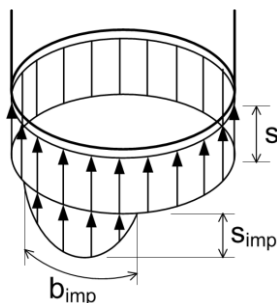


Abbildung 6-18: Definition der parabelförmigen Auflagerinhomogenität

Parameterbereich

Die Untersuchungen umfassen den Installationsvorgang von 0,5 m bis 7,0 m Einbindetiefe in variierenden Teilschritten. Die Breite der Auflagerinhomogenität wird in den Grenzen $0,1 \leq b_{imp} \leq 0,5$ variiert.

Voruntersuchungen zeigen keinen wesentlichen Einfluss der Höhe der maximalen Steifigkeitserhöhung s_{imp} , sofern die vertikalen Einwirkungen die Summe der Widerstände nicht überschreiten. Bei Nichteinhalten dieser Bedingung führen große Verformungen zu einem verfrühten Abbruch der numerischen Berechnung, der in zu geringen Tragfähigkeiten resultiert. In den gezeigten Berechnungen werden maximale Steifigkeitserhöhungen von $s_{imp} = 10.000$ eingesetzt. Dies ist nahezu mit einer starren Auflagerung gleichzusetzen.

Belastung und Lagerung

Die Belastung erfolgt wiederum in zwei Schritten. Nachdem zunächst das Eigengewicht und der Jacket-Eigengewichtsanteil von 2,54 MN appliziert wurden, erfolgt die Belastung durch den Unterdruck auf die inneren Oberflächen des Suction Buckets bis zum Versagen der Struktur.

Die Lagerung umfasst zusätzlich zum oben beschriebenen Spitzenwiderstand die durch unabhängige Federelemente abgebildeten Mantelreibungen in Meridian- und Umfangsrichtung. Da das in den Kapiteln 6.3.3 bis 6.3.5 angewandte Verfahren der Spitzenwiderstandserhöhung zur Sicherung des Kräftegleichgewichts im vorliegenden Fall nicht zielführend ist, muss das Gleichgewicht der äußeren Kräfte durch einen ausreichenden Bodenwiderstand im Bereich der Auflagerinhomogenität sichergestellt werden.

Parameterstudien

Die Abhängigkeit des kritischen Unterdrucks von der Breite der Auflagerinhomogenität und der Einbindetiefe ist in Abbildung 6-19 dargestellt. Für große Inhomogenitätsbreiten von etwa $0,3 \leq b_{imp} \leq 0,5$ zeigt sich eine lineare Beziehung zwischen kritischem Unterdruck und der Einbindetiefe. Das Beulmuster beim Versagen ist durch fünf volle Umgangswellen gekennzeichnet (vgl. Beulformen a bis c in Abbildung 6-19). Zudem bilden sich zwei deutliche Spannungskonzentrationen an den Rändern des Imperfektionsbereichs aus.

Bei kleineren Imperfektionsbreiten zeigt sich dieses Verhalten nur für geringere Einbindetiefen. Für $b_{imp} = 0,2$ ist oberhalb von 4000 mm Einbindetiefe eine Verschiebung des bisher globalen Beulversagens hin zu lokalem Versagen zu verzeichnen. Die wesentlichen radialen Verschiebungen der Mantelschale beschränken sich in diesen Fällen nur noch auf den Bereich der Imperfektionsbreite. Die Form der dortigen Beule in Umfangsrichtung wechselt zudem von einer abnehmend konkaven in eine zunehmend spitzere, konvexe Form.

Für Imperfektionsbreiten von $b_{imp} = 0,2$ und kleiner ist ausschließlich lokales Beulversagen zu finden.

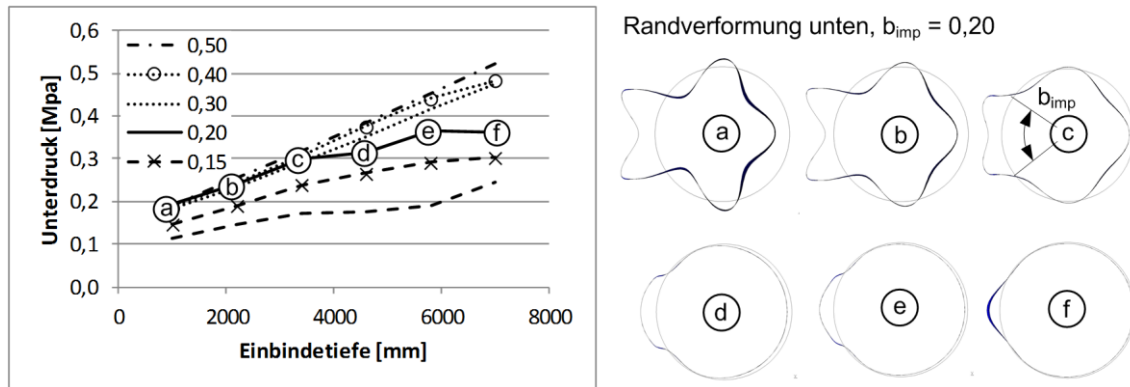


Abbildung 6-19: Links: kritischer Unterdruck bei verschiedenen Imperfektionsbreiten b_{imp} in Abhängigkeit der Einbindetiefe, rechts: Verformungsfigur des unteren Schalenrandes bei Versagen

Die Ergebnisse zeigen die Notwendigkeit einer Unterscheidung zwischen großflächigen Inhomogenitäten, wie sie aus schief gelagerten Bodenschichten variierender Steifigkeit resultieren können, und lokalen Hindernissen im Baugrund. Lokale Hindernisse resultieren neben deutlich geringeren kritischen Unterdrücken zudem in einer großen Exzentrizität der Lasteinleitung, die zu erheblichen Biegemomenten im Gurt der aufgehenden Jacketstruktur führt.

Zusammenfassung

Inhomogenitäten im Baugrund können trotz verschiedener Erkundungsmethoden nicht völlig ausgeschlossen werden. Untersuchungen mit parabelförmigen Steifigkeitserhöhungen des Spitzenwiderstandes über den Umfang der Mantelschale zeigen die Notwendigkeit der Unterscheidung zwischen großflächigen Schwankungen der Auflagersteifigkeit und lokalen Hindernissen im Boden. Für großflächige Steifigkeitserhöhungen konnte eine lineare Beziehung zwischen Einbindetiefe und kritischem Unterdruck festgestellt werden. Lokale Hindernisse dagegen führen zu einer zunehmend deutlichen Verringerung des kritischen Unterdrucks und weisen keine lineare Beziehung zwischen Einbindetiefe und Versagensdruck auf.

6.4 Ergebnisvergleich und Berechnungsempfehlungen

Im vorherigen Kapitel wurden die Auswirkungen verschiedener Anfangsimperfektionen auf das Beulverhalten eines Suction Buckets untersucht und bewertet. Ziel dieses Kapitels ist ein bewertender Vergleich der Ergebnisse und die Ableitung von Untersuchungsempfehlungen bei der Bemessung von Suction Buckets.

Die jeweils maßgebenden Ergebnisse der in Kapitel 6.3.3 bis 6.3.6 durchgeführten Einzeluntersuchungen sind in Abbildung 6-20 zusammengefasst und um zwei Grenzwerte aus den geotechnischen Berechnungen des Instituts für Geotechnik (IGtH) ergänzt. Die mit „kritisch Geotechnik“ bezeichnete Kurve kennzeichnet den Unterdruck, oberhalb dessen entweder ein Versagen des Baugrundes zu erwarten ist oder der Kavitationsdruck unter dem Deckel erreicht wird. Die mit „erforderlich Geotechnik“ bezeichnete Kurve beschreibt den zur Installation mindestens benötigten Unterdruck.

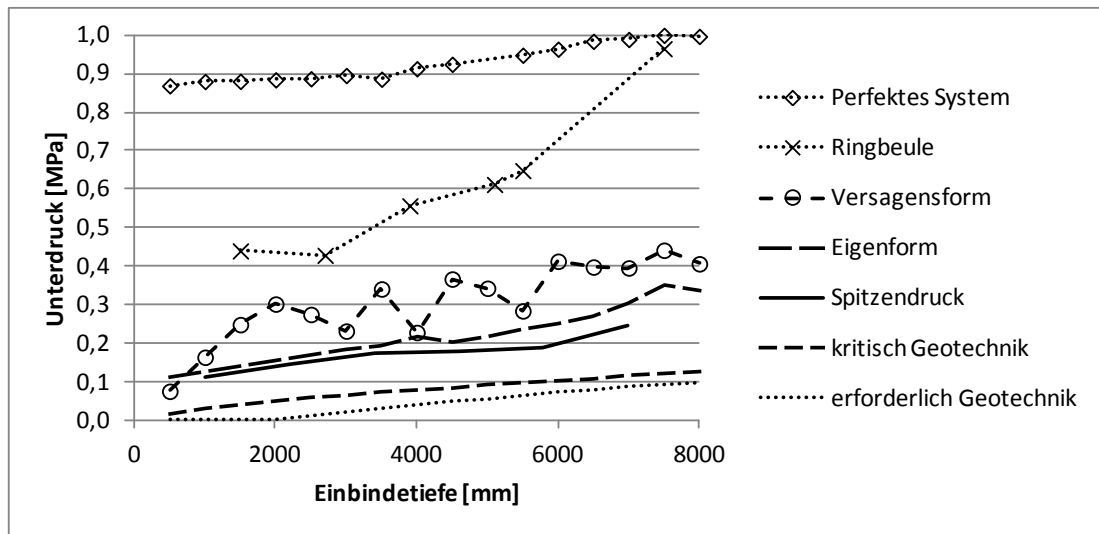


Abbildung 6-20: Erforderliche und kritische Unterdrücke während der Installation

Das Diagramm offenbart eine große Differenz zwischen den Ergebnissen des perfekten Systems, welches keinerlei imperfektionsbedingte Abminderung enthält, und den Ergebnissen der imperfektionsbehafteten Untersuchungen. Eine Ausnahme bilden die Untersuchungen zum Einfluss einer künstlichen Ringbeule. Diese Imperfektionsform führt, verglichen mit den anderen untersuchten Imperfektionsformen, zu moderaten Abminderungen der Beultragfähigkeit bei geringen und mittleren Einbindetiefen. Bei großen Einbindetiefen tendiert der Einfluss gegen Null. Die Ergebnisse legen nahe, dass diese Imperfektionsform nur bei spezieller Indikation berücksichtigt werden muss.

Die große Differenz zwischen den Ergebnissen des perfekten und der imperfekten Systeme spiegelt die erhebliche Imperfektionsempfindlichkeit des Systems wider. Die größte Abminderung des kritischen Unterdrucks wird durch Auflagerinhomogenitäten hervorgerufen, direkt gefolgt von eigenformaffinen Imperfektionen. Beide führen zu Abminderungen auf etwa 10 % der Tragfähigkeit des perfekten Systems bei geringen Einbindetiefen und 25 % - 35 % bei großen Einbindetiefen. Für Zwischenwerte der Einbindetiefen konnte ein annähernd linearer Verlauf der Kurve festgestellt werden, was auf eine gute Vorhersagequalität schließen lässt.

Die Ergebnisse der Untersuchungen mit versagensformaffinen Imperfektionen zeigen für einzelne Einbindetiefen Tragfähigkeitsabminderungen in der gleichen Größenordnung wie die Untersuchungen mit eigenformaffinen Imperfektionen und Auflagerimperfektionen. Für andere Einbindetiefen konnten jedoch nur geringere Abminderungen festgestellt werden. Es ist davon auszugehen, dass für diese übrigen Konstellationen ebenfalls ungünstigere kritische Unterdrücke existieren, die in den Berechnungen jedoch nicht ermittelt werden konnten. Das Niveau der kleinsten kritischen Unterdrücke ist somit in etwa in gleicher Höhe zu erwarten wie bei den anderen Imperfektionsformen.

Aufgrund der Schwierigkeit beim Auffinden der geringsten kritischen Last sind aus der Versagensform abgeleitete Beulformen als Ersatzimperfektionen für Suction Buckets allerdings nur eingeschränkt zu empfehlen. Eigenformaffine Imperfektionsformen erwiesen sich dagegen als gut geeignet, sofern neben der nach (DIN EN 1993-1-6 2010) anzusetzenden

maximalen Imperfektionsamplitude auch geringere Imperfektionsamplituden berücksichtigt werden.

Allgemein liegen die kleinsten kritischen Unterdrücke aller Imperfektionsuntersuchungen während des gesamten Installationsprozesses deutlich oberhalb der durch die geotechnischen Untersuchungen ermittelten kritischen Grenze. Ausgehend von der gewählten Systemgeometrie ist somit ein Grundbauversagen vor dem Beulversagen der Struktur zu erwarten. Zu beachten ist, dass sämtliche Untersuchungen ohne Berücksichtigung von Sicherheitsbeiwerten ausgeführt wurden.

6.5 Ermüdung

Die Belastungskombination von Tragstrukturen von Windenergieanlagen setzt sich im Betrieb sowohl aus statischen als auch dynamischen Anteilen zusammen. Für das Suction Bucket als Gründungselement einer Jacketstruktur resultieren hieraus vornehmlich vertikale Zug- und Druckbelastungen, die sich aus einem statischen Druckanteil und einer dynamischen Überlagerung mit Druck- und Zuganteilen zusammensetzt.

Die Einleitung von Druckkräften in den Baugrund erfolgt in erster Linie über die Flächenpressung unter dem Deckel, unterstützt durch die Mantelreibung der Kreiszylinderschale. Statische Zugkräfte dagegen müssen vollständig durch die Mantelreibung übertragen werden und somit vor ihrer Weiterleitung in den Baugrund vollständig in die Mantelschale eingeleitet werden. Die Ableitung kurzzeitig wirkender Zugkräfte kann zudem durch den Saugeffekt unterstützt werden.

Ausgangspunkte für Ermüdungserscheinungen finden sich grundsätzlich an Konstruktionsdetails, die zu Spannungskonzentrationen innerhalb des Bauteilquerschnitts führen. Für eine fundierte Bewertung der Ermüdungsfestigkeit ist daher eine genaue Definition von Geometriedetails und Belastung erforderlich. Ziel des aktuellen Projekts ist die Beantwortung der Frage, ob Suction Buckets als Gründungsvariante für OWEA grundsätzlich geeignet sind. Es umfasst keine umfassende Detailplanung der Deckelkonstruktion, für die unter anderem umfassende Strömungsanalysen zur Kolkvermeidung erforderlich wären. Planungsdetails anderer, beispielsweise bereits ausgeführter Deckelkonstruktionen von Suction Buckets stehen den Verfassern nicht zur Verfügung. Ohne Detailplanung erübrigt sich die Ermüdungsuntersuchung des Deckels an sich, sodass sich die folgenden Untersuchungen auf das potenziell ermüdungsgefährdete Übergangsdetail zwischen Deckelkonstruktion und Mantelschale konzentrieren.

Die ermüdungswirksamen Lasten stammen allgemein aus dem Wind auf den Rotor und dem Anlagenbetrieb. Aufgrund des Gleichgewichts der äußeren Kräfte sind die resultierenden Kräfte auf die Suction Buckets in Druck- und Zugrichtung betragsmäßig gleich hoch. Vor dem Hintergrund des unterschiedlichen Lastabtragungsverhaltens des Suction Buckets von Druck- und Zugkräften bleibt damit für das potentiell ermüdungsgefährdete Detail des Anschlusses der Mantelschale an die Deckelkonstruktion ausschließlich die Betrachtung der Zugkräfte relevant.

6.5.1 Ermüdungswirksame Spannungsverteilung

Zur Bewertung der ermüdungswirksamen Spannungen am Übergang zwischen Mantelschale und Deckelkonstruktion werden linear elastische Untersuchungen am voll installierten Modell durchgeführt.

Parameterbereich

Da der Bodenmodellierungsansatz aus Kapitel 6.1.2 nicht geeignet ist, größere Verdrehungen des Suction Buckets im Baugrund qualitativ korrekt abzubilden, beschränken sich die Untersuchungen auf den Fall zentrischen Vertikalzugs.

Untersucht wird das Lastabtragsverhalten bei langsamer und zunehmend schnellerer Belastung, d. h. mit und ohne Aktivierung der Sogwirkung. Da die Belastungsgeschwindigkeit im numerischen Modell keine Berücksichtigung findet, muss dort stattdessen der resultierende Unterdruck aufgebracht werden. Die Zugbelastung wird zu 2 MN angenommen. Die Höhe des Unterdrucks wird im Bereich $0,0 \leq \Delta u \leq 0,2$ MPa variiert, was dem Kavitationsdruck in 10 m Wassertiefe entspricht.

Belastung und Lagerung

Die Belastung wird in Form einer Einzellast auf den oberen Rand der Deckelkonstruktion aufgebracht. Die Lagerung besteht für alle Berechnungen identisch aus der durch unabhängige Federelemente dargestellten Mantelreibung. Bei Aktivierung der Sogwirkung wird diese durch einen auf die Innenseite des Suction Buckets wirkenden Unterdruck abgebildet, der analog zur Zugkraft gesteigert wird. Einzellast und Unterdruck werden jeweils vollständig aufgebracht.

Parameterstudie

Abbildung 6-21 zeigt die Ergebnisse der Berechnungen mit verschiedenen Unterdrücken. Dargestellt ist die Vergleichsspannungsverteilung in je einer Drauf- und Ansicht des Übergangsbereichs zwischen Deckelkonstruktion und Mantelschale.

Die reine Zugkraft resultiert, wie aus der Berechnung für $\Delta u = 0$ hervorgeht, am Übergang der Mantelschale in einer Spannung unter 5 N/mm² und ist damit nur bei sehr ungünstiger Gestaltung des Kerbdetails von Interesse für die Ermüdungsbemessung.

In der Berechnung für $\Delta u = 0$ ebenfalls zu erkennen ist die Auswirkung des Unterdrucks und des zusätzlichen Erddrucks auf die Mantelschale als Folge des nachströmenden Wassers. Die Radialbelastung führt, im Vergleich zur Meridianrichtung, zu deutlich höheren Spannungsschwingbreiten in Umfangsrichtung.

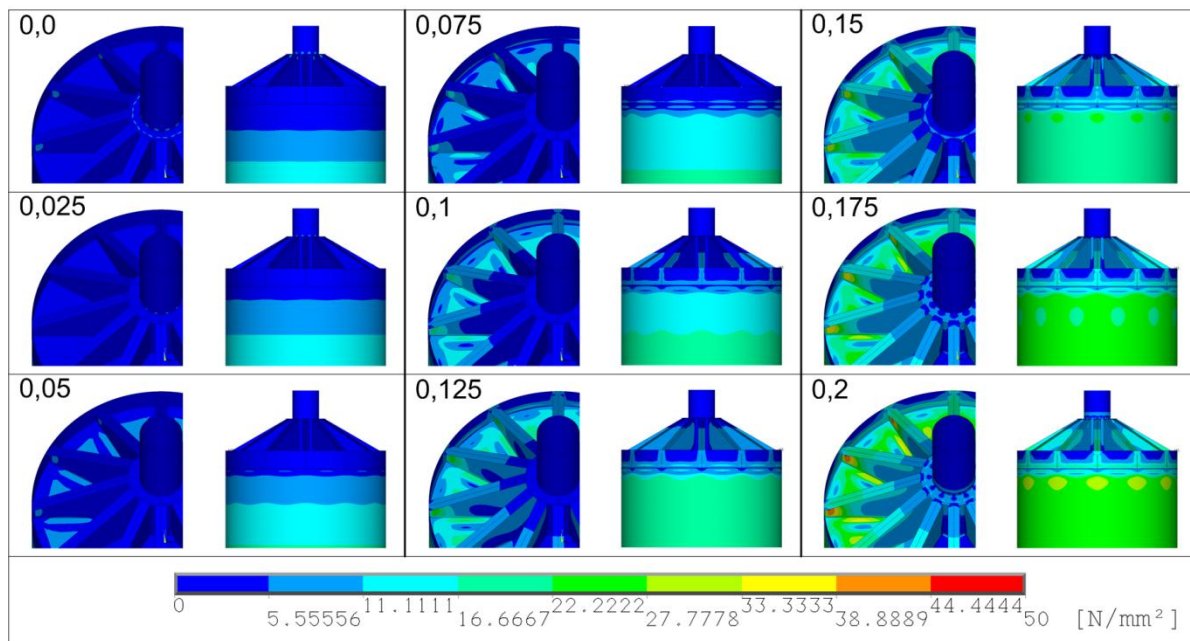


Abbildung 6-21: Von Mises Vergleichsspannungen am Übergang Deckel-Mantelschale in Abhängigkeit des Unterdrucks in MPa

Mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit, hier repräsentiert durch zunehmende Unterdrücke Δu , treten zunehmend Spannungskonzentrationen im Übergangsbereich zwischen Deckelkonstruktion und Mantelschale auf. Unterhalb der Streben der Deckelkonstruktion bilden sich zudem Spannungskonzentrationen in der Mantelschale aus. Eine Betrachtung der in Abbildung 6-22 dargestellten 1. Hauptspannung in diesem Bereich zeigt eine hohe lokale Konzentration der Zugspannungen direkt unterhalb des Verbindungspunktes zwischen Mantelschale und Deckelblech. Die Auswertung der Vertikalspannungen zeigt ein identisches Verhalten. Aufgrund der hohen Spannungsgradienten ist von einer wesentlichen Beeinflussung der Ermüdungsfestigkeit in diesem Bereich auszugehen.

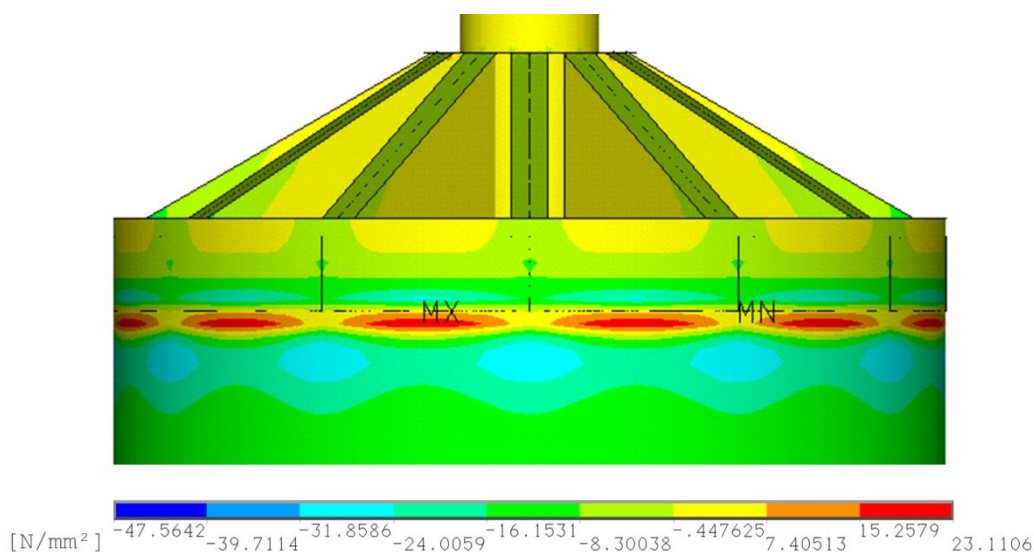


Abbildung 6-22: Spannungsverteilung der 1. Hauptspannung bei 0,2 MPa Unterdruck

Die Beziehung zwischen Belastungsgeschwindigkeit und resultierenden Unterdruckwerten ist in hohem Maße abhängig von den Bodenparametern. Untersuchungen hierzu finden sich in (Thieken et al. 2014). Innerhalb des aktuellen Projektes wird keine Zuordnung zwischen Belastungsgeschwindigkeiten und Unterdrücken vorgenommen.

6.5.2 Zusammenfassung

Ausgangspunkte für Ermüdungserscheinungen finden sich grundsätzlich an Konstruktionsdetails, die zu Spannungskonzentrationen innerhalb des Bauteilquerschnitts führen. Da Konstruktion und Dimensionierung der Deckelkonstruktion nicht Gegenstand des aktuellen Projektes sind und somit keine bewertbare Struktur zur Verfügung steht, beschränken sich die Untersuchungen schädigungswirksamer Spannungsschwingbreiten auf das ermüdungsgefährdete Übergangsdetail zwischen Deckelkonstruktion und Mantelschale.

An dieser Stelle stellt eine vertikale Zugbelastung einschließlich der mit großen Belastungsgeschwindigkeiten einhergehenden Innensogwirkung den maßgebenden Belastungsfall dar. Untersuchungen für verschiedene Kombinationen aus Zuglast und Unterdruck zeigen bezüglich der resultierenden schädigungswirksamen Spannungen eine deutliche Dominanz des Unterdrucks im Vergleich zur Zug-Einzellast. Hohe Belastungsgeschwindigkeiten, die zu hohen Soglasten im Innern des Buckets führen, stellen somit eine deutliche Ermüdungsgefährdung des untersuchten Konstruktionsdetails dar.

6.6 Zusammenfassung und Ausblick

Das Ziel des Arbeitspaketes Stabilität und Ermüdung liegt in der Untersuchung des Beul- und Ermüdungsverhaltens eines Suction Buckets während der Installationsphase und der Ableitung von Design- und Berechnungsempfehlungen. Die Untersuchungen erfolgen auf Basis eines strukturellen FEM-Modells, dessen Charakteristiken in Kapitel 6.1 dargelegt werden. Ein besonderes Merkmal des Modells ist die Modellierung eines Bodenersatzmodells auf Basis diskreter Federelemente, deren nichtlinearen Steifigkeiten aus den Ergebnissen eines geotechnischen FEM-Modells abgeleitet werden.

Durch die schlanke Kreiszylinderschale, den begrenzten Lagerungswiderstand des Baugrunds am unteren Zylinderrand und die aus Sicht eines Schalentragerwerkes ungünstige Belastungskombination aus Meridian- und Außendruck zählen Suction Buckets zu den stark beulgefährdeten Strukturen. Das Beulverhalten stark beulgefährdeten Strukturen wird maßgeblich durch das Vorhandensein von Imperfektionen bestimmt. Der größte Einfluss ist geometrischen Imperfektionen und Inhomogenitäten in der Lagerung der Schalenränder zuzuschreiben, die beide zu erheblichen Abminderungen der Schalentragfähigkeit führen.

In Kapitel 6.3 werden daher ausgewählte Imperfektionsformen bezüglich ihrer Auswirkungen auf das Beulverhalten von Suction Buckets untersucht. Im Vergleich zwischen Ersatzimperfektionen basierend auf Eigenformen, Versagensformen und Ringbeulen zeigt die untersuchte Struktur die höchste Sensitivität gegenüber eigenformaffinen Imperfektionen. Die Ergebnisse versagensformaffiner Imperfektionen liegen zwar auf etwa gleichem Niveau, die jeweils ungünstigsten Verzweigungspunkte in der geometrisch und materiell nichtlinearen Analyse wurden allerdings nicht immer gefunden. Da keine zuverlässige Methode zum Auffinden der jeweils ungünstigsten Verzweigungspunkte angegeben werden kann, sollten

versagensformaffine Imperfektionsformen in der Bemessung nur mit besonderer Vorsicht und abgesichert durch Begleituntersuchungen eingesetzt werden.

Die Berechnungen mit Ringbeulen als Ersatzimperfektion für den Schweißseinzug an Umfangsnähten zeigen für alle Einbindetiefen eine große Streubreite des kritischen Unterdrucks. Eine zuverlässige Aussage zum kritischen Unterdruck bei einer bestimmten Einbindetiefe ist damit nur auf Grundlage verhältnismäßig umfangreicher parameteruntersuchungen möglich. Der Einfluss von Ringbeulen auf das globale Stabilitätsverhalten erwies sich in den Berechnungen als moderat bis gering. Diese Imperfektionsform braucht daher nur bei spezieller Indikation berücksichtigt werden.

Ergänzend zu den geometrischen Imperfektionen der Mantelschale wurde eine inhomogene Lagerung der Schale am unteren Rand untersucht. Die Untersuchungen zeigen die Notwendigkeit der Unterscheidung zwischen großflächigen Schwankungen der Auflagersteifigkeit und lokalen Hindernissen im Boden. Speziell lokale Hindernisse führen zu einer deutlichen Verringerung des kritischen Unterdrucks und erwiesen sich innerhalb des untersuchten Parameterbereichs als kritischste Imperfektionsform.

Der Fokus zukünftiger Forschungsarbeiten auf dem Gebiet der Beuluntersuchungen für Suction Buckets sollte auf der Absicherung der numerischen Versuchsergebnisse durch realitätsnahe, großmaßstäbliche Versuche liegen. Der Ansatz der Bodenmodellierung sollte durch gezielte Messung der Strukturspannungen im Vorbeulbereich verifiziert werden, um als Grundlage für die Entwicklung eines in der Praxis einfach anzuwendenden Bodenmodells speziell für die Versagensfälle mit Beulbeteiligung zu dienen. Für die Bewertung der Beulgefährdung unter Anlagenbetrieb sind darüber hinaus die theoretischen Betrachtungen zu tatsächlich auftretenden Unterdrücken unter Zugbelastung dringend durch reale Versuche zu bestätigen.

Beim Einsatz als Gründungselement für Windenergieanlagen werden Suction Buckets erheblichen Ermüdungsbelastungen ausgesetzt. Untersuchungen zu schädigungswirksamen Spannungen am Übergangsdetail zwischen Deckelkonstruktion und Mantelschale zeigen, dass die maßgebende Lastkombination in einer vertikalen Zugbelastung besteht, die von der mit großen Belastungsgeschwindigkeiten einhergehenden Innensogwirkung überlagert wird. Für umfangreiche Bewertungen der Ermüdungsfestigkeit von Suction Buckets ist allerdings eine genaue Definition der Deckelkonstruktion notwendig, die im vorliegenden Projekt nicht zur Verfügung stand.

Veröffentlichungen zur Modellierung geometrischer Imperfektionen für Schalenbeuluntersuchungen und zum Einfluss geometrischer Imperfektionen auf das Beulverhalten von Suction Buckets wurden auf der internationalen Konferenz „Shell Structures –Theory and Application 2013“ (SSTA) (Schaumann und Gottschalk 2013) und auf dem DAST Forschungskolloquium 2014 (Schaumann und Gottschalk 2014) präsentiert.

7 Identifikation des Potentials von Beton- und Verbundbauweisen

Verfasser des Kapitels:

Rzeczkowski, P.; Scholle, N.; Lohaus, L.

(Institut für Baustoffe, Leibniz Universität Hannover)

Die energiepolitischen Ziele der Bundesregierung erfordern einen Zuwachs an Strom aus Offshore-Windenergie. Ein solcher Zuwachs kann neben der vergrößerten Anzahl von Anlagen langfristig nur durch zunehmende Größe der installierten Offshore-Windkraftenergieanlagen (OWEA) erreicht werden. Als wirtschaftliche Gründungsstruktur von solchen OWEA soll hier eine großformatige Mono-Bucket-Gründung diskutiert werden. Für die Herstellung von großformatigen Bucket-Gründungen bietet sich die Betonbauweise an, denn die klassische Stahlbauweise stößt bei den erforderlichen Dimensionen an die Grenzen der Machbarkeit. Es gilt zu klären, ob ein großformatiges Suction-Bucket für eine 5 MW OWEA (vgl. Abbildung 7-1) realisierbar ist. Damit einhergehend ist auch eine erste Dimensionierung vorzunehmen. Diese gilt es weiterhin unter wirtschaftlichen Aspekten detailliert zu betrachten. Weitere Verbesserungen können durch konstruktive Details und in den Betonquerschnitt integrierte Sensorik und Applikationen vorgenommen werden. Durch die Integration in den Betonquerschnitt können vor den Umgebungsbedingungen geschützte Steuerungs- und Monitoringkonzepte für den Installations- bzw. Betriebszustand realisiert werden. Letztendlich müssen für eine wirtschaftliche Serienproduktion von großformatigen Suction-Buckets aus Beton auch geeignete Herstelltechniken sowie Transportmöglichkeiten diskutiert werden.

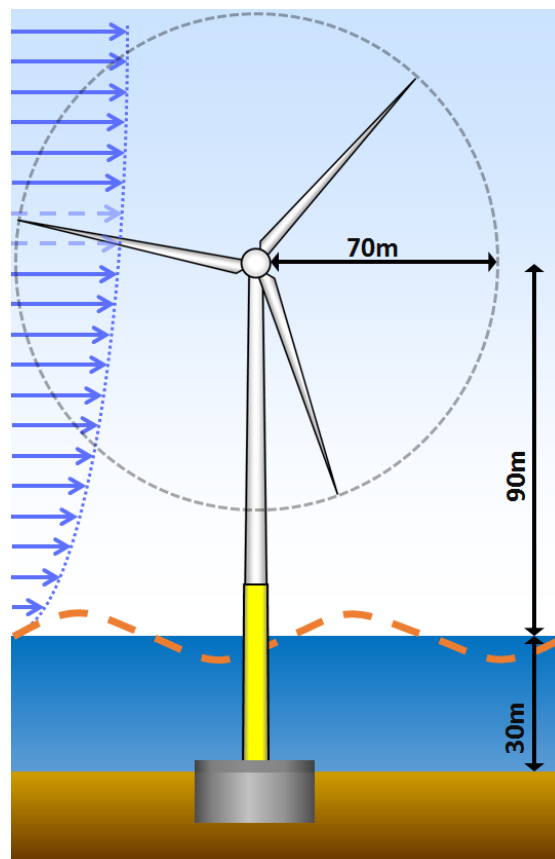


Abbildung 7-1: Schematische Darstellung einer großformatigen Suction-Bucket-Gründung aus Beton einer 5 MW OWEA

7.1 Stand von Wissenschaft und Technik

7.1.1 Abgrenzung der Beton- zur Stahlbauweise

Bei der Herstellung eines Stahl-Buckets werden mehrere Segmente zusammengeschweißt. Aufgrund von Schweißverzug kann damit keine ideal kreisrunde Form realisiert werden. Die Erzeugnisdicke von Stahl ist zudem durch die Schweißbarkeit begrenzt und kann daher nicht beliebig erhöht werden. Zusätzlich wird die Konstruktion mit steigenden Bucket-Abmessungen verhältnismäßig dünnwandiger (Koschinski & Lüdemann, 2011). Dadurch steigt die Gefahr eines Stabilitätsversagens durch Beulen. Unvermeidbare Material-Inhomogenitäten und Schweißungenauigkeiten unterstützen diesen Effekt (LeBlanc Bakmar, 2009)

In Abbildung 7-2 ist die Monopod-Gründung eines Bucket-Prototypens für einen Messmast zu sehen, der im Offshore-Windpark Horns Rev 2 eingebaut wurde. Der Durchmesser des Buckets betrug dabei 12m bei einer Schürzenhöhe von 6m. Die Gründung wurde mithilfe eines 3D-Laser-Scans nach der Herstellung vermessen. Die größte gemessene Imperfektion betrug dabei ca. 50 mm (LeBlanc Bakmar, 2009).

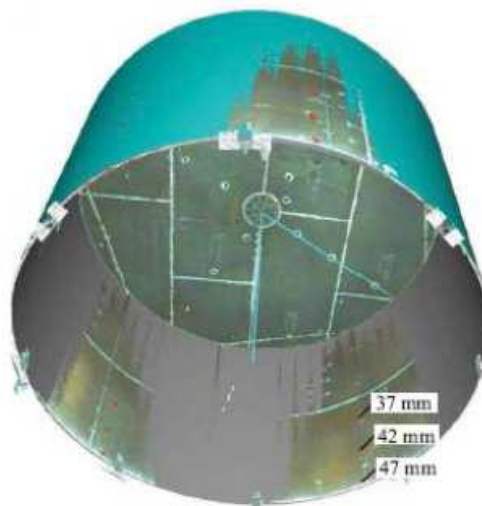


Abbildung 7-2: Imperfektionen des Suction-Bucket-Prototypen für den OWP Horns Rev 2 (LeBlanc Bakmar, 2009)

In Deutschland gab es einen Versuch der Firma Enercon eine OWEA im Nearshore-Bereich in einer Wassertiefe von 4 m mit einem Monopod-Bucket zu gründen. Das Bucket hatte einen Durchmesser von 16 m, eine Schürzenhöhe von 15 m und eine Wandstärke von 25 mm (Madsen, Andersen, & Ibsen, 2012). Aufgrund einer Kollision mit einem Schwimmponton während des Transports kam es an der Schürze zu einer Eindellung von etwa 80 mm (Koschinski & Lüdemann, 2011). Dadurch bedingt kam es ab einer Einbindetiefe von 6,8 m zu einer starken Verbeulung der gesamten Schürze und das Bucket musste wieder deinstalliert werden (vgl. Abbildung 7-3).



Abbildung 7-3: Verbeulung des Buckets der Firma Enercon vor Hooksiel (Madsen, Andersen, & Ibsen, 2012)

Die zuvor genannten Beispiele verdeutlichen die Anfälligkeit der Stahlbauweise gegenüber herstellungsbedingten Imperfektionen und Stabilitätsversagen durch lokale Fehlstellen. Für dieses Projekt werden zudem größere Bucket-Durchmesser angestrebt (vgl. Kapitel 7.2), bei denen die reine Stahlbauweise nicht geeignet ist.

Suction-Buckets aus Beton können durch den Einsatz von Schalungen hingegen imperfektionsarm hergestellt werden. Ein weiterer Vorteil ist, dass Suction-Buckets aus Beton aufgrund der größeren Wanddicken unsensibler auf lokale Fehlstellen hinsichtlich eines Stabilitätsversagens reagieren. Die größere Materialmenge ist dennoch wirtschaftlich realisierbar, da der Materialpreis von Beton um ein Vielfaches niedriger liegt als der von Baustahl. So liegt der Preis pro Tonne Stahl bei 684,81 € (Stand: 01.11.2014, (Schmelzer, 2014)). Das entspricht bei einer Dichte von $7,85 \text{ t/m}^3$ einem Preis von $5.375,76 \text{ €/m}^3$. Dieser Preis berücksichtigt nicht die Verarbeitung des Materials. Der Preis von Offshore-tauglichem Hochleistungsbeton kann großzügig mit etwa 150 €/m^3 angesetzt werden. Mit einberechnet werden müssen die Stahlbewehrung (bei ca. 150 kg/m^3 entspricht das ca. 300 €/m^3) und die im Vergleich zur Stahlbauweise größere Deckel- und Schürzendicke. Zusätzlich müssen noch die Kosten für die Schalung mit berücksichtigt werden. Dennoch lässt der Unterschied der Materialkosten ein Einsparpotential der alternativen Konstruktionsart aus Stahlbeton erahnen.

In China konnte 2010 die erste OWEA mit einer großformatigen Suction-Bucket-Gründung aus Beton erfolgreich installiert werden. Das Bucket hatte einen Durchmesser von 30 m und eine Schürzenhöhe von 7 m (Zhang, Ding, Zhai, & Xiong, 2013). Die Installation fand im Nearshore-Bereich statt und verdeutlicht das Potential von großformatigen Suction-Bucket-Gründungen aus Beton. Nach (Ding, Li, Lian, Zhang, & Huang, 2012) ist das Installationsverfahren dieser Gründungsvariante mit etwa 30 bis 50 % weniger Kosten verbunden als bei derzeit gängigen Gründungsstrukturen. Diese Annahme erscheint jedoch nur realistisch, wenn hier die reine Installation ohne die Herstellung und Logistik betrachtet wird. So bildet allein der Zeitaufwand bei einer Jacketgründung mit Grouted-Joints durch das Rammen der Piles und das anschließende VergROUTEN einen erheblichen Kostenfaktor auf, der bei Suction-Buckets entfällt.

7.1.2 Grundlagen zur Dimensionierung einer großformatigen Suction-Bucket-Gründung aus Beton

Bevor ein Suction-Bucket aus Beton dimensioniert werden kann, bedarf es entsprechender Berechnungsgrundlagen, die im weiteren Verlauf des Kapitels erläutert werden. Nachfolgend sollen zunächst einige grundlegende Überlegungen dazu beitragen, ein mögliches Vorgehen bei der Bemessung von Beton-Buckets zu entwickeln. Beim Nachweis muss zwischen Beanspruchungen während des Einbaus und im Betriebszustand unterschieden werden. Weiterhin sollen die Zusammenhänge zwischen Geometrie und Tragfähigkeit sowie Einbringbarkeit einer Suction-Bucket-Gründung erarbeitet werden.

Im Betriebszustand wird die Gründungskonstruktion durch das Eigengewicht der Windenergieanlage vertikal belastet. Hinzu kommen die horizontalen Einwirkungen aus Wind und Wellengang. Durch den Hebelarm zwischen Lastangriffspunkt und Meeresgrund bewirken die Horizontallasten ein zusätzliches Biegemoment. Dieses wird über Sohlpressung des Deckels und Mantelreibung an der Schürzenwand in den Baugrund abgetragen.

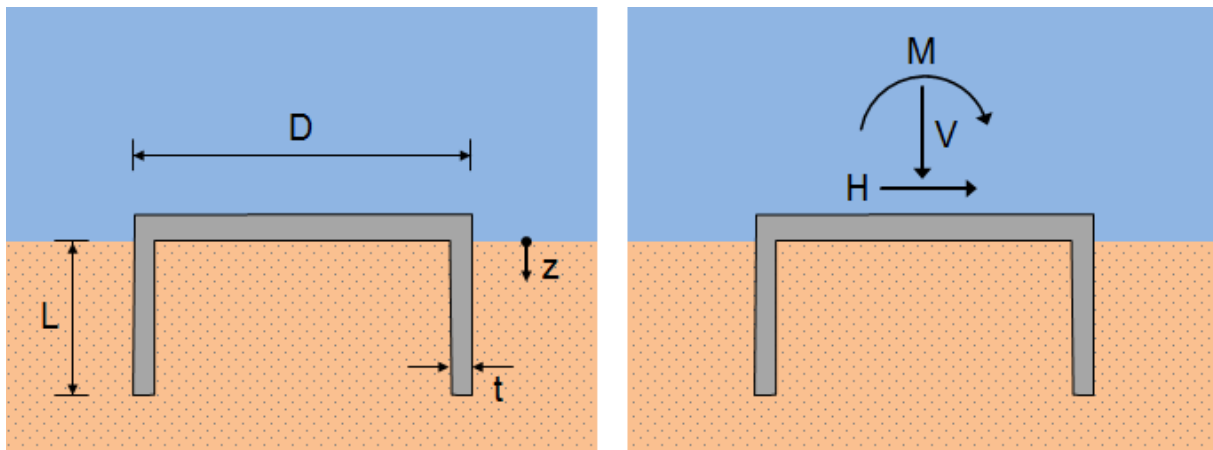


Abbildung 7-4: Geometrie (links) und Belastungen während des Betriebs (rechts)

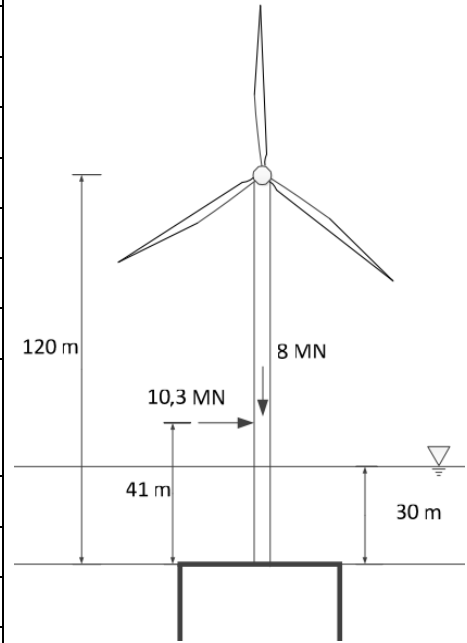
Für spätere Berechnungen werden neben den Belastungen auch geometrische Randbedingungen, wie die Einbindetiefe, die Schürzendicke und der Durchmesser des Suction-Buckets benötigt (vgl. Abbildung 7-4).

Die Suction-Bucket-Gründung wird exemplarisch für die maximale Beanspruchungskombination aus der vertikalen, horizontalen und der Momentenbelastung ausgelegt, mit der sie statistisch betrachtet nur einmal während ihrer Lebensdauer auftritt. Weiterhin werden für die Dimensionierung die eigentlich dynamischen Wind- und Wellenbelastungen als quasi-statische Ersatzlasten angesetzt.

Im Folgenden sollen die statischen Lasten auf die Gründungsstruktur exemplarisch für eine 5 MW-Anlage (Hansen, 2012) mit dem einfachen Fall eines zylindrischen Turmes ermittelt werden (vgl. Tabelle 7-1).

Tabelle 7-1: Technische Daten 3,5 MW OWEA (Houlsby, Ibsen, & Byrne, 2005) und REpower 5M (Hansen, 2012)

Hersteller	3,5 MW OWEA (Houlsby et al., 2005)	REpower 5M (Hansen, 2012)
Nennleistung	3,5 MW	5,0 MW
Rotordurchmesser	100 m	126 m
Rotorkreisfläche	7.854 m ²	12.469 m ²
Rotorblatt	-	18,5 t
Rotor mit Nabe	-	125 t
Gondel	-	325 t
Turmkopf gesamt	-	450 t
Nabenhöhe	-	90 m
Turm	-	zylindrisch D = 5,50 m 270 t
V	6 MN	8 MN
H	4 MN	10,3 MN
M	120 MNm	426 MNm
a	30 m	41 m



Mit der Annahme, dass der Schaft als Verbindungsstück mit dem gleichen Durchmesser wie der Turm ausgeführt wird, werden die 30 m Wassertiefe zur Nabenhöhe hinzuaddiert. Mit dem Turmkopf ergibt sich dann folgende Masse, mit der auf die Vertikallast des Suction-Buckets geschlossen werden kann.

$$m_{ges} = 270 \, t \cdot \left(1 + \frac{30 \, m}{90 \, m}\right) + 450 \, t = 810 \, t \quad (7.1)$$

$$V = m_{ges} \cdot g = 810 \, t \cdot 9,81 \frac{kN}{t} = 7.946 \, kN \cong 8 \, MN \quad (7.2)$$

Für die Abschätzung aus Wind und Wellengang dienen exemplarisch die Belastungen einer 3,5 MW OWEA in der Nordsee (vgl. Tabelle 7-1). Demzufolge kann die Belastung aus Wellengang zu 3 MN und die Windbeanspruchung zu 1 MN angenommen werden. Diese Werte gelten für eine Wassertiefe von 10 m, eine Nabenhöhe von 90 m und einen Rotordurchmesser von 100 m. Somit müssen die Belastungen für 30 m Wassertiefe, eine Nabenhöhe von 120 m über dem Meeresgrund und den Rotordurchmesser von 126 m angepasst werden. In diesem Fall werden sowohl die Wellen- als auch die Windbelastung für weitere Berechnungen linear hochskaliert.

$$H_{Welle} = 3 \text{ MN} \cdot \frac{30 \text{ m}}{10 \text{ m}} = 9 \text{ MN} \quad (7.3)$$

$$H_{Wind} = 1 \text{ MN} \cdot \frac{126 \text{ m}}{100 \text{ m}} = 1,3 \text{ MN} \quad (7.4)$$

$$H = H_{Welle} + H_{Wind} = 9 \text{ MN} + 1,3 \text{ MN} = 10,3 \text{ MN} \quad (7.5)$$

Für das auf die Gründung einwirkende Biegemoment wird der Angriffspunkt der Wellenbelastung in Höhe der Wasseroberfläche und die Windbelastung vereinfacht in Höhe der Nabe angenommen.

$$M = \sum H_i \cdot a_i = 9 \text{ MN} \cdot 30 \text{ m} + 1,3 \text{ MN} \cdot 120 \text{ m} = 426 \text{ MNm} \quad (7.6)$$

Neben den bisher diskutierten Beanspruchungen kann eine Suction-Bucket-Gründung auch durch seismische Aktivitäten belastet werden, wobei das Risiko in der Nordsee sehr gering ist. Des Weiteren wäre eine Beanspruchung infolge einer Schiffskollision denkbar. Diese beiden Lastfälle werden jedoch vernachlässigt, da zunächst die prinzipielle Machbarkeit eines großformatigen Suction-Buckets aus Beton geklärt werden soll.

Für den Betriebszustand geben Byrne und Houlsby eine Formel an, mit der die Momententragfähigkeit einer Suction-Bucket-Gründung in Abhängigkeit der Schnittgrößen ermittelt werden kann (Byrne & Houlsby, 2003). Diese lautet:

$$\frac{M}{D} = (f_1 + \frac{DH}{M} f_2)^{-1} \cdot (V + f_3 W) \quad (7.7)$$

Mit:

M	Momentenbeanspruchung des Suction-Buckets
H	Horizontale Belastung des Suction-Buckets
V	Vertikale Belastung des Suction-Buckets
f_1, f_2, f_3	Im Labor ermittelte empirische Werte zu 3,26; 1,07 und 0,71
W	Gewicht des Sands innerhalb des Suction-Buckets

Darin sind M , H und V die (statischen) Schnittgrößen des einwirkenden Biegemoments und der Horizontal- bzw. der Vertikalkraft. W ist das Gewicht des Bodenkörpers im Inneren der Bucket-Schürze. Sie ergibt sich mit der Einbindetiefe L zu:

$$W = \frac{\pi}{4} \gamma' D^2 L \quad (7.8)$$

Die Formel zur Berechnung der Momententragfähigkeit lautet schließlich wie folgt:

$$M_R = \frac{VD + f_3 \frac{\pi}{4} \gamma' D^4 - H f_2 D}{f_1} \quad (7.9)$$

Während des Installationsvorgangs wirken im Vergleich zum Betriebszustand andere Beanspruchungen auf die Suction-Bucket-Gründung. Über eine Öffnung im Deckel des Buckets wird Wasser aus dem Suction-Bucket abgesaugt. Unter der Voraussetzung, dass zwischen der Schürze und dem Boden ein bündiger Kontakt besteht, entsteht im Inneren des Buckets ein Unterdruck (Lesny, 2008). Daraus resultiert eine nach unten gerichtete Kraft infolge der hydrostatischen Druckdifferenz. In Verbindung mit dem Eigengewicht wird das Suction-Bucket in den Boden gepresst (vgl. Abbildung 7-5).

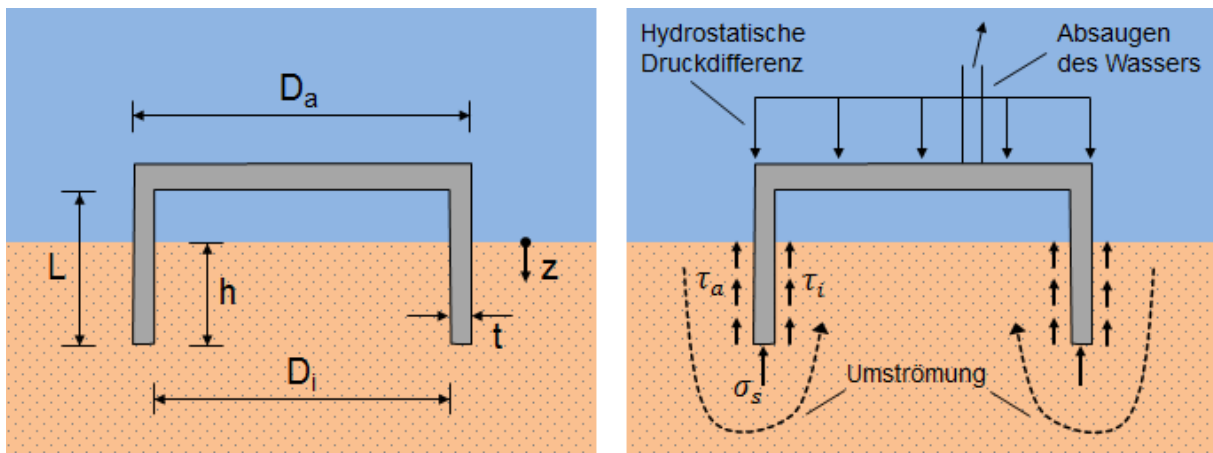


Abbildung 7-5: Geometrie (links) und Belastungen während der Installation (rechts)

Während des Einpressvorgangs entsteht an der Innen- und Außenseite des Buckets Mantelreibung (τ_i und τ_a), sowie Spitzenwiderstand am Fußpunkt (σ_s). Aus dem Spitzenwiderstand und der Mantelreibung setzt sich der Eindringwiderstand des Buckets zusammen, der beim Installationsvorgang überwunden werden muss. Dieser berechnet sich nach (Achmus & Abdel-Rahmen, 2005) zu:

$$R_{in} = \underbrace{\int_{z=0}^h \tau_a \pi D_a dz}_{\text{äußere Mantelreibung}} + \underbrace{\int_{z=0}^h \tau_i \pi D_i dz}_{\text{innere Mantelreibung}} + \underbrace{\pi D_m t \sigma_s}_{\text{Spitzenwiderstand}} \quad (7.10)$$

Mit:

D_a, D_i, D_m	Äußerer, innerer und mittlerer Bucket-Durchmesser
h	Einbindetiefe der Schürze
t	Dicke der Schürze
τ_a, τ_i	Äußere und innere Mantelreibung

Die äußere und innere Mantelreibung, sowie der Spitzenwiderstand berechnen sich nach (Achmus & Abdel-Rahmen, 2005) zu:

$$\tau_a = (1 + \alpha_a) K \tan(\delta) \gamma' z \quad (7.11)$$

$$\tau_i = (1 - \alpha_i) K \tan(\delta) \gamma' z \quad (7.12)$$

$$\sigma_s = (1 - \alpha_s) N_q \gamma' z \quad (7.13)$$

Mit

γ'	Wichte unter Auftrieb
N_q	Dimensionsloser Spitzendruckfaktor
$K \cdot \tan(\delta)$	Reibungsbeiwert

Bei α_a , α_i und α_s handelt es sich um Korrekturfaktoren, die berücksichtigen, dass aus dem Unterdruck eine Umströmung der Schürze, vom Äußeren des Buckets hin zum Inneren, resultiert (vgl. Abbildung 7-5). Die Strömung erhöht die äußere und senkt gleichzeitig die innere Mantelreibung. Der Spitzenwiderstand wird ebenfalls gesenkt. Dieser Effekt tritt jedoch nur bei nichtbindigen Böden auf und hat einen großen Einfluss auf den Installationsvorgang. Bei bindigen Böden resultiert das Einpressen des Buckets primär aus der hydrostatischen Differenz (Lesny, 2008).

$$\alpha_a = r_{out} \cdot (\Delta u / \Delta u_{krit}) \quad (7.14)$$

$$\alpha_i = r_{in} \cdot (\Delta u / \Delta u_{krit}) \quad (7.15)$$

$$\alpha_s = r_t \cdot (\Delta u / \Delta u_{krit}) \quad (7.16)$$

Die Einpresskraft eines Suction-Buckets setzt sich aus dem Eigengewicht und dem Unterdruck zusammen (Achmus & Abdel-Rahmen, 2005).

$$F_{in} = \frac{\Delta u \pi D_i^2}{4} + G_{ges} \quad (7.17)$$

Über das Gleichsetzen des Eindringwiderstands mit der Einpresskraft kann nach dem erforderlichen Unterdruck umgeformt werden, der nötig ist, um ein Suction-Bucket in den Seeboden eindringen zu lassen (Achmus & Abdel-Rahmen, 2005). Es folgt:

$$\Delta u_{erf} = \frac{4 \cdot (R_{in} - G_{ges})}{\pi D_i^2} \quad (7.18)$$

Löst man die Formel (7.18) weiter auf, ergibt sich schließlich folgender Zusammenhang zur Berechnung des erforderlichen Unterdrucks.

$$\Delta u_{erf} = \frac{\frac{1}{2}(B_{2a} - B_{1a} + B_{2i} - B_{1i}) + C_2 - G_{ges}}{\frac{1}{2} \left(\frac{\pi D_i^2}{2} + \frac{1}{\Delta u_{crit}} (-r_{out} B_{2a} + r_{out} B_{1a} + r_{in} B_{2i} - r_{in} B_{1i} + 2r_t C_2) \right)} \quad (7.19)$$

Mit:

$$B_{2i} = K \tan(\delta) \gamma' \pi D_i z_2^2$$

$$B_{2a} = K \tan(\delta) \gamma' \pi D_a z_2^2$$

$$B_{1a} = K \tan(\delta) \gamma' \pi D_a z_1^2$$

$$B_{1i} = K \tan(\delta) \gamma' \pi D_i z_1^2$$

$$C_2 = \pi D_m t N_q \gamma' z_2$$

Der praktisch mögliche Unterdruck wird durch die Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs des Bodens im Bucket begrenzt. Würde während der Installation ein hydraulischer Grundbruch auftreten, wäre eine Bodenauflockerung des Bodens außerhalb und innerhalb des Buckets die Folge, die zur Beeinträchtigung oder zum Verlust der Tragfähigkeit führen würde. Außerdem würde das Suction-Bucket unkontrolliert in den Boden einsinken (Achmus & Abdel-Rahmen, 2005). Für die Berechnung des kritischen Unterdrucks werden üblicherweise die beiden nachfolgend genannten Ansätze verwendet.

$$\Delta u_{crit} = \frac{\gamma' L}{1 - \frac{0,68}{1.46 \frac{L}{D} + 1}} \quad (\text{Clausen \& Tjelta, 1996) für } L/D \leq 0,5 \quad (7.20)$$

$$\Delta u_{crit} = 1,48 \gamma' L \left(\frac{L}{D} \right)^{-0.26} \quad (\text{Guttormsen, Eklund, \& Sparrevik, 1997) für } L/D \leq 4,0 \quad (7.21)$$

Dieser Wert sollte zur Vermeidung eines hydraulischen Grundbruchs nicht überschritten werden. Beide Ansätze sind in der Abbildung 7-6 gegenübergestellt. Dabei verlaufen die Kurven qualitativ relativ ähnlich, wobei die Kurve von Clausen & Tjelta einen etwas konservativeren Verlauf aufweist.

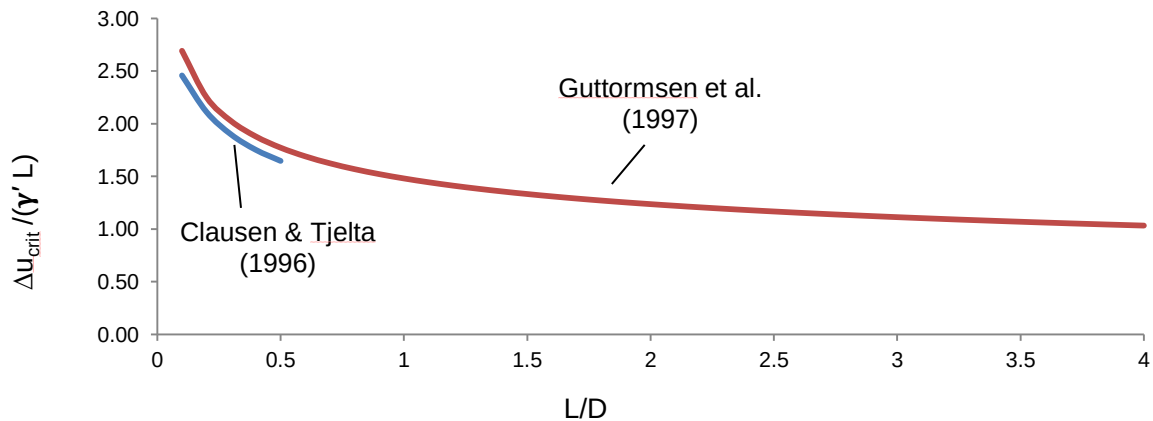


Abbildung 7-6: Kritischer Unterdruck in Abhängigkeit von L/D

Betrachtet man exemplarisch ein L/D -Verhältnis von 0,5, so beträgt die Abweichung von Formel (7.20) zu Formel (7.21) nur etwa 7,6 Prozent. Für die exemplarische Dimensionierung im nächsten Kapitel wird zunächst der kritische Unterdruck nach (Guttormsen, Eklund, & Sparrevik, 1997) angesetzt, da dieser auch für L/D -Verhältnisse größer 0,5 gilt.

7.2 Exemplarische Dimensionierung einer großformatigen Suction-Bucket-Gründung aus Beton

In diesem Kapitel werden zunächst die Auswirkungen von Baugrundunterschieden auf die mögliche Eindringtiefe sowie das mögliche L/D -Verhältnis von Suction-Buckets aus Beton untersucht. Dazu werden exemplarisch Baugrundprofile zweier Standorte betrachtet, die sich in der Zunahme der Lagerungsdichte des Sandes mit abnehmender Tiefe unterscheiden (vgl. Abbildung 7-7).

Standort 1		Standort 2	
Sand, locker	$\gamma' = 8,5 \frac{kN}{m^3} \quad \varphi' = 25^\circ$	0 m	Sand, locker $\gamma' = 8,5 \frac{kN}{m^3} \quad \varphi' = 25^\circ$
Sand, locker	$\gamma' = 9,0 \frac{kN}{m^3} \quad \varphi' = 30^\circ$	2 m	Sand, mitteldicht $\gamma' = 9,0 \frac{kN}{m^3} \quad \varphi' = 35^\circ$
Sand, mitteldicht	$\gamma' = 9,0 \frac{kN}{m^3} \quad \varphi' = 35^\circ$	4 m	Sand, dicht $\gamma' = 10 \frac{kN}{m^3} \quad \varphi' = 40^\circ$
Sand, dicht	$\gamma' = 10 \frac{kN}{m^3} \quad \varphi' = 38^\circ$	8 m	Sand, sehr dicht $\gamma' = 10 \frac{kN}{m^3} \quad \varphi' = 42^\circ$
	∞		

Abbildung 7-7: Baugrundprofile zweier Standorte

In Abbildung 7-8 wird dargestellt, welche Eindringtiefen für die beiden Baugrundprofile (vgl. Abbildung 7-7) maximal möglich sind. Diese Betrachtung wird für unterschiedliche Bucket-Durchmesser bei einer angenommenen Schürzendicke von 20 cm durchgeführt.

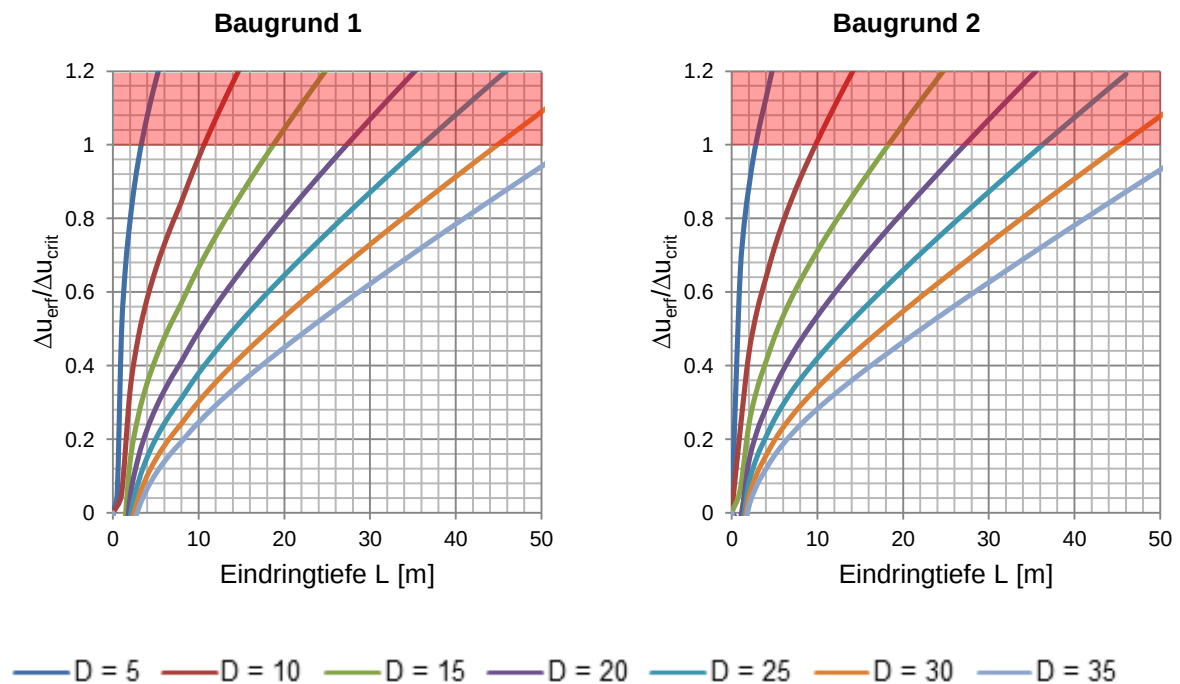


Abbildung 7-8: Verhältnis zwischen erforderlichem und kritischem Unterdruck in Abhängigkeit der Eindringtiefe für unterschiedliche Durchmesser

Die hier durchgeführte exemplarische Betrachtung von unterschiedlichen Baugrundprofilen aus Sand weist verhältnismäßig kleine Unterschiede der möglichen Eindringtiefe eines Suction-Bucket aus Beton auf. In der nächsten Abbildung 7-9 werden die Auswirkungen der beiden Baugrundprofile auf das mögliche L/D -Verhältnis dargestellt.

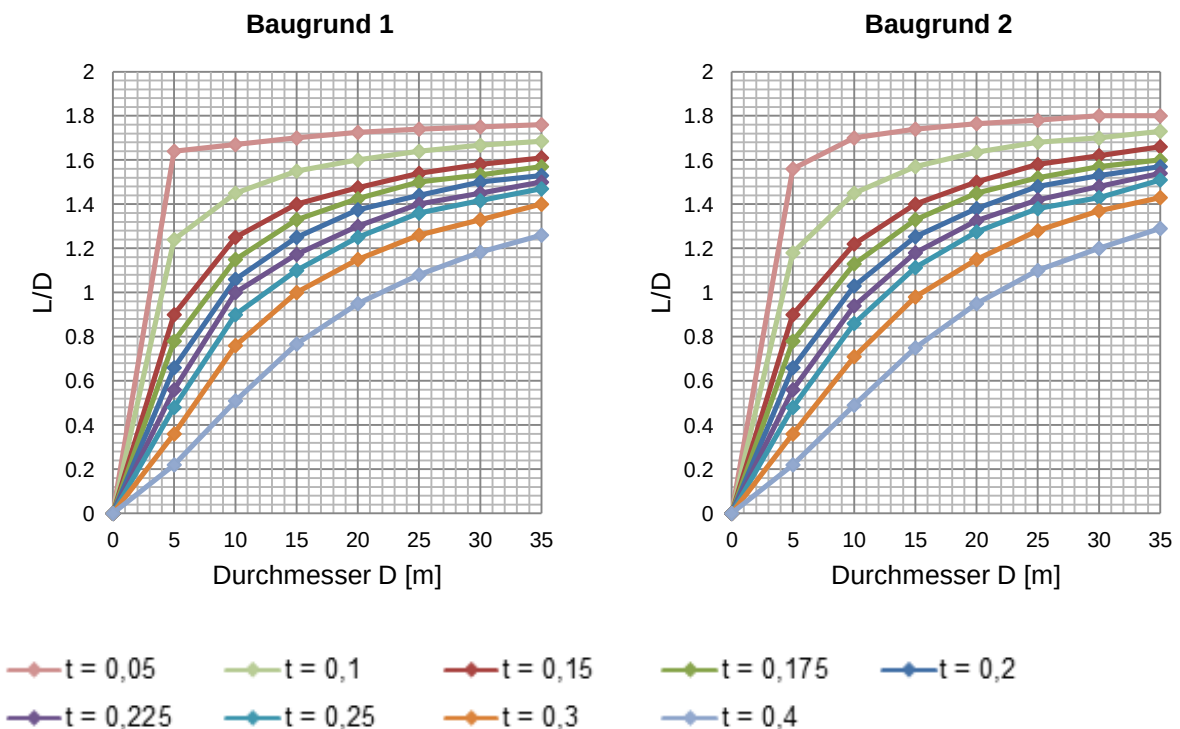


Abbildung 7-9: L/D in Abhängigkeit vom Durchmesser für unterschiedliche Schürzendicken

Die Unterschiede werden nur bei einer sehr geringen Schürzendicke und kleinen Bucket-Durchmessern deutlich. Bei größeren Durchmessern können nach Abbildung 7-9 nahezu identische L/D-Verhältnisse verwirklicht werden.

Im weiteren Verlauf wird exemplarisch die Dimensionierung einer großformatigen Suction-Bucket-Gründung aus Beton vorgenommen. Als Folge der zuvor durchgeführten Baugrundbetrachtungen und den damit einhergehenden Erkenntnissen wird vereinfacht ein Untergrund aus mitteldichtem Sand mit einer Wichte unter Wasser von $\gamma' = 9,0 \text{ kN/m}^3$ angenommen. Zudem wird aufgrund der linearen Hochskalierung der Belastungen von einer 3,5 MW- auf eine 5,0 MW-Anlage (vgl. Kapitel 7.1.2) eine benötigte Momententragfähigkeit von 500 MNm angenommen. Dieser Wert liegt mit einer Differenz von 74 MNm zum einwirkenden Biegemoment deutlich auf der sicheren Seite und soll als Eingangswert für die Dimensionierung eines großformatigen Suction-Buckets dienen.

Das Diagramm aus Abbildung 7-10 verdeutlicht die Beziehung zwischen Durchmesser und Momententragfähigkeit des Suction-Bucket in Abhängigkeit von unterschiedlichen L/D-Verhältnissen.

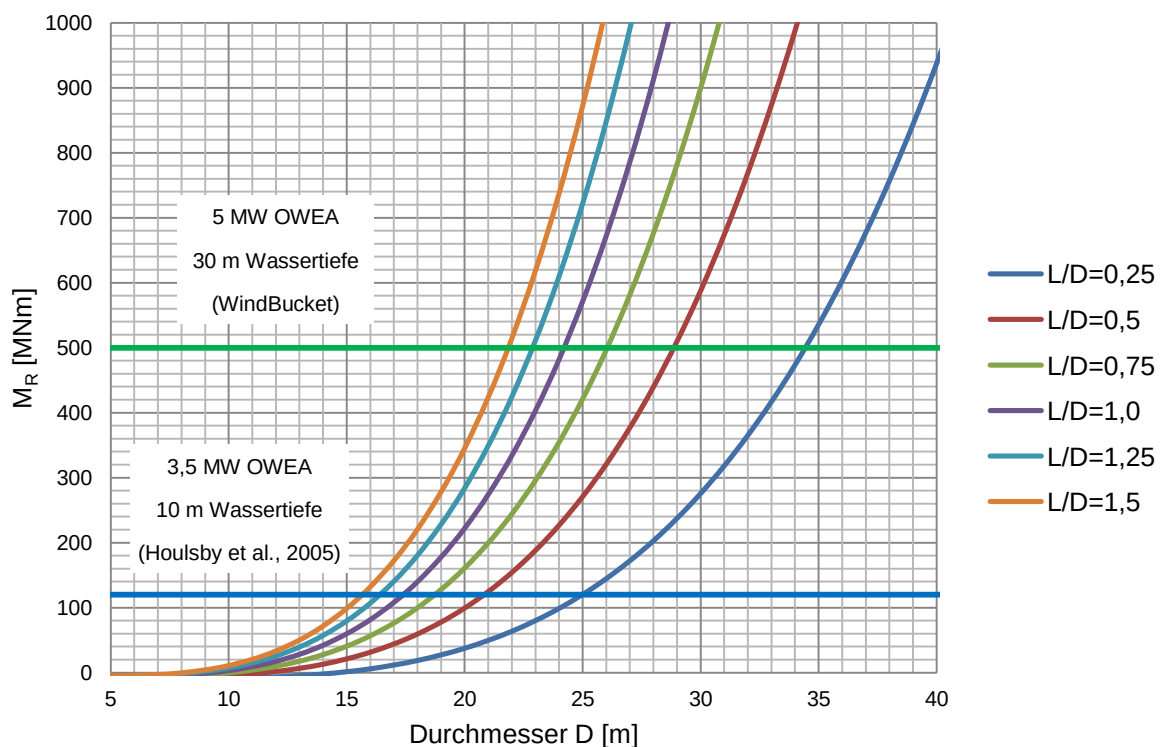


Abbildung 7-10: Momententragfähigkeit in Abhängigkeit vom Durchmesser für unterschiedliche L/D-Verhältnisse

Mit dem Eingangswert der Momententragfähigkeit lässt sich nun der erforderliche Durchmesser bestimmen. Kleine L/D-Verhältnisse führen zu sehr großen Durchmessern, die zudem ausführungstechnisch sehr kompliziert werden und somit wirtschaftlich nicht vorteilhaft erscheinen. Große L/D-Verhältnisse wiederum führen zu sehr großen Einbindetiefen und somit zu sehr schwer zu verschiffenden und schwer zu montierenden Konstruktionen. Aus diesem Grund erscheint ein L/D-Verhältnis etwa zwischen 0,5 und 1,0 als sinnvoll. Für die weiteren Überlegungen wurde das L/D-Verhältnis exemplarisch mit 0,75

angenommen. Dies ergibt einen erforderlichen Bucketdurchmesser von etwa 26 m (vgl. Abbildung 7-11). Bei einer zunächst angenommenen Schürzendicke von 0,225 m und dem bestimmten Durchmesser von 26 m kann der Abbildung 7-11 entnommen werden, dass die bisher getroffenen Annahmen plausibel sind.

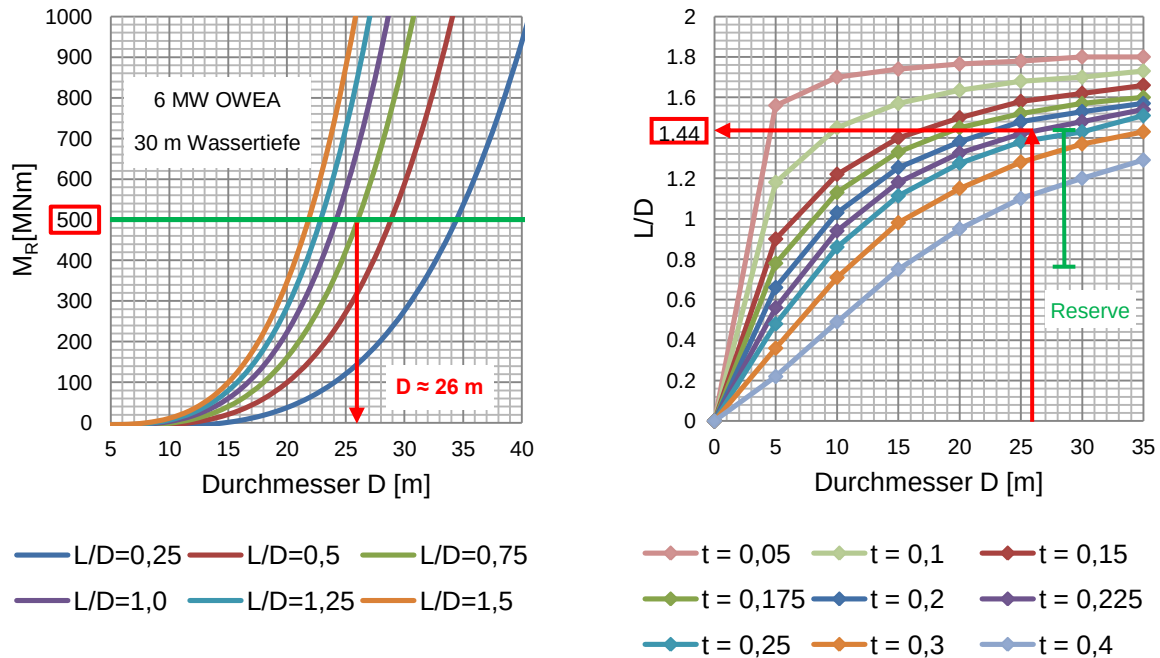
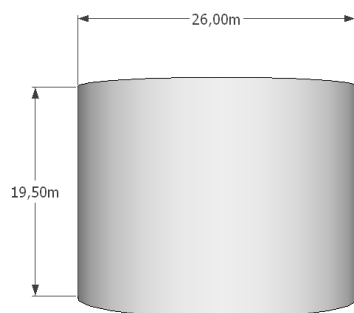


Abbildung 7-11: Exemplarische Dimensionierung eines Suction-Bucket für eine Momententragfähigkeit von 500 MNm

In Abbildung 7-12 sind nochmals die Abmessungen und Kennwerte für das exemplarisch dimensionierte Suction-Bucket aufgeführt. Es wird deutlich, dass großformatige Suction-Buckets aus Beton für OWEA grundsätzlich möglich sind. Besonders die große Differenz zwischen dem erforderlichen und kritischen Unterdruck für die Installation deutet auf eine sehr große Sicherheit gegenüber einem hydraulischen Grundbruch hin.



- $L/D = 0,75$
- $D = 26$ m
- $L = 19,5$ m
- $t = 0,225$ m
- $\Delta u_{\text{erf}} = 156 \text{ kN/m}^2$
- $\Delta u_{\text{crit}} = 264 \text{ kN/m}^2$

Abbildung 7-12: Abmessungen und Kennwerte des exemplarisch dimensionierten Suction-Buckets

In der Konzeptstudie wurde ebenfalls die Möglichkeit einer Suction-Bucket-Gründung in Sandwichbauweise mit Verwendung von vergleichsweise dünnen Stahlblechen in Verbindung mit hoch- und ultrahochfestem Beton berücksichtigt. Dabei ergeben sich mehrere zusätzliche Herausforderungen: Zunächst besteht die Gefahr, dass durch den erzeugten Unterdruck im

Inneren des Buckets sich der dünne Stahlblechmantel vom Beton löst und sich nach innen stark verformt. Diese Gefahr steigt mit zunehmendem Durchmesser durch die Abnahme der Stahlblechkrümmung. Solche nachträglich eingepprägten Verformungen wirken sich elementar auf die Einbringbarkeit und die Tragfähigkeit des Suction-Buckets aus und müssen konstruktiv sicher vermieden werden. Somit müssten Maßnahmen getroffen werden, um den Verformungen durch den Unterdruck entgegenzuwirken. Des Weiteren dürfen die wirtschaftlichen Aspekte nicht unberücksichtigt bleiben. Der Innen- und Außenmantel müssten wie bei einem Suction-Bucket aus Stahl aus mehreren Segmenten zusammengeschweißt werden, wodurch herstellbedingte Imperfektionen auftreten können. Durch die Sandwichbauweise ist grundsätzlich eine Schalhaut durch das innere und äußere Stahlblech vorhanden. Aufgrund der geringen Stärke müsste eine zusätzliche Aussteifung vorgenommen werden.

Durch die Anordnung der Bleche handelt es sich um ein Black-Box-System, was eine visuelle Kontrolle nach der Herstellung des Suction-Buckets nicht mehr ermöglicht. Somit müssen zusätzliche Qualitätssicherungsmaßnahmen während der Herstellung vorgesehen werden. Dazu gehören eine gesonderte Überwachung und eine zuverlässige Dokumentation des Betoniervorgangs, was jedoch bei der Produktion an Land gut zu realisieren wäre. Ein großer Vorteil der Sandwichbauweise liegt im Korrosionsschutz durch die Stahlhaut. Somit wären mögliche Rissbildungen im Betonquerschnitt wesentlich unkomplizierter zu bewerten als in ungeschützten Betonkonstruktionen. Es müssten keine weiteren Korrosionsschutzmaßnahmen getroffen werden.

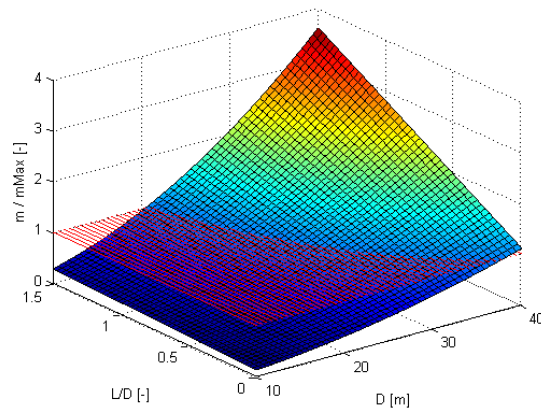
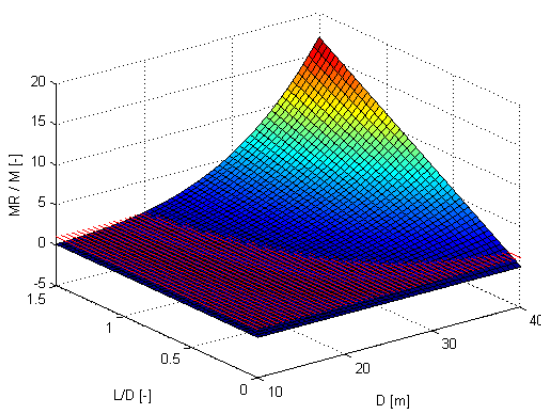
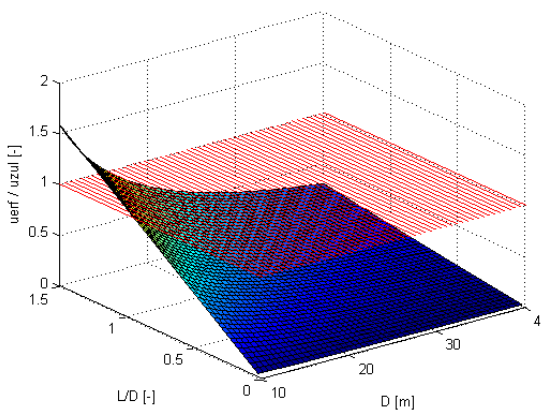
7.3 Detaillierte Konzeptionierung einer großformatigen Suction-Bucket-Gründung aus Beton

In diesem Kapitel wird in Abhängigkeit definierter Eingangsgrößen eine Geometrie des Suction-Buckets für den Transport mit einem Errichterschiff konzeptioniert. Weitere Transportmöglichkeiten werden in Kapitel 7.5 diskutiert. Bei der Konzeptionierung werden einerseits die Tragfähigkeit und andererseits die Einbringbarkeit bei einem möglichst geringen Strukturgewicht berücksichtigt. Dadurch ist die Konstruktion möglichst leicht, was hinsichtlich des Transports und der Installation mittels Kran wichtig ist.

Um den Einfluss von Durchmesser und Einbindetiefe des Buckets herauszustellen, werden zunächst das Strukturgewicht, die Momententragfähigkeit und die Einbringbarkeit einzeln in Abhängigkeit vom Durchmesser und dem L/D-Verhältnis ausgewertet. Dazu werden die genannten Zielgrößen über den Durchmesser D und das Verhältnis von Einbindetiefe zu Durchmesser L/D aufgetragen (vgl. Tabelle 7-2).

Die Wichte des Betons muss bei der Bestimmung der drei Kennwerte differenziert betrachtet werden. Das Strukturgewicht ist entscheidend für den Transport bzw. die Kranarbeiten und muss somit über Wasser bestimmt werden. Beim erforderlichen und zulässigen Unterdruck zur Bestimmung der Einbringbarkeit muss die Wichte unter Auftrieb berücksichtigt werden, da es sich hierbei um den Installationsvorgang unter Wasser handelt. Die Momententragfähigkeit wird unabhängig von der Wichte des Betons betrachtet.

Tabelle 7-2: Strukturgewicht, Momententragfähigkeit und Einbringbarkeit in Abhängigkeit vom Durchmesser und dem L/D-Verhältnis

Strukturgewicht	
	$m = m_{Schaft} + \rho_{Stb} \cdot V_{Bucket}$ $= m_{Schaft} + \rho_{Stb} \cdot \left[\frac{\pi \cdot (D_a^2 - D_i^2)}{4} \cdot L + \frac{\pi \cdot D_a^2}{4} \cdot d \right]$ $m_{Max} = 1500t$ $t = 0,2m$ $d = 0,5m$
Momententragfähigkeit	
	$M_R = \frac{f_3 \cdot \frac{\pi \cdot \gamma'}{4} \cdot L \cdot D^3 + (V - f_2 \cdot H) \cdot D}{f_1}$ $M = \sum H_i \cdot h_i = 426 \text{ MNm}$
Einbringbarkeit	
	$\Delta u_{zul} = \frac{\Delta u_{krit}}{\eta} = \frac{\Delta u_{krit}}{1,3} = \frac{\gamma' \cdot L}{1,3 \cdot \left(1 - \frac{0,68}{1,46 \cdot \frac{L}{D} + 1} \right)}$ $\Delta u_{erf} = \frac{\frac{1}{2} (B_{2a} + B_{2i}) + C_2 - G_{ges}}{\frac{1}{2} \left(\frac{\pi \cdot D_i^2}{2} + \frac{1}{\Delta u_{krit}} (-r_{out} \cdot B_{2a} + r_{in} \cdot B_{2i} + 2 \cdot r_t \cdot C_2) \right)}$

Für das Strukturgewicht wird die Gesamtmasse der Konstruktion, bestehend aus dem Schaftgewicht sowie aus den Anteilen aus Schürze und Deckel des Buckets zugrunde gelegt. Für die Schürzendicke t und die Deckeldicke d wurde ein konstanter Wert (vgl. Tabelle 7-2) angenommen. Mit den Zusammenhängen $L = L/D \cdot D$ und $D_i = D_a - 2 \cdot t$ hängt das

Strukturgewicht nur noch von den beiden Variablen D und L/D ab. Das Strukturgewicht wird im Diagramm als Verhältnis zwischen der berechneten Masse und einer vorab definierten maximal zulässigen Masse von 1.500 t dargestellt. Dieser Wert leitet sich von der maximalen Kranlast von aktuellen Transportschiffen ab (Hochhaus, 2012). Das Verhältnis muss unter dem Wert 1,0 liegen, da sonst das Maximalgewicht überschritten wird (siehe rote Grenzfläche). Durch eine solche Normierung ist leicht zu identifizieren, welche Geometrien für die Bucket-Gründung überhaupt möglich sind. So können mit abnehmendem L/D -Verhältnis theoretisch größere Durchmesser realisiert werden.

Die Momententragfähigkeit wird im dazugehörigen Diagramm (vgl. Tabelle 7-2) als Verhältnis zum einwirkenden Biegemoment dargestellt. Hier ist ebenfalls der Grenzfall von $M_R / M = 1,0$ durch eine Ebene normal zur Höhenachse hervorgehoben. Es ist zu erkennen, dass gewisse Mindestmaße einzuhalten sind, um das einwirkende Biegemoment sicher aufnehmen zu können. So sind bei kleinen L/D -Verhältnissen recht große Durchmesser notwendig. Umgekehrt kann der benötigte Durchmesser bei einem zunehmenden L/D -Verhältnis kleiner werden, da sich die entsprechend größere Einbindetiefe positiv auf den Lastabtrag durch Mantelreibung auswirkt.

Die Einbringbarkeit wird hier als Verhältnis zwischen dem erforderlichen und zulässigen Unterdruck definiert (vgl. Tabelle 7-2). Dabei darf der dimensionslose Wert nicht größer als eins werden, damit der für die Installation erforderliche Unterdruck nicht größer ist als der kritische. Das Verhältnis steigt mit zunehmendem L/D -Verhältnis bzw. mit abnehmendem Durchmesser. Ist der erforderliche Unterdruck größer als der kritische, so besteht die Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs. Aufgrund vorab durchgeführter Berechnungen wird im Gegensatz zur exemplarischen Dimensionierung (vgl. Kapitel 7.2) der auf sicherer Seite befindliche kritische Unterdruck nach Formel (7.20) verwendet.

In Abbildung 7-13 werden die zuvor einzeln betrachteten Zielgrößen kombiniert. Hierzu werden für alle Kombinationen von Durchmesser D und dem L/D -Verhältnis die zugehörigen Werte von Strukturgewicht m / m_{Max} , Momentensicherheit M_R / M und Einbringbarkeit $u_{\text{erf}} / u_{\text{zul}}$ in einem Diagramm dargestellt. Aufgrund der exemplarischen Dimensionierung des Suction-Buckets aus Kapitel 7.2, werden diese Werte für einen Durchmesser zwischen 10 und 40 m dargestellt.

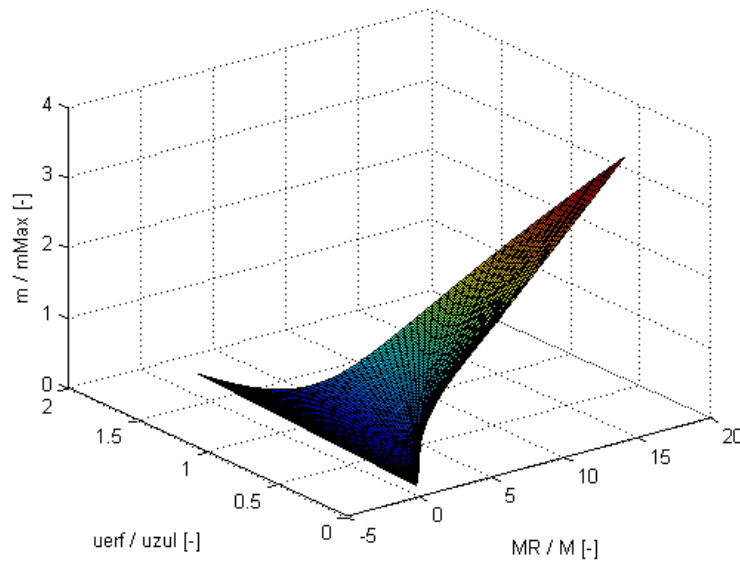


Abbildung 7-13: Gewicht, Tragfähigkeit und Einbringbarkeit im Ausschnitt $10\text{ m} \leq D \leq 40\text{ m}$

Beim Vergleich von Strukturgewicht und Tragfähigkeit wird deutlich, dass beide mit größer werdender Geometrie auch zunehmen. Eine Reduktion des Strukturgewichts würde also ebenfalls den Widerstand gegenüber einwirkenden Biegemomenten kleiner werden lassen. Umgekehrt bewirkt eine höhere Tragfähigkeit auch eine deutliche Gewichtszunahme.

Die Bucket-Geometrie muss so gewählt werden, dass einerseits das Verhältnis von Momententragfähigkeit zu einwirkendem Moment nicht kleiner als eins wird und andererseits das Gesamtgewicht einen Wert von 1.500 Tonnen nicht übersteigt.

7.3.1 Dimensionierung mit dem Ziel der Gewichtsminimierung

Ausgehend von einer Kranmontage ist das Eigengewicht hinsichtlich einer möglichst geringen Betonmenge zu minimieren. Dabei ist eine Kombination von Durchmesser und Einbindetiefe zu finden, die bei ausreichender Tragfähigkeit und guter Einbringbarkeit ein möglichst leichtes Bucket ermöglicht. Da sowohl das Bucket-Gewicht als auch seine Momententragfähigkeit mit zunehmendem Durchmesser und Einbindetiefe größer werden, stehen diese beiden Kennwerte im Widerspruch und machen eine Optimierung notwendig. Dabei wird das Strukturgewicht zunächst nur in Abhängigkeit vom Durchmesser und dem L/D-Verhältnis minimiert. Danach sollen zusätzlich die Schürzendicke t und die Deckeldicke d mit einbezogen werden.

Als Zielfunktion wird das Strukturgewicht des Buckets in Abhängigkeit des Durchmessers D und des Verhältnisses von Einbindetiefe zu Durchmesser L/D formuliert. Für die Masse des Schafts mit festgelegten Werten für Länge und Durchmesser wird wie im Kapitel zuvor ein konstanter Wert angenommen (vgl. Tabelle 7-2). Der Durchmesser D und das Geometrieverhältnis L/D sind die zu optimierenden Variablen der Zielfunktion. Darüber hinaus werden Nebenbedingungen formuliert, die den zulässigen Wertebereich der Optimierungsvariablen weiter einschränken. Einerseits muss der zum Einbringen erforderliche Unterdruck kleiner sein als der zur Vermeidung eines hydraulischen Grundbruchs zulässige Unterdruck ($\Delta u_{\text{erf}} \leq \Delta u_{\text{zul}}$). Andererseits soll die Momententragfähigkeit des Buckets nach Byrne und Houlsby (vgl. Kapitel 7.1.2) nicht überschritten werden.

Weiterhin werden Unter- und Obergrenzen (lower bound, lb, und upper bound, ub) sowie Startwerte für die Einträge des Variablenvektors festgelegt. Der Außendurchmesser soll zwischen dem minimal benötigten Durchmesser des Schafts von 5,5 m und als Obergrenze frei gewählten 50 Metern liegen. Der Bereich des Geometrieverhältnisses wird zu $L/D = 0,25$ bis 1,5 bestimmt. Die folgende Tabelle fasst die Eingangsgrößen für den Matlab-Code zusammen.

Tabelle 7-3: Eingangswerte der Gewichtsoptimierung über D und L/D

Größe	Formelzeichen	Werte
Variablenvektor	$x^* = [D ; L/D]$	
Zielfunktion	$\min m(x^*)$	$m = m_{\text{Schaft}} + \rho_{\text{Sbt}} \cdot V_{\text{Bucket}}$
Ungleichungsnebenbedingung	Einbringbarkeit Tragfähigkeit	$\Delta u_{\text{erf}} \leq \Delta u_{\text{zul}}$ $M \leq M_R$
Gleichungsnebenbedingung	-	-
Unter- und Obergrenzen	$lb \leq x^* \leq ub$	$5,5 \text{ m} \leq D \leq 50 \text{ m}$ $0,25 \leq L/D \leq 1,5$
Startwert	X_0	$X_0 = [20 \text{ m} ; 0,5]$

Mit Hilfe eines Algorithmus für beschränkte Minimierung werden ein Durchmesser von 24,62 m und ein L/D -Verhältnis von 0,649 berechnet. Daraus ergibt sich ein Strukturgewicht von 1.298,2 Tonnen. Die Momententragfähigkeit ist voll ausgelastet und der erforderliche Unterdruck beträgt 92 % des zulässigen Wertes (vgl. Tabelle 7-4). Das liegt daran, dass die Variablen D und L/D der Optimierung so bestimmt wurden, dass die Ungleichungsnebenbedingungen gerade eingehalten sind.

Tabelle 7-4: Ergebnis der Gewichtsoptimierung über D und L/D und Kontrolle der Nebenbedingungen

Ergebnis der Optimierung	Kontrolle der Nebenbedingungen
$x^* = \begin{bmatrix} D \\ L/D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 24,62 \text{ m} \\ 0,649 \end{bmatrix}$	$M = 426,0 \text{ MNm} \cong M_R(x^*) = 425,8 \text{ MNm} \rightarrow \frac{M}{M_R} \approx 1,0$
$m = f(x^*) = 1.298,2 \text{ t}$	$u_{\text{erf}}(x^*) = 323,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq u_{\text{zul}}(x^*) = 351,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow \frac{u_{\text{erf}}}{u_{\text{zul}}} = 0,92$

In einem nächsten Schritt sollen auch die Dicken der Schürze und des Deckels berücksichtigt werden. Daraus ergibt sich ein Variablenvektor mit vier Einträgen (vgl. **Fehler! Ungültiger Eigenverweis auf Textmarke.**). Dabei wird eine Mindestschürzendicke von 15 cm angesetzt, um die erforderliche Betondeckung auf der Innen- und Außenseite einzuhalten. Das Suction-Bucket ist der maßgebenden Expositionsklasse XS2 nach DIN EN 1992-1-1:2011 zuzuordnen, da es sich um ein Bauteil handelt, das der Gefahr der Bewehrungskorrosion durch Chloride aus Meerwasser ausgesetzt ist und sich ständig unter Wasser befindet. Daraus resultiert eine Betondeckung $c_{\text{nom}} = 50 \text{ mm}$. Zusammen mit einer zunächst angenommenen doppelten Bewehrungslage mit 2,0 cm Stabdurchmesser, ergibt dies eine theoretische Mindestschürzendicke von rund 15 cm. Hinsichtlich der Einbringbarkeit wird eine

Maximaldicke von einem Meter gewählt. Für die Deckeldicke wird ein Intervall zwischen 30 cm und einem Meter angegeben.

Tabelle 7-5: Eingangswerte der Gewichtsoptimierung über D , L/D , t und d

Größe	Formelzeichen	Werte
Variablenvektor	$x^* = [D ; L/D ; t ; d]$	
Zielfunktion	$\min m(x^*)$	$m = m_{\text{Schaft}} + \rho_{\text{Sbt}} * V_{\text{Bucket}}$
Ungleichungsnebenbedingung	Einbringbarkeit Tragfähigkeit	$\Delta u_{\text{erf}} \leq \Delta u_{\text{zul}}$ $M \leq M_R$
Gleichungsnebenbedingung	-	-
Unter- und Obergrenzen	$lb \leq x^* \leq ub$	$5,5 \text{ m} \leq D \leq 50 \text{ m}$ $0,25 \leq L/D \leq 1,5$ $0,15 \text{ m} \leq t \leq 1,0 \text{ m}$ $0,30 \text{ m} \leq d \leq 1,0 \text{ m}$
Startwert	X_0	$X_0 = [20\text{m}; 0,5; 0,2\text{m}; 0,5\text{m}]$

Als Ergebnis der Minimierung für die beschränkte Zielfunktion werden ein Durchmesser von 26,07 m, eine L/D-Verhältnis von 0,518, eine Schürzendicke von 15 cm und eine Deckeldicke von 30 cm berechnet. Dabei fällt auf, dass sowohl für t als auch für d die Werte der unteren Grenze ausgegeben werden, da deren Einfluss direkt in die Gewichtsfunktion eingeht. Der Durchmesser ist etwas größer und das Verhältnis von Einbindetiefe zu Durchmesser geringer als zuvor. Mit diesen Geometrieangaben folgt das Gesamtgewicht von Bucket und Schaft zu 902,7 Tonnen.

Tabelle 7-6: Ergebnis der Gewichtsoptimierung über D , L/D , t und d und Kontrolle der Nebenbedingungen

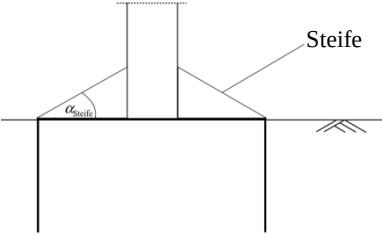
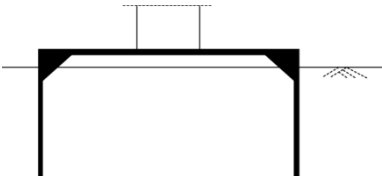
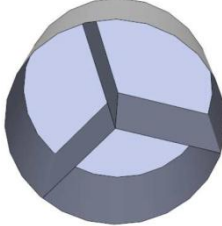
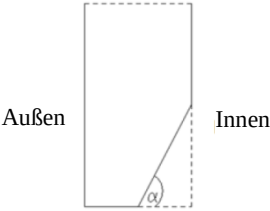
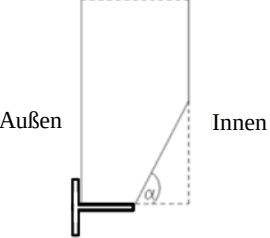
Ergebnis der Optimierung	Kontrolle der Nebenbedingungen
$x^* = \begin{bmatrix} D \\ L/D \\ t \\ d \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 26,07 \text{ m} \\ 0,518 \\ 0,15 \text{ m} \\ 0,30 \text{ m} \end{bmatrix}$ $m = f(x^*) = 902,7 \text{ t}$	$M = 426,0 \text{ MNm} \cong M_R(x^*) = 426,1 \text{ MNm} \rightarrow \frac{M}{M_R} \approx 1,0$ $u_{\text{erf}}(x^*) = 218,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq u_{\text{zul}}(x^*) = 315,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow \frac{u_{\text{erf}}}{u_{\text{zul}}} = 0,69$

Wie auch zuvor ist die Momententragfähigkeit als Nebenbedingung der Optimierung voll ausgeschöpft. Der zum Einbringen erforderliche Unterdruck beträgt in diesem Falle allerdings nur 69 % des zulässigen Unterdrucks, da der Durchmesser hier größer und die Schürzendicke mit 15 cm gegenüber 20 cm geringer ist. Darüber hinaus ist die Einbindetiefe $L = 0,518 \cdot 26,07 \text{ m} = 13,50 \text{ m}$ geringer als zuvor ($L = 0,649 \cdot 24,62 \text{ m} = 15,97 \text{ m}$).

7.3.2 Optimierung über konstruktive Details

In den bisherigen Kapiteln wurde eine simple Bucket-Geometrie betrachtet. Es bestehen jedoch Möglichkeiten in der Detailauslegung des Buckets, die sich positiv auf Eigenschaften wie beispielsweise die Einbringbarkeit auswirken können. In der folgenden Tabelle 7-7 werden diese zusätzlichen konstruktiven Details und deren Wirkung zusammengefasst.

Tabelle 7-7: Möglichkeiten in der Detailauslegung des Suction-Buckets

Konstruktives Detail		Wirkung
Steifen		- Entlastung des Übergangsbereiches zwischen Schaft und Deckel - Reduzierung der Durchbiegung des Deckels
Vouten		- Verstärkung des Eckbereichs - Reduzierung des Spannungssprungs - Erhöhter Eindringwiderstand - Gefahr durch Kolkbildung
Trennwände anordnen		- Steuerung des Einbringprozesses - Reduzierung der Durchbiegung des Deckels - Höherer erforderlicher Unterdruck - Höhere Mantelreibung
Schneide		- Reduzierung des Spitzenwiderstandes - Senkung des erforderlichen Unterdrucks
Vorschneide aus Stahl		Schutz vor Erosion des Betons

Der Übergang zwischen Schaft und Bucket-Deckel wird stark beansprucht, da hier die Kräfte vom Turm auf das Fundament in einem relativ kleinen Bereich übertragen werden. Um die Beanspruchung zu reduzieren, kann der Übergangsbereich mittels Steifen ausgesteift werden (vgl. Tabelle 7-7). Die Steifen übertragen die Kräfte aus dem Schaft über eine größere Fläche auf den Deckel, so dass der Übergangsbereich entlastet wird. Hinzu kommt, dass die

Durchbiegung des Deckels während des Transportes durch die Steifen reduziert wird, da die Steifen als eine Art Überzug wirken.

Im Eckbereich findet, aufgrund der unterschiedlichen Querschnittsdicken von Deckel und Schürze, ein Spannungssprung statt. Dem kann durch Vouten in diesem Bereich entgegengewirkt werden. Durch die größere Fläche werden die auftretenden Spannungen reduziert. Zudem wird durch die geringeren Spannungen in der Ecke weniger Bewehrung benötigt. Die Gefahr der Rissbildung in diesem Bereich kann ebenfalls reduziert werden. Außerdem kann je nach Dimensionierung der Voute die Durchbiegung des Deckels weiter reduziert werden.

Durch den verstärkten Eckbereich wird der Eindringwiderstand in der Schlussphase der Installation erhöht. Es bleibt ein Hohlraum zwischen Deckel und Meeresgrund zurück (Tabelle 7-7), da der Deckel nicht komplett in den Boden eingebracht werden kann. Dieser Hohlraum muss verfüllt werden, um den Lastabtrag zwischen Deckel und Erdreich sicherzustellen. Der überstehende Deckel bietet eine größere Angriffsfläche für die Wasserströmung, wodurch das Risiko einer Kolkbildung erhöht wird.

Um die Durchbiegung des Deckels zu reduzieren, können Trennwände im Inneren des Suction-Buckets angeordnet werden. Auf den Trennwänden kann der Bucket-Deckel gelagert werden und dadurch die Spannweite und die Durchbiegung reduziert werden. Während des Installationsvorganges entsteht aus dem erforderlichen Unterdruck über den Trennwänden ein Stützmoment. Um dieses Stützmoment zu reduzieren, besteht die Möglichkeit, die Trennwände am oberen Ende ebenfalls aufzuvouten. Somit entsteht eine größere Aufstandsfläche über den Trennwänden und das Stützmoment wird reduziert. Außerdem wird die Durchbiegung des Deckels durch die Vouten weiter reduziert. Durch die Trennwände werden Kammern im Innenraum des Suction-Buckets ausgebildet. Dadurch ist es möglich, den Absenkvorgang und den Installationsvorgang zu steuern und mögliche Schiefstellungen durch Druckunterschiede in den einzelnen Kammern auszugleichen. Es muss jedoch darauf geachtet werden, dass durch die Druckdifferenz in den Kammern die Trennwände nicht beschädigt werden können. Die Trennwände bewirken eine zusätzliche Mantelreibung und einen zusätzlichen Spitzenwiderstand, wodurch der erforderliche Unterdruck steigt, was bei der Dimensionierung zu berücksichtigen ist.

Das untere Ende der Schürze kann als Schneide ausgeführt werden, wodurch die Aufstandsfläche und somit auch der Spitzenwiderstand reduziert wird. Infolge dessen sinken der Eindringwiderstand und der erforderliche Unterdruck. Es ist zu beachten, dass die Schneide in der Lage sein muss, das Eigengewicht der Bucket-Gründung zu tragen. Die Form der Schneide wird so gewählt, dass die Innenseite der Schürze angeschrägt wird. Die Außenseite der Schneide verläuft weiterhin senkrecht. Die Führung des Buckets im Boden während des Installationsvorgangs wird durch den senkrechten Verlauf der Außenseite der Schneide gewährleistet (vgl. Tabelle 7-7).

Die Schneide ist dem Verschleiß ausgesetzt, der aus der Umströmung der Schneide und den Eindringwiderständen resultiert. Zudem können Beschädigungen durch natürliche Hindernisse, wie beispielsweise Findlinge, auftreten. Es besteht die Möglichkeit, die Schneide mit einer Vorschneide aus Stahl (vgl. Tabelle 7-7), die den Beton vor Abplatzungen und Erosion schützt, zu verstärken. Ebenfalls denkbar ist die Ausführung einer Schneide, die komplett aus Stahl besteht.

7.4 Sensoren und Applikationen

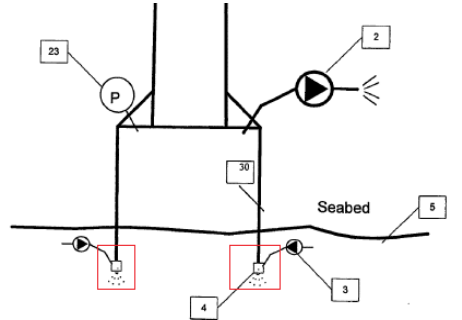
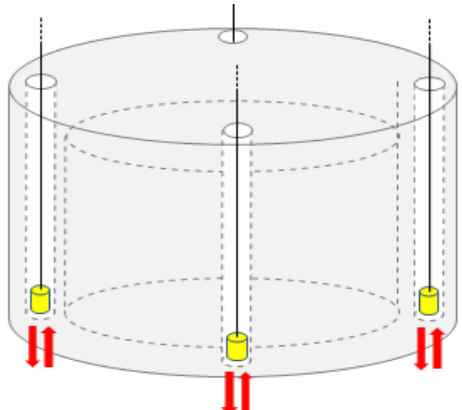
Die Besonderheit von Bucket-Gründungen aus Beton ist die Möglichkeit eines geschützten Einbaus von Sensorik und zusätzlichen Applikationen. Innerhalb des Betonquerschnitts einer Konstruktion sind sensible Sensorik und Applikationen sowie deren Leitungen und Kabel während und nach der Bauphase vor den extremen Umgebungsbedingungen offshore geschützt. In den hier durchgeführten Systembetrachtungen wird immer von einer Stahlbetonbauweise ausgegangen, bei der grundsätzlich Risse auftreten dürfen. Rissbildungen im Beton im Seewasser bzw. Seeboden können jedoch hinsichtlich des dauerhaften Korrosionsschutzes der Bewehrung kritisch werden, wenn darüber Chloride an die Bewehrung gelangen. Deswegen ist es hinsichtlich der fehlenden Erfahrung bei der Dauerhaftigkeit solcher Gründungsstrukturen vorteilhaft, die Möglichkeit eines aktiven Lebensdauer-Monitorings des Suction-Buckets im Betriebszustand vorzusehen. Da eine visuelle Begutachtung des Bauteils nicht möglich ist, sollten Sensoren in den Betonquerschnitt integriert werden, die Auskunft über den Zustand des Betons und der Stahlbewehrung geben können. Diese Sensoren können z.B. Auskunft über das Eindringen von Chloriden geben, den Fortschritt der Depassivierung des Stahls messen oder ggf. auch eine aktive Korrosion anzeigen. Anhand der Messdaten, die über die Sensoren erhalten werden, kann bewertet werden, ob zusätzliche Maßnahmen erforderlich sind. Insofern können die Monitoring-Maßnahmen dazu beitragen, die unvermeidbaren Risiken, die mit einer innovativen Erstanwendung neuer Bauweisen immer verbunden sind, maßgeblich zu reduzieren. Auch wenn die Konstruktion so ausgelegt ist, dass keine Dauerhaftigkeitsprobleme zu erwarten sind, muss es die Möglichkeit geben, auf unvorhergesehene Schwierigkeiten zu reagieren.

Da im Zuge des aktiven Lebensdauer-Monitorings der Korrosionsschutz im Vordergrund steht, müssten Vorkehrungen getroffen werden, die es ermöglichen, nachträglich einen kathodischen Korrosionsschutz zu aktivieren, bzw. zu installieren. Im Betriebszustand ist es jedoch nicht möglich an die Bucket-Schürze zu gelangen, sodass nachträgliche Installationen von Opferanoden auf dem Bucket-Deckel angeordnet werden müssten. Elektrisch leitfähige Verbindungen zwischen der Bewehrung und Anschlussstellen im Deckel könnten problemlos im Rahmen der Bucketherstellung einbetoniert werden.

Während des Installationsvorgangs wird durch den Unterdruck in der Schürze ein Spannungszustand erreicht, bei dem durch die Form des Suction-Buckets der Beton überwiegend auf Druck beansprucht wird, sodass der Rissbildung entgegengewirkt wird. Im Betriebszustand können über Momentenbeanspruchungen planmäßige Zugspannungen in der Schürze auftreten, wodurch Rissbildungen nicht ausgeschlossen werden können. Diese begünstigen das Eindringen von Chloriden, weshalb eine Korrosion der Bewehrung ohne Zusatzmaßnahmen nicht sicher ausgeschlossen werden kann. Durch Anordnung von Spanngliedern können zwar diese Zugspannungen überdrückt und Risse verhindert werden, jedoch wären solche Spannbetonlösungen mit einem deutlich höheren Herstellaufwand verbunden. Das aktive Lebensdauer-Monitoring ermöglicht ein rechtzeitiges Reagieren auf solche Szenarien, sollten sie tatsächlich eintreten und somit auch einen Verzicht auf die Verwendung von Spannstahl. Dadurch wird die Bucket-Betonkonstruktion erheblich vereinfacht und der Herstellungsaufwand reduziert.

Die Sensorik kann bereits vor dem Betoniervorgang einfach in die Schalung implementiert werden. Der folgenden Tabelle 7-8 sind mögliche Sensoren und Applikationen, die in den Betonquerschnitt integriert werden können und die jeweiligen Funktionen dargestellt.

Tabelle 7-8: Betonintegrierte Sensoren und Applikationen für eine Suction-Bucket-Gründung

Sensoren und Applikationen	Funktion
Multiringelektrode (Mayer, 2014)	 ▪ Messung der Leitfähigkeit und Ermittlung der Chlorideindringung in der Betonrandzone
Korrosionssensor (Seuss, 2014)	 ▪ Feststellung korrosionsauslösender Bedingungen im Beton ▪ Anzeige bereits bevor die Bewehrung angegriffen wird
Neigungssensor (Remer, 2014)	 ▪ Auskunft über Schiefstellung des Suction-Buckets
Wasserstrahldüsen (Schakenda, Nielsen, & Ibsen, 2007)	 ▪ Steuerung des Installationsvorgangs
Georadar	 ▪ Findlings-Detektionssystem

Mit Multiringelektroden wird üblicherweise die elektrische Leitfähigkeit gemessen und davon abgeleitet die Feuchteverteilung bzw. die Chlorideindringung in der Betonrandzone ermittelt. Dazu sind in einem bestimmten Abstand Edelstahlringe hintereinander angeordnet. Zwischen den Edelstahlringen sind Kunststoffringe zur Isolierung eingebaut. Um temperaturbedingte Abweichungen kompensieren zu können, ist zudem ein Temperaturfühler integriert. Das Messprinzip beruht auf der Messung des Wechselstromwiderstands zwischen den benachbarten Edelstahlringen. Dadurch kann ein Widerstandsprofil über die Einbautiefe des Sensors aufgezeichnet werden. Unter Verwendung von Kalibrierkurven kann letztendlich ein Feuchteprofil erstellt werden (Mayer, 2014). Das Suction-Bucket befindet sich jedoch unter Wasser, so dass in absehbarer Zeit eine maximale Wassersättigung des Betons eintritt. Chloride beeinflussen jedoch auch den Wechselstromwiderstand, indem sie den Elektrolytwiderstand senken. Somit lässt sich über die Multiringelektrode indirekt die Chlorideindringung messen. Dies bedürfte jedoch noch zusätzlicher Laboruntersuchungen, um eine entsprechende Kalibrierung durchzuführen. Die Multiringelektrode hat eine Länge von 50 mm. Bei einer angenommenen Betondeckung des Suction-Buckets von mindestens 50 mm (vgl. Kapitel 7.3.1) kann eine solche Multiringelektrode problemlos in den Betonquerschnitt implementiert werden.

Eine weitere Möglichkeit des Lebensdauer-Monitorings besteht in der Verwendung von Korrosionssensoren (vgl. Tabelle 7-8), die eine Ergänzung zur Multiringelektrode darstellen können. Der Sensor wird im Betonquerschnitt integriert, indem er auf der Bewehrung befestigt und mit einbetoniert wird. Dringen Chloride in den Beton ein oder findet eine Depassivierung des Stahls statt, dann korrodieren zuerst die Sensordrähte, die näher zur Betonoberfläche positioniert sind bevor die Stahlbewehrung angegriffen wird. Somit kann festgestellt werden, ob korrosionsauslösende Faktoren im Beton vorhanden sind, bevor die Bewehrung angegriffen wird. Über die beiden Sensordrähte kann ebenfalls Rückschluss über die Geschwindigkeit der Depassivierung des Stahls oder den Eintritt der Chloride geschlossen werden. Somit wird ein Rückschluss darauf ermöglicht, ob die Stahlbewehrung des Buckets während der Lebensdauer einer Korrosion ausgesetzt wird.

Neigungssensoren können Auskunft über eine Schiefstellung des Suction-Buckets geben. Wird eine Schiefstellung festgestellt, kann diese mit entsprechenden Maßnahmen korrigiert werden, um zu verhindern, dass die Schürze lokal überbeansprucht wird oder die Turmbeanspruchungen in unzulässiger Weise zunehmen. Während des Einbringvorgangs kann der Neigungssensor ebenfalls Auskunft darüber geben, ob das Bucket gerade in den Boden eingebracht wird. Benötigt wird ein Neigungssensor, der zweiachsige Neigung messen kann, da das Bucket während des Einbaus in jede Richtung kippen kann. Es ist nicht zwingend erforderlich, die Neigungssensoren in den Betonquerschnitt zu integrieren. Die Sensoren können auch im Anschluss an die Herstellung am Bucket-Deckel montiert werden. Voraussetzung dafür ist ein wasserdichtes Gehäuse für den Installationsvorgang.

(Schakenda, Nielsen, & Ibsen, 2007) schlagen in einem Patent vor, dass Wasserstrahldüsen an der Unterseite der Schürze installiert werden können (vgl. Tabelle 7-8). Über diese Düsen kann das Suction-Bucket während des Absenkvorgangs gesteuert werden. Bei einer eventuellen Schiefstellung des Buckets können die jeweiligen Wasserstrahldüsen angesteuert werden, um diese auszugleichen. Der Installationsvorgang des Buckets kann ebenfalls über die Düsen gesteuert werden kann. Außerdem vereinfachen die Wasserstrahldüsen den

Einbringvorgang in bindigen Böden, in denen keine Umströmung der Schürze stattfindet. Durch die Wasserstrahlen kann der anstehende Boden aufgelockert werden und somit der Spitzenwiderstand der Schürze reduziert werden. Es ist zudem ein niedrigerer Unterdruck für die Installation erforderlich. Unter Umständen können damit auch Hindernisse beseitigt oder umfahren werden.

Eine weitere denkbare Applikation stellen Findlings-Detektionssysteme dar. Bereits heute werden indirekte Baugrunderkundungen für Baumaßnahmen mit einem sogenannten Georadar durchgeführt. Das Arbeitsprinzip beruht auf einem Puls-Echo-Verfahren, bei dem extrem kurze, sehr schnell aufeinander folgende elektromagnetische Impulse in den Baugrund abgegeben werden. Diese breiten sich im Boden aus und werden dort von vorhandenen Objekten, wie beispielsweise Findlingen, reflektiert (Mörchen, 2015). Ein typisches Georadar ist aufgrund der Größe und Konstruktionsart für die Integration in die Betonschürze des Suction-Buckets ungeeignet. Es müsste eine kompaktere Lösung gefunden werden. Des Weiteren müssen wegen der Größe der Buckets für die komplette Abdeckung des Schürzenquerschnitts eine Vielzahl von Radaren integriert werden, was mit einem erheblichen Kostenaufwand verbunden wäre. Es ist denkbar, diverse Hüllrohre im Betonquerschnitt so anzuordnen, dass bei Bedarf der Radar abgelassen werden kann und bei der nächsten Gründungsstruktur wiederverwendet werden kann (vgl. Tabelle 7-8). Sollte während des Installationsprozesses ein Findling detektiert werden, besteht die Möglichkeit, mit den Wasserstrahldüsen den Sandboden aufzulockern. Dadurch kann der Findling im lockeren Sand, vorausgesetzt die Schürze trifft exzentrisch auf den Findling, an der Schürze vorbeigleiten. Eine weitere Möglichkeit besteht in einer kurzzeitigen Schiefstellung des Suction-Buckets anhand von Druckunterschieden im Bucket-Inneren, um den Findling in eine bestimmte Richtung zu lenken.

7.5 Herstellung und Transport

Wirtschaftlich betrachtet ist es sinnvoll, die Suction-Bucket-Gründungen so herzustellen, dass möglichst kurze Transportwege benötigt werden. Bei der ermittelten Geometrie würde sich der Transport an Land als sehr kompliziert erweisen. Die Produktionsstätte müsste sich in unmittelbarer Nähe zur Kaikante befinden, um ein direktes Verladen auf Transportschiffe zu ermöglichen. Naheliegender ist die Lösung, die Gründungsstrukturen in einem Trockendock herzustellen und anschließend an den Installationsort auszuschwimmen. Für diese Variante kann nach dem Fertigstellen das Trockendock geflutet werden, wodurch die Gründung auftreibt. Zusätzlich muss das Bucket an der Außenseite mit Schwimmkörpern versehen werden, um eine ausreichende Schwimmstabilität während des Transports zu gewährleisten. Ein großer Vorteil dieser Variante ist, dass kein Anheben des Buckets mit einem Kran notwendig ist und somit zusätzliche Belastungen auf die Gründungsstruktur entfallen. Das erste großformatige Suction-Bucket aus China (vgl. Kapitel 7.1.1) wurde ebenfalls im Trockendock hergestellt und anschließend ausgeschwommen. Es gibt Überlegungen für die Serienproduktion die Installation der kompletten OWEA in einem Stück durchzuführen. Dazu wird die Gründungsstruktur kurz nach dem Ausschwimmen mit Turm, Gondel und Rotorblättern verbunden und mit einem speziell dafür entwickelten Schiff mit einer Kapazität von zwei OWEA im Ganzen zum Bestimmungsort transportiert und installiert (vgl. Abbildung 7-14).

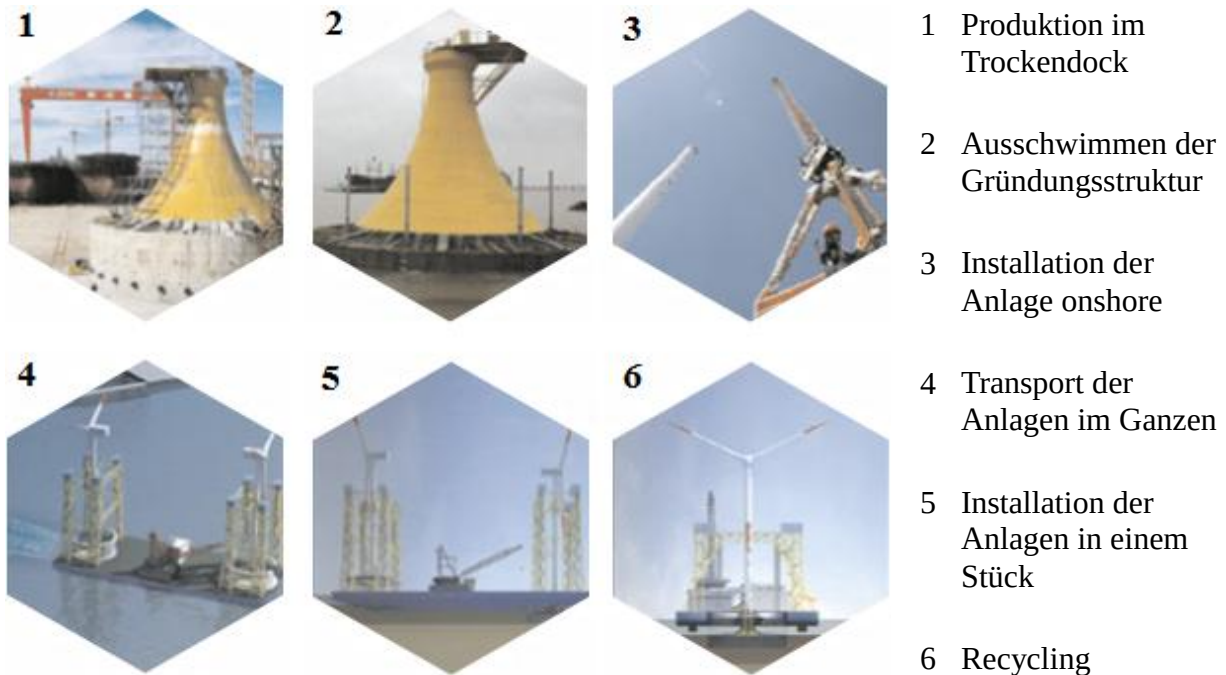


Abbildung 7-14: One-step-installation von OWEA mit großformatigen Suction-Bucket-Gründungen aus Beton (Ding, Lian, Li, & Zhang, 2013)

Bei der Herstellung der Suction-Bucket-Gründung ist es naheliegend, zunächst mit der Schürze zu beginnen. Dafür können grundsätzlich drei Schalungsvarianten eingesetzt werden. Dabei handelt es sich entweder um ein Träger-, Kletter- oder Gleitschalungssystem. Der Einsatz einer Trägerschalung erfordert durch den der Höhe geschuldeten hohen Schalungsdruck zahlreiche Schalungsanker. Diese Ankerstellen stellen potentielle Fehlstellen dar und müssen nach dem Ausschalen des Suction-Buckets besonders dicht verschlossen werden, um den bei der Installation benötigten Unterdruck standzuhalten. Kletterschalungen haben gegenüber der konventionellen Trägerschalung den Vorteil, dass deutlich weniger Schalmaterial vorgehalten werden muss, da nur eine bestimmte Höhe betoniert wird. Nach dem Erreichen einer Mindestfestigkeit kann die Schalung für den nächsten Betonierabschnitt nach oben versetzt werden. Der Nachteil ist, dass dieses Schalsystem ebenfalls verankert werden muss. Entscheidend für die Qualität eines Suction-Buckets aus Beton ist eine fugenlose Ausführung ohne Fehlstellen. Mittels Gleitschalung ist es möglich, die Schürze des Suction-Buckets fugenlos und ohne Ankerstellen zu betonieren. Bei der Gleitschalung handelt es sich wie bei der Kletterschalung um ein höhenverstellbares System. Diese Ausführung setzt einen störungsfreien Bauablauf und eine kontinuierliche Arbeitsweise im Schichtbetrieb voraus. Der Beton muss so auf den Gesamtprozess abgestimmt werden, dass er weder zu schnell noch zu langsam erstarrt. Eine zu schnelle Betonerhärtung kann sich negativ auf die Verdichtung auswirken, wodurch Fehlstellen auftreten können. Des Weiteren kann ein unplanmäßig schnelles Erstarren zu horizontaler Rissbildung führen (Lohaus, Petersen, Griese, & Anders, 2011).

Bei der Betonage des Deckels kann analog die Ausführungsweise von Geschossdecken adaptiert werden. Aufgrund der Höhe der Schürze von etwa 13,5 m bietet sich eine Traggerüstkonstruktion zum Abstützen der Deckelschalung an.

7.6 Ergebnisse und Ausblick

Die Betonbauweise bei großformatigen Suction-Buckets weist konstruktive Vorteile gegenüber der reinen Stahlbauweise auf. Mit zunehmenden Abmessungen steigen die Imperfektionen bei Stahl-Buckets und die Anfälligkeit gegenüber Beulen beim Installationsvorgang. Während die Dicke der Schürze durch die Schweißbarkeit begrenzt ist, ermöglicht die Stahlbetonbauweise hingegen eine unabhängig von den Dimensionen des Buckets imperfektionsarme Fertigung.

Mit der exemplarischen Dimensionierung konnten erste ungefähre Abmessungen eines Suction-Bucket aus Beton für eine 5 MW OWEA sowie dessen Realisierbarkeit veranschaulicht werden. Anschließend konnte in einer detaillierten Dimensionierung unter dem Aspekt der Wirtschaftlichkeit ein möglichst leichtes Bucket mit einem Durchmesser von etwa 26 m, einer Schürzenhöhe von 13,5 m und einem L/D-Verhältnis von 0,52 dimensioniert werden. Je nach Herstellungsweise kann jedoch auch ein etwas höheres Bucket mit kleinerem Durchmesser vorteilhaft sein. Ein leichtes Bucket wirkt sich positiv auf Transport und Materialkosten aus. Das Verhältnis vom erforderlichen zum zulässigen Unterdruck betrug im diskutierten Beispiel 0,69 und deutet auf eine hohe Sicherheit gegenüber hydraulischem Grundbruch hin. Zusätzlich wird deutlich, dass hier noch Reserven vorhanden sind, falls höhere Eindringwiderstände, beispielsweise bei dichter gelagerten Böden oder beim Auftreffen auf Hindernisse auftreten sollten.

Durch konstruktive Details wie den Vouten im Eckbereich zwischen Deckel und Schürze sowie der Anordnung von Steifen kann Belastungsspitzen im Betonquerschnitt entgegengewirkt werden. Trennwände im Inneren des Buckets ermöglichen die Steuerung des Installationsprozesses durch Ausgleich eventuell auftretender Schiefstellungen mit Hilfe von Druckunterschieden in den einzelnen Kammern. Der erhöhten Mantelreibung kann durch die Ausbildung einer Schneide am unteren Ende der Schürze entgegengewirkt werden.

Die Stahlbetonbauweise ermöglicht die Integration von Sensorik und Applikationen in den Betonquerschnitt. Nach der Bauphase sind diese vor den typischen rauen Umgebungsbedingungen offshore geschützt und ermöglichen ein aktives Lebensdauer-Monitoring. Um die bei innovativen Erstanwendungen neuer Bauweisen unvermeidlichen Risiken zu reduzieren, können damit Vorkehrungen getroffen werden, die es ermöglichen, nachträglich auf Rissbildungen und auf Korrosionsgefährdungen zu reagieren und ggf. einen kathodischen Korrosionsschutz zu aktivieren bzw. zu installieren. Durch die Integration von Neigungssensoren und Wasserstrahldüsen kann zusätzlich der Einbringprozess gesteuert werden. Ein Findlings-Detektionssystem, das mit Radaren arbeitet, ermöglicht ein frühzeitiges Reagieren auf im Baugrund befindliche Findlinge. Als mögliche Maßnahme könnte ggf. mit den Wasserstrahldüsen der Baugrund aufgelockert werden oder das Suction-Bucket geringfügig gesteuert werden, um den Findling in eine bestimmte Richtung zu lenken.

Die Herstellung könnte in einem Trockendock durchgeführt werden. Für die Herstellung bietet sich insbesondere bei großen Höhen ein Gleitschalsystem an, da es ein fugenloses Betonieren ohne potentielle Fehlstellen durch Verankerungen ermöglicht. Nach Fertigstellung des Buckets, kann dieses geflutet werden. Zur Stabilisierung sollten Schwimmkörper angebracht werden. Anschließend kann das Bucket zum Bestimmungsort gezogen und installiert werden.

In diesem Projekt konnte das Potential und die grundsätzliche Umsetzbarkeit von großformatigen Suction-Bucket-Gründungen aus Beton anhand von Konzeptstudien identifiziert werden. Mit zunehmenden Abmessungen eines Suction-Buckets (Monopodgründung) prägen sich die Vorteile einer Betonbauweise gegenüber der reinen Stahlbauweise aus. Im nächsten Schritt gilt es, auf dieser Grundlage aufbauend eine konstruktiv umsetzbare und wirtschaftliche Monopodgründung in Betonbauweise zu entwickeln und detailliert durchzuplanen. Damit einhergehend ist die Erarbeitung von Montage-, Installations- und Transportkonzepten sowie einem Qualitätssicherungsplan für die Betonierarbeiten verbunden. Des Weiteren ist die konkrete Auslegung, der in diesem Projekt diskutierten Sensorik und Applikationen zu klären. Die detaillierte Planung einer großformatigen Suction-Bucket-Gründung aus Beton ermöglicht den direkten wirtschaftlichen Vergleich zu Jacket-Gründungen in Verbindung mit Stahl-Buckets.

8 Auslegung von Suction Buckets in Betonbauweise

Verfasser des Kapitels:

von der Haar, C.; Marx, S.

(Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover)

8.1 Einführung und Motivation

Suction Buckets wurden im Rahmen der Offshore-Windindustrie bisher vornehmlich in Stahlbauweise geplant und hergestellt. Der Einsatz alternativer Werkstoffe wurde nicht bzw. nur sehr am Rande betrachtet. Dabei bietet die Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauweise erhebliche technische Vorteile u. a. hinsichtlich der Korrosionsbeständigkeit, der Stabilität und den Herstellungskosten gegenüber der Stahlbauweise.

Die Vergangenheit zeigt, dass die verschiedensten anfänglich ausschließlich in Stahlbauweise hergestellten Bauwerkstypen später in Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauweise ausgeführt wurden, um die Vorteile dieser Bauweise zu nutzen. So wurde bereits im Jahre 1855 auf der Weltausstellung in Paris ein Schiff in Stahlbetonbauweise vorgestellt. Auf diese Schiffsbauweise wurde insbesondere zu Zeiten akuter Stahlknappheit wie im 2. Weltkrieg zurückgegriffen. Zu dieser Zeit wurde das in Abbildung 8-1 (a) dargestellte Betonschiff „Capella“ mit einer Gesamtlänge von ca. 40 m und einer Gesamtbreite von ca. 7 m hergestellt. Ebenfalls zu Zeiten des 2. Weltkrieges experimentierte Eugène Freyssinet mit der Entwicklung von Spannbetonflügeln. Diese ermöglichten 80% geringere Produktionszeiten bei einem nur 15% höherem Gewicht im Vergleich zu damals herkömmlich hergestellten Stahlflügeln, vgl. Abbildung 8-1 (b).

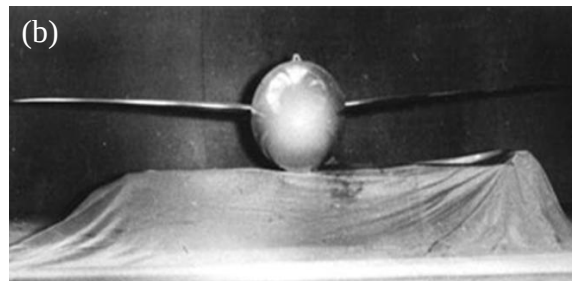


Abbildung 8-1: Alternativer Einsatz von Beton: Betonschiff Capella (a), Flugkörper mit Spannbetonflügeln aus (Brocard & Bruner 1953) (b), Gasplattform Sea Troll A (c), Errichtung eines Betonturms für eine Windenergieanlage (d)

Der Prozess der Substitution von Stahl durch Beton ist auch in neuerer Zeit immer wieder zu beobachten. So wurden die zu den größten Öl- und Gasplattformen zählenden Plattformen „Gullfaks C“ mit einer Gesamthöhe von 380 m und „Sea Troll A“ mit einer Gesamthöhe von 472 m in Betonbauweise hergestellt, vgl. Abbildung 8-1 (c). Auch in der Onshore-Windindustrie hat dieser Prozess in jüngster Zeit Einzug gehalten. Nachdem die Türme der Windenergieanlagen anfänglich nahezu ausschließlich als Stahlgittermasttürme oder Stahlrohrtürme ausgeführt wurden, nehmen Betontürme zunehmend Einzug in das Landschaftsbild, Abbildung 8-1 (d).

Insbesondere im Hinblick auf die Entwicklung der Hochleistungsbetone in den letzten Jahrzehnten nimmt die Einsatzfähigkeit der Betonbauweise immer weiter zu und mittlerweile auch in Bereichen, die bisher dem Stahlbau vorbehalten waren. Gleichwohl Suction Buckets aus Stahl noch erforscht werden, wird angenommen, dass die Herstellung in Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauweise konstruktive und wirtschaftliche Vorteile bietet. Die Herstellung der Suction Buckets aus Stahl ist aufgrund der erforderlichen Schweißarbeiten und Materialkosten verhältnismäßig teuer. Bei Suction Buckets in Betonbauweise können durch das Entfallen der arbeitsintensiven Schweißarbeiten die Personalkosten in der Herstellung reduziert werden. Des Weiteren wird durch die angestrebte Bauweise relativ teurer Stahl durch preiswerten Beton ersetzt. Somit können geringere Herstellungskosten für Suction Buckets in Betonbauweise gegenüber solchen aus Stahl angenommen werden. Nichtsdestotrotz können die Betonbauweise und das damit unter Umständen einhergehende höhere Eigengewicht sowohl positive, als auch negative Auswirkungen auf das Tragverhalten und die Transportkosten der Offshore Windenergieanlage haben. Es wird jedoch davon ausgegangen, dass die Vorteile überwiegen werden.

In Anbetracht dieser Entwicklungen und Erwartungen ist das Ziel des Arbeitspaketes LUH 5 im Rahmen des Forschungsvorhabens WindBucket die Entwicklung einer realisierbaren und wirtschaftlichen Ausführungsvariante für eine Suction Bucket Gründung in Betonbauweise als Teil einer aufgelösten Gründungsstruktur für Offshore Windenergieanlagen. Die Entwicklung erfolgt für die in den Arbeitspaketen LUH 1 bis LUH 3 betrachtete 4-beinige Jacketgründung. Dabei steht der Formfindungsprozess auf Grundlage normativer, statischer und konstruktiver Randbedingungen im Mittelpunkt der Arbeit und der folgenden Darstellung. Im Weiteren werden schwerpunktmäßig der Einsaugvorgang und die Bemessung des entwickelten Suction Buckets in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Ermüdung betrachtet.

8.2 Stand der Wissenschaft und Technik

In Oktober 2010 ist erstmals ein großformatiges Monopod Suction Bucket in Spannbetonbauweise im Quidong Seegebiet der Jiangsu Provinz in China für eine Windenergieanlage der 2,5 MW-Klasse installiert worden. Das Suction Bucket hatte einen Durchmesser von $D = 30$ m und eine Skirthöhe von $H = 6 - 7$ m ($H / D = 0,20 - 0,23$). Es schließt oben mit einem 18 m hohen doppeltgekrümmtem Spannbetonübergangsstück ab, vgl. Abbildung 8-2. Bei dieser Konstruktion wird in erster Linie die Tragfähigkeit des Bucket-Deckels angesetzt, da die Schürzenlänge verhältnismäßig gering ist. Die Installation wurde mithilfe einer Gasstrahlanlage durchgeführt, vgl. (Hongyan et. al. 2013), (Zhang et. al. 2013a), (Zhang et. al. 2013b).



Abbildung 8-2: Monopod Suction Bucket in Spannbetonbauweise aus (Hongyan et. al. 2013)

In (Nezhentseva et. al. 2011) und (Nezhentseva et. al. 2012) wird die Form verschiedener Übergangsstücke zwischen dem Windenergieanlagenturm und der Schürze von Monopod Suction Buckets untersucht. Die untersuchten Übergangsstücke wurden aus einem hochfesten stahlfaserbewehrten Beton entwickelt. Sie waren konisch oder doppelt gekrümmt geformt und teilweise mit Ausschnitten versehen. Die Ausbildung des Skirts in Betonbauweise wurde nicht untersucht. In den Untersuchungen standen zum einen die Tragfähigkeit der Übergangsstücke sowie insbesondere der Einfluss dieser auf die Kolkstabilität des umgebenen Meeresbodens im Focus der Betrachtungen.

8.3 Installierbare Suction Bucket Abmessungen

8.3.1 Einfluss der Skirtdicke auf den Installationsprozess

Der Installationsprozess eines Suction Buckets beginnt mit dem Abstellen des Suction Buckets auf den Meeresboden. Dabei sinkt das Suction Bucket aufgrund des Eigengewichtes leicht in den Boden ein. Anschließend wird ein Unterdruck im Inneren des Suction Buckets durch auspumpen des eingeschlossenen Mediums erzeugt, wodurch die Druckdifferenz zwischen Innen und Außen das Suction Bucket quasistatisch in den Baugrund presst. Durch den erzeugten Unterdruck umströmt das Wasser das Skirt und reduziert dadurch in sandigen Böden den Spitzenwiderstand und die Mantelreibung auf der Innenseite wohingegen die Mantelreibung auf der Außenseite erhöht wird. Durch das Umströmen des Schürzenrandes besteht die Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs bei zu hohen Druckdifferenzen, welche demnach begrenzt werden müssen und wodurch auch die maximale Eindringtiefe begrenzt ist. Suction Buckets aus Stahl weisen in der Regel Skirtdicken von wenigen Zentimetern auf. Die Betonbauweise erfordert jedoch aufgrund der einzulegenden Betonstahl- bzw. Spannstahlbewehrung und der zu berücksichtigenden Betondeckungen Wandungsstärken im Dezimeterbereich und lässt damit deutlich größere Spitzenwiderstände am Fuß des Suction Buckets erwarten. Hier stellt sich insbesondere die Frage, ob Suction Buckets mit deutlich größeren Wandungsstärken installiert werden können. Zu dieser Fragestellung erfolgten Untersuchungen seitens des Instituts für Geotechnik (IGtH) der Leibniz Universität Hannover. Es wurde die Installierbarkeit von Suction Buckets mit Wandstärken von $t_{\text{skirt}} = 15 \text{ cm}$, 30 cm und 45 cm untersucht.

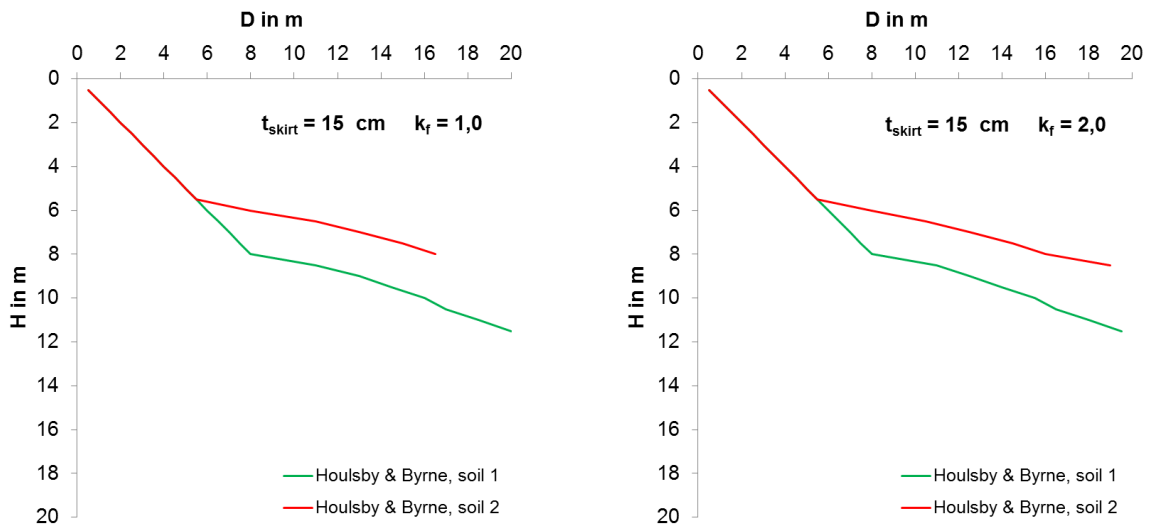


Abbildung 8-3: Grenzwerte installierbarer Suction Buckets - Wandstärke $t_{skirt} = 15$ cm

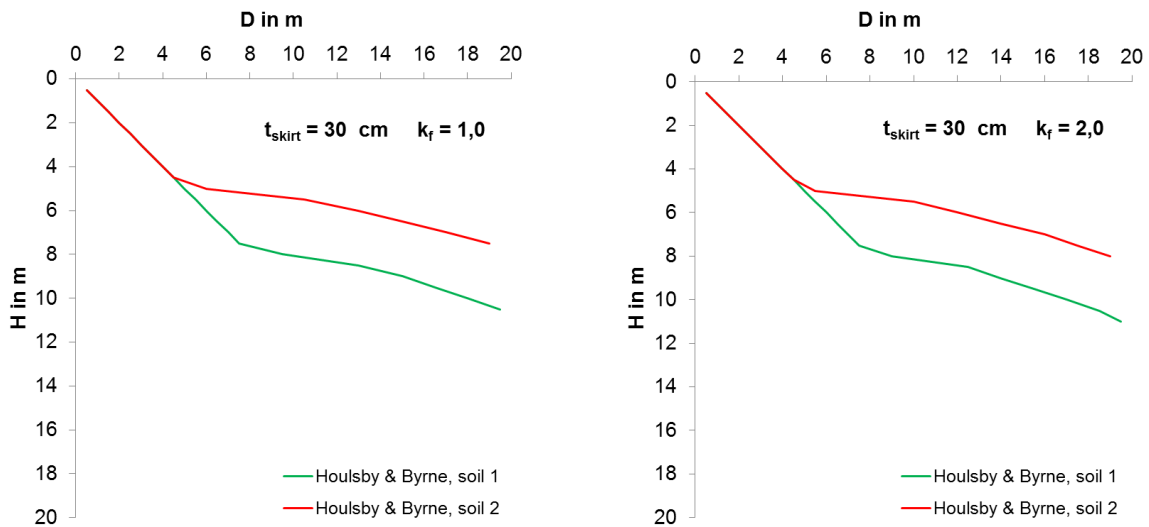


Abbildung 8-4: Grenzwerte installierbarer Suction Buckets - Wandstärke $t_{skirt} = 30$ cm

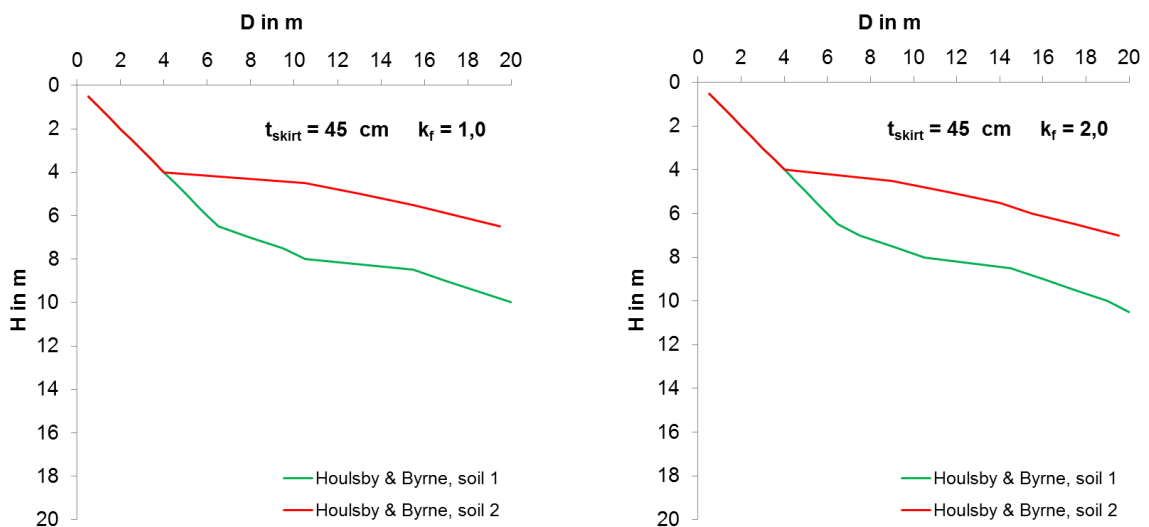


Abbildung 8-5: Grenzwerte installierbarer Suction Buckets - Wandstärke $t_{skirt} = 45$ cm

Die Untersuchungen erfolgten nach dem Verfahren von HOULSBY & BYRNE (2005) für die im Forschungsvorhaben zugrunde gelegten repräsentativen Bodenprofile. Das Berechnungsverfahren musste geringfügig modifiziert werden, da dieses ursprünglich nur für dünne Skirts entwickelt wurden. Die für die Berechnungen erforderlichen Eingangsparameter wurden mithilfe von Strömungsnetzberechnungen gewonnen. In diesen wurde das Verhältnis der Skirthöhe H zum Durchmesser D des Suction Buckets mit $H / D = 1$ angenommen.

Die Abbildung 8-3 bis Abbildung 8-5 stellen die Ergebnisse der Untersuchungen als Grenzlinie installierbarer Suction Bucket Geometrien dar. Die Berechnungen erfolgten für den weniger tragfähigen Baugrund (Soil 1 - grüne Linie) und den tragfähigeren Baugrund (Soil 2 - rote Linie) sowie jeweils für zwei unterschiedliche Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte k_f . Suction Bucket Geometrien oberhalb der grünen bzw. roten Linie stellen installierbare Lösungen dar. Der für den Eindringvorgang erforderliche Unterdruck kann während des Installationsvorganges dementsprechend gesteigert werden, dass die Mantelreibungskräfte auf der Außen- und Innenseite des Skirts und der Spitzenwiderstand am Skirtfuß überwunden werden können. Suction Bucket Geometrien unterhalb der roten bzw. grünen Linie sind nach dem Verfahren von HOULSBY & BYRNE (2005) nicht installierbar. Höhere Eindringtiefen sollten dennoch möglich sein, da der gewählte Berechnungsansatz konservative Ergebnisse liefert.

Den Diagrammen ist zu entnehmen, dass mit steigender Wandstärke die erreichbare Eindringtiefe stark abnimmt. Um eine hohe Anwendungsspanne für Suction Buckets in Betonbauweise zu erreichen sind dementsprechend möglichst geringe Wandungsstärken anzustreben. Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k_f besitzt einen untergeordneten Einfluss auf die Ergebnisse.

8.3.2 Einwirkungen während des Installationsvorgangs

Während des Installationsvorgangs ruft der im Suction Bucket erzeugte Unterdruck eine Umströmung des Skirts hervor. Diese Umströmung verändert die effektiven Bodenspannungen, wodurch der horizontale Erddruck auf der Außenseite des Skirts erhöht und auf der Innenseite reduziert wird. Bei einer hinreichenden Einbindung des Skirts in den Baugrund kann auf Grundlage von Strömungsnetzberechnungen angenommen werden, dass der erzeugte Unterdruck weitestgehend auf der Innenseite und vor allem am Fußpunkt des Skirts abgebaut wird.

Nach dem Ansatz von HOULSBY & BYRNE (2005) wurde der Erddruck auf der Außenseite des Skirts kurz vor Abschluss des Installationsprozesses berechnet. Es wurde der weniger tragfähige (Soil 1) sowie der tragfähigere Baugrund (Soil 2) betrachtet. Die Berechnungen erfolgten für zwei Suction Buckets mit einem Durchmesser von $D = 10$ m sowie $D = 16$ m und einem Geometrieverhältnis von $H / D = 0,5$. Die Skirtdicken betrugen wiederum $t_{\text{Skirt}} = 15$ cm, 30 cm und 45 cm. Die Diagramme der Abbildung 8-6 stellen die Ergebnisse der Erddruckberechnungen dar.

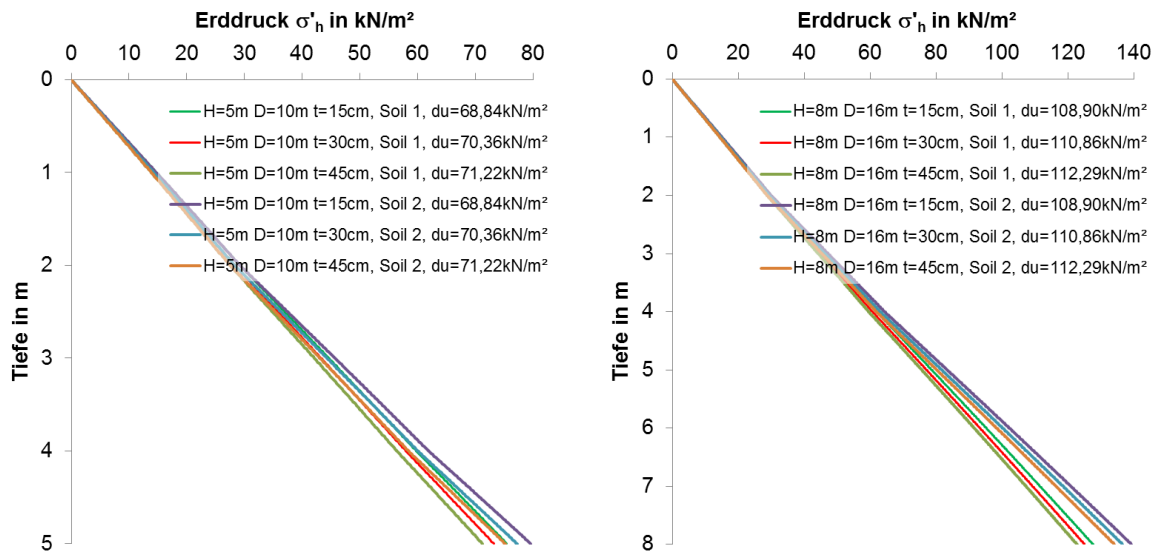


Abbildung 8-6: Horizontaler Erddruck auf der Außenseite des Skirts

In den Legenden der Diagramme ist ergänzend der kritische Unterdruck d_u aufgeführt. Der Unterdruck entspricht dem maximal aufbringbaren Unterdruck. Eine weitere Steigerung würde einen hydraulischen Grundbruch auf der Innenseite des Skirts oder Kavitation im inneren des Suction Buckets hervorrufen.

In der Abbildung 8-7 wird der horizontale Erddruck für die beiden betrachteten Suction Bucket Geometrien bei einer Wandstärke von $t_{\text{skirt}} = 15\text{ cm}$ und für die repräsentativen Bodenprofile vergleichend dargestellt. Demgemäß haben die Abmessungen der Buckets einen untergeordneten Einfluss auf die Größe des horizontalen Erddrucks. Im Rahmen der in Abschnitt 8.6 folgenden Detailuntersuchungen zum Installationsprozess wird der Erddruck linear zunehmend mit $17,4\text{ kN/m}^2$ je Meter Tiefe angenommen. Der kritische Unterdruck wird mit $13,8 \cdot H\text{ kN/m}^2$ angesetzt.

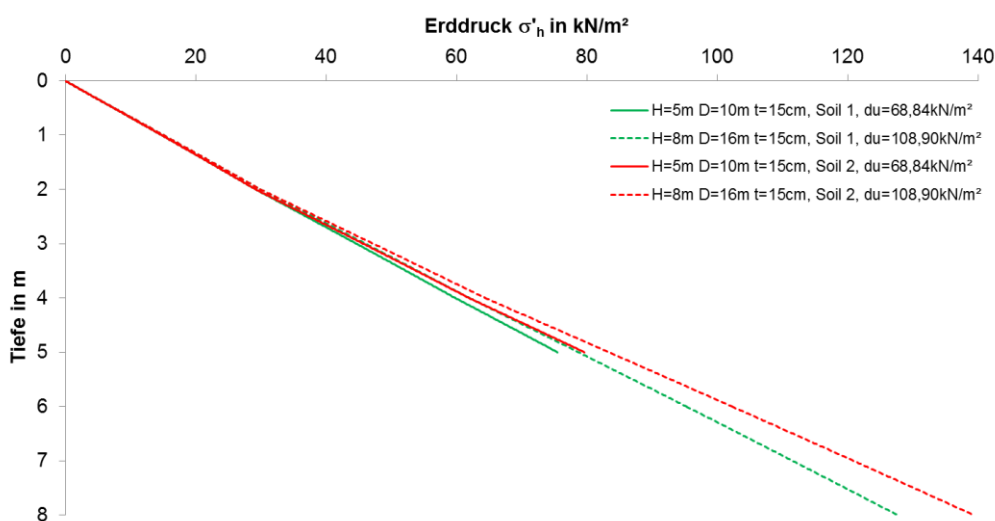


Abbildung 8-7: Gegenüberstellung des horizontalen Erddrucks für die betrachteten Suction Bucket Geometrien mit $t_{\text{skirt}} = 15\text{ cm}$

8.4 Entwicklung einer Basisgeometrie

8.4.1 Abmessungen des Skirts

Im Gesamtforschungsvorhaben wurde ein stählernes Suction Bucket mit einem Außendurchmesser von $D = 9 \text{ m}$, einer Skirthöhe von $H = 8 \text{ m}$ und einer Wandungsstärke von $t_{\text{Skirt}} = 30 \text{ mm}$ entworfen und untersucht. Die äußeren Abmessungen des Stahlbuckets sollen für die Entwicklung eines Betonbuckets übernommen werden.

Wie in Abschnitt 8.3.1 erläutert, ist für das Betonbucket eine möglichst geringe Wandungsstärke anzustreben, um hinsichtlich der Installierbarkeit eine hohe Anwendungsspanne zu erreichen. Um die auf das Betonbucket einwirkenden Lasten sicher in den Baugrund übertragen zu können, muss in dem Beton eine Betonstahl- bzw. Spannstahlbewehrung eingelegt werden. Diese ist durch eine ausreichend dimensionierte Betondeckung vor Korrosion zu schützen. Die Anforderungen an die Betondeckung und den zu verwendenden Beton werden durch das umgebene Medium und den Umweltbedingungen bestimmt. Die Dimensionierung erfolgt nach DIN EN 1992-1-1 und der Richtlinie DNV-OS-C 502. Generell sind für Spannstähle größere Betondeckungen vorzusehen als für Betonstähle. Da während des Installationsvorgangs in vertikaler Richtung der Schürze vorwiegend Drucknormalkräfte auftreten und eine minimale Schürzendicke angestrebt wird, soll das Suction Bucket zunächst als Stahlbetonlösung entwickelt werden.

Suction Buckets sind vollständig vom Meerwasser umgebene Gründungsbauteile. Damit ergeben sich gemäß DIN EN 1992-1-1 Tabelle 4.1 und der Richtlinie DNV-OS-C 502 folgende Expositionsklassen für den Beton:

- XC1 Carbonatisierungskorrosion
- XS2 Chloridinduzierte Korrosion durch Meerwasser
- XA2 Betonangriff durch chemischen Angriff der Umgebung

Gemäß DIN EN 1992-1-1 in Kombination mit dem nationalen Anhang DIN EN 1992-1-1/NA ergibt sich die minimale Betondeckung für Betonstahl nach Absatz 4.4.1 wie folgt:

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}}$$

$$\text{mit } c_{\text{min}} = \max \left\{ \begin{array}{c} c_{\text{min,b}} \\ c_{\text{min,dur}} + \Delta c_{\text{dur},\gamma} - \Delta c_{\text{dur,st}} - \Delta c_{\text{dur,add}} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$c_{\text{min,b}} = 25 \text{ mm} \quad \text{angenommener Stabdurchmesser}$$

$$c_{\text{min,dur}} = 30 \text{ mm} \quad \begin{array}{l} \text{gemäß Tabelle NA 4.4 unter Berücksichtigung} \\ \text{von Tabelle NA 4.3, den oben aufgeführten} \\ \text{Expositionsklassen und Betonfestigkeitsklassen} \geq \text{C 45/55} \end{array}$$

$$\Delta c_{\text{dur},\gamma} = 5 \text{ mm} \quad \text{gemäß Tabelle NA 4.4}$$

$$\Delta c_{\text{dur,st}} = 0 \text{ mm} \quad \text{kein nichtrostender Stahl}$$

$$\Delta c_{\text{dur,add}} = 0 \text{ mm} \quad \text{keine Spezifikation}$$

$$\Delta c_{\text{dev}} = 15 \text{ mm} \quad \text{gemäß NDP zu 4.4.1.3 (1)P}$$

Damit ergibt sich die erforderliche nominale Betondeckung zu:

$$c_{\text{nom}} = 35 \text{ mm} + 15 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$$

Nach DNV-OS-C 502 Abschnitt 6 Tabelle Q2 ergibt sich die erforderliche Betondeckung für Betonstahl, die als nicht korrosionssensitive Bewehrung einzuordnen ist, einer minimalen Bemessungslebensdauer von 50 Jahren und den zu berücksichtigenden Expositionsklassen zu 40 mm. Die Betonoberfläche sollte nach DNV-OS-C 502 Abschnitt 6 Q 202 im Bereich zugbeanspruchter Bewehrung zusätzlich geschützt werden.

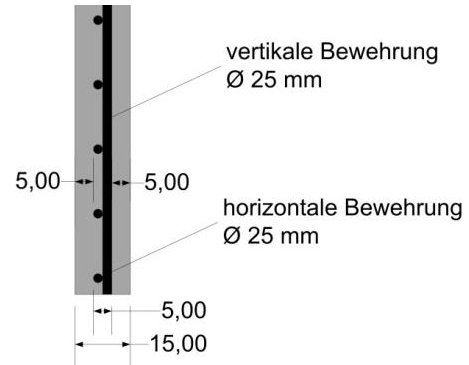


Abbildung 8-8: Mindestdicke der Schürze, Maße in [cm]

Insgesamt kann damit eine erforderliche Betondeckung von $c_{\text{nom}} = 50 \text{ mm}$ auf der sicheren Seite liegend angesetzt werden. Um ein möglichst dünnes Skirt zu entwerfen, wird eine mittige Schalenbewehrung vorgesehen. Unter Berücksichtigung der einzuhaltenden Betondeckung auf der Außen- und Innenseite der Schürze ergibt sich bei Annahme einer vertikalen und horizontalen Bewehrungslage von $\varnothing_s = 25 \text{ mm}$ eine minimal erforderliche Wandstärke von $t_{\text{Skirt}} = 15 \text{ cm}$, vgl. Abbildung 8-8.

Die Abbildung 8-9 stellt die maximale Einbindelänge eines Betonbuckets bei einer Skirtdicke von $t_{\text{Skirt}} = 150 \text{ mm}$, entspr. Abbildung 8-3, und eines in Stahlbauweise bei einer Skirtdicke von $t_{\text{Skirt}} = 30 \text{ mm}$ vergleichend dar. Die Berechnungen erfolgten für die im Forschungsvorhaben zugrunde gelegten Referenzbodenprofile nach dem Verfahren von HOULSBY & BYRNE (2005). Das Stahlbucket als auch das Betonbucket ist bei einer Einbindelänge von $H = 8 \text{ m}$ und einem Durchmesser von $D = 9 \text{ m}$ in dem weniger tragfähigen Baugrund (soil 1) installierbar. In dem tragfähigeren Baugrund (soil 2) sind beide Suction Buckets gemäß dem verwendeten Berechnungsverfahren nicht installierbar.

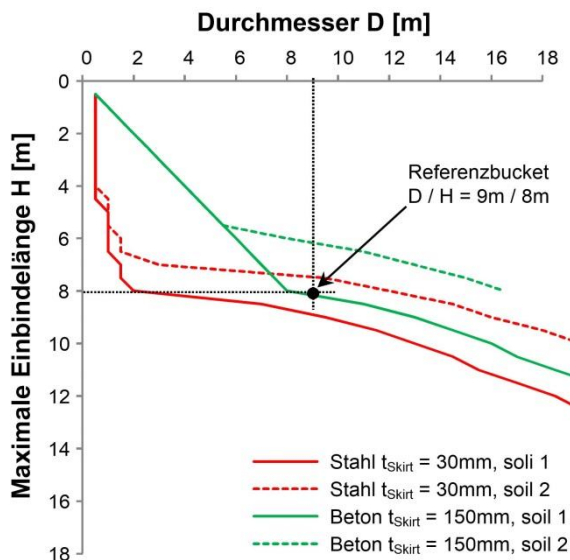


Abbildung 8-9: Vergleich der Maximalen Skirtlänge von Betonbucket und Stahlbucket

8.4.2 Formfindung

Suction Buckets aus Stahl bestehen aus einer zylindrischen Schürze und einem ausgesteiften, flachen Deckel. Die Aussteifungen dienen der Lastübertragung zwischen Turm bzw. Substruktur und der Stahlschürze, vgl. Abbildung 8-10. Für das zu entwickelnde Betonbucket ist eine Deckelform zu entwerfen, die die Lasten des Jackets aufnimmt und in die Betonschürze überträgt und dabei die Eigenschaften des eingesetzten Materials optimal ausnutzt.



Abbildung 8-10: Stahlbucket eines Messmastes des Windparks Dogger Bank

Die von den Suction Buckets in den Baugrund zu übertragenden Lasten wurden im Forschungsvorhaben im Zuge von Lastsimulationen für die Gesamtstruktur einer Offshore-Windenergieanlage ermittelt. Dabei wurden im Grenzzustand der Tragfähigkeit zwei Extremlastfälle betrachtet, bei denen die anzusetzenden Wind- und Wellenlasten unter einem Winkel von 45° auf die Substruktur, einem 4-beinigen Jacket, einwirkten. Gemäß diesen Simulationen wird das betrachtete Suction Bucket vornehmlich durch axiale Druck- und Zuglasten beansprucht. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit treten Druckbeanspruchungen von 22,5 MN und Zugbeanspruchungen von 11,9 MN rechnerisch auf, vgl. Abschnitt 8.5.1. Für diese Beanspruchungszustände soll zunächst eine optimierte Bucketgeometrie gefunden werden. Die Beanspruchung wird vom Jacketfuss mit einem Außendurchmesser von $d_{\text{Jacket}} = 1,65 \text{ m}$ in das Suction Bucket eingeleitet.

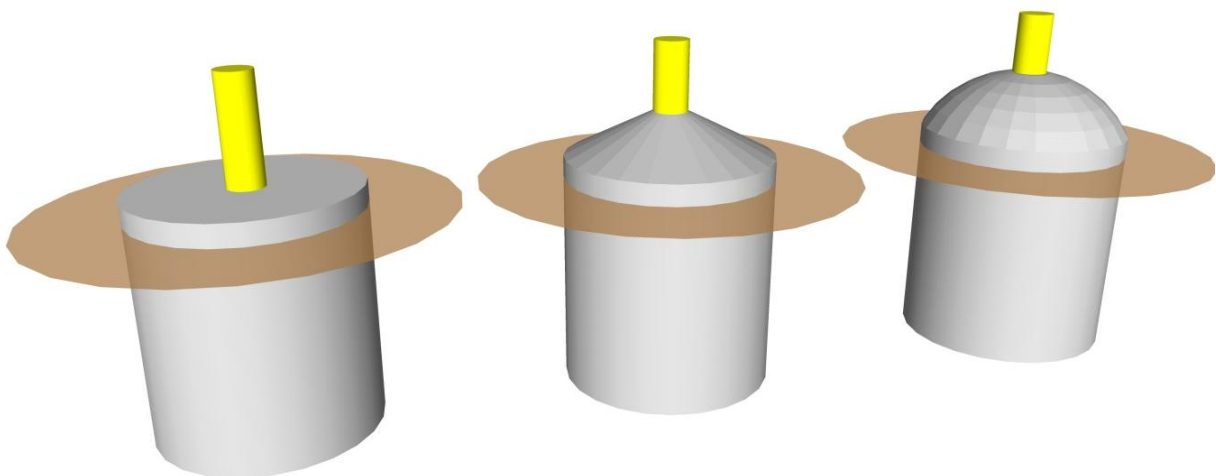


Abbildung 8-11: Deckelvarianten des Betonbuckets – Gerade Platte – Kegel – Kuppel

Grundsätzlich sind verschiedene Deckelformen denkbar. Um den Schalungsaufwand in der Herstellung zu begrenzen, sind jedoch einfache Formen und ebene Oberflächen gegenüber feingliedrigen Strukturen zu bevorzugen. Den Deckel als eine hinreichend steife Platte auszubilden ist die geometrisch einfachste Variante. Über Biegung werden die Druck- und Zugbeanspruchungen aus dem Jacket in das Skirt abgeleitet. Hieraus resultieren jedoch relativ große Biegebeanspruchungen und damit hohe Bewehrungsgrade. Alternativen bestehen in der kegel- bzw. kuppelförmigen Ausbildung des Deckels. Durch diese Deckelformen nehmen neigungsabhängig die Druckkräfte im Deckel zu und die Biegebeanspruchungen ab. Um die Beanspruchungszustände in den rotationssymmetrischen Tragwerken der Abbildung 8-11 zu erfassen erfolgten Untersuchungen mit dem Programm ROTASS des Instituts für Statik und Dynamik der Leibniz Universität Hannover. Für unterschiedliche Deckelneigungen und Ausrundungen wurde die erforderliche Bewehrung in tangentialer und radialer Richtung des Deckels und des Skirts sowie das Gesamtgewicht der Konstruktion ermittelt. In diesen Berechnungen wurde neben den o. g. Druck- und Zugkräften ebenfalls das Konstruktionseigengewicht berücksichtigt. Eine Interaktion zwischen dem Suction Bucket mit dem umgebenden Meeresboden wurde vernachlässigt. Es war zunächst das Ziel, für die verschiedenen Deckelformen mit variierenden Deckelneigungen und –ausrundungen die geringsten Deckeldicken zu finden, bei der die Biegenachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 erfolgreich durchgeführt werden konnten und dafür die erforderliche Biegebewehrung zu bestimmen. Während die Dicke der Schürze in den Berechnungen immer zu 15 cm angenommen wurde, wurde die Dicke des Deckels entsprechend den statischen Erfordernissen in 5 cm-Schritten iterativ angepasst. Die Mindestdicke wurde zu 25 cm angenommen, um eine zweilagige Bewehrungsführung im Deckel zu ermöglichen.

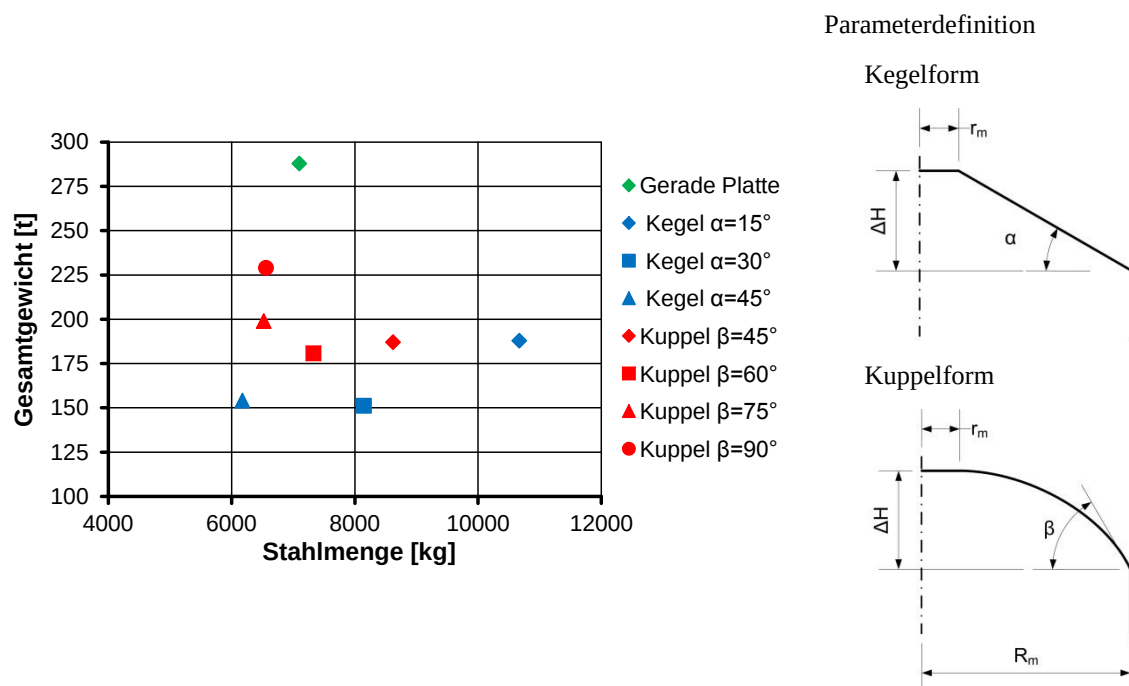


Abbildung 8-12: Stahlmenge und Gesamtgewicht der Geraden Platte, der Kegel- und Kuppelformen

Die Abbildung 8-12 stellt den Bewehrungsbedarf und das Gesamtgewicht der Suction Buckets mit Deckelformen nach Abbildung 8-11 in Abhängigkeit der Deckelneigungen bzw. –ausrundungen graphisch dar. Mit zunehmender Neigung des kegelförmigen Deckels bzw. Krümmung des kuppelförmigen Deckels nimmt der Bewehrungsbedarf im Deckel deutlich ab. Zudem wird ersichtlich, dass die Konstruktionen mit einem kegelförmigen Deckel deutlich leichter sind, als mit einem kuppelförmigen Deckel.

Im Rahmen der Untersuchungen konnte festgestellt werden, dass die gekrümmte Deckelform sich insbesondere im Übergangsbereich vom Deckel zum Skirt günstig auf den Bewehrungsbedarf auswirkt während die Kegelform im Lasteinleitungsbereich am Jacketfuss ein günstiges Tragverhalten für den Beton aufweist. Aus diesem Grunde wurde eine weitere Deckelform entwickelt. Diese setzt sich aus der Kegel- und der Kuppelform, im Folgenden *ausgerundete Deckelform* genannt, zusammen. Für diese Deckelform wurden ebenfalls die Gesamtgewichte und die Bewehrungsbedarfe für unterschiedliche Neigungen und Ausrundungen des Deckels bestimmt. Die Ergebnisse können der Abbildung 8-13 entnommen werden.

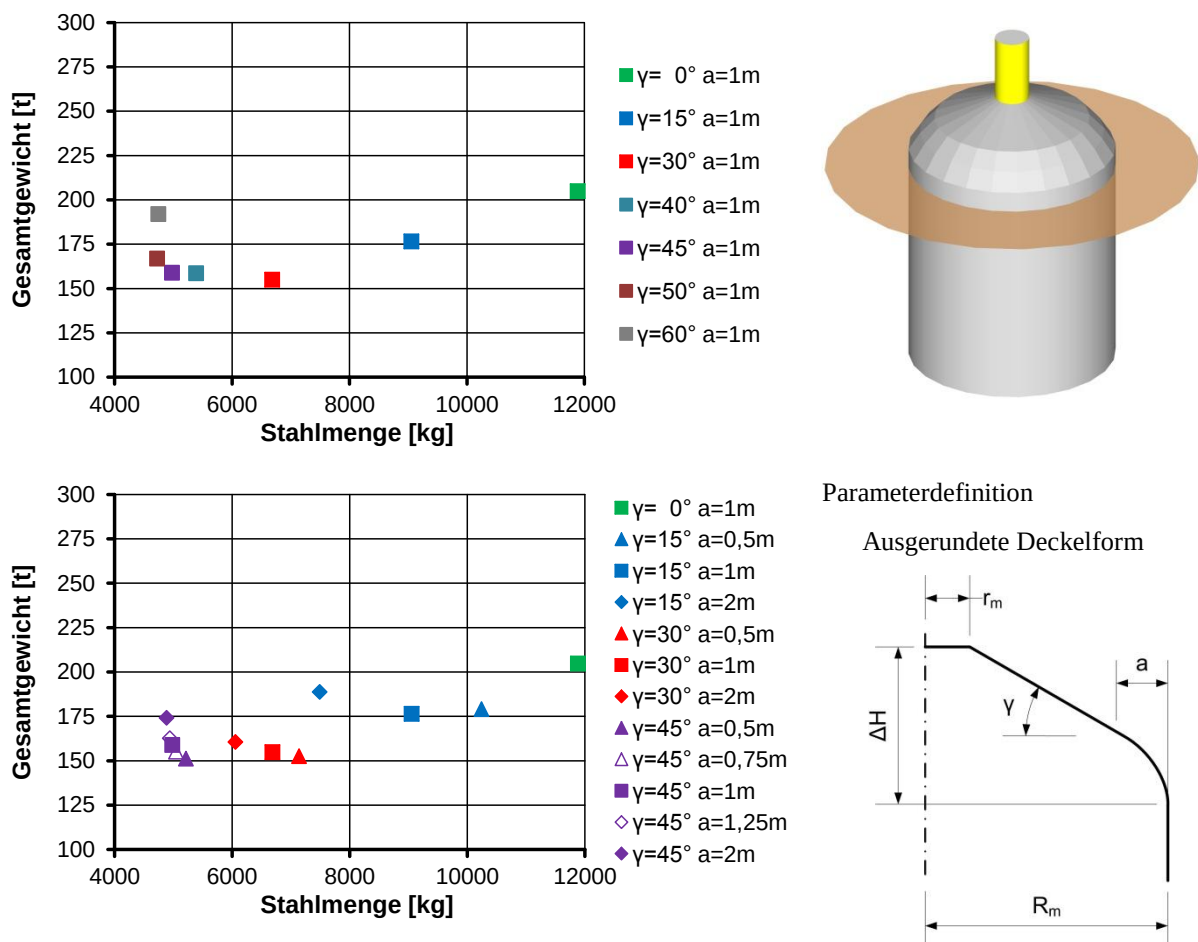


Abbildung 8-13: Stahlmenge und Gesamtgewicht der ausgerundeten Deckelform

Die folgende Abbildung stellt alle untersuchten Deckelformen im Vergleich dar. Es ist offensichtlich, dass die ausgerundete Deckelform hinsichtlich des Bewehrungsbedarfs und des Gesamtgewichts die günstigsten Ergebnisse liefert. Auf Grundlage dieser Ergebnisse wurde eine Vorzugsvariante für die folgenden Detailuntersuchungen mit einer Neigung von $\gamma = 40^\circ$

und einer Ausrundung von $a = 0,9 \text{ m}$ gewählt. Nachteilig ist jedoch zu nennen, dass diese Deckelform im installierten Zustand am höchsten aus dem Meeresgrund heraus ragt und damit das Potenzial der Kolkbildung erhöht.

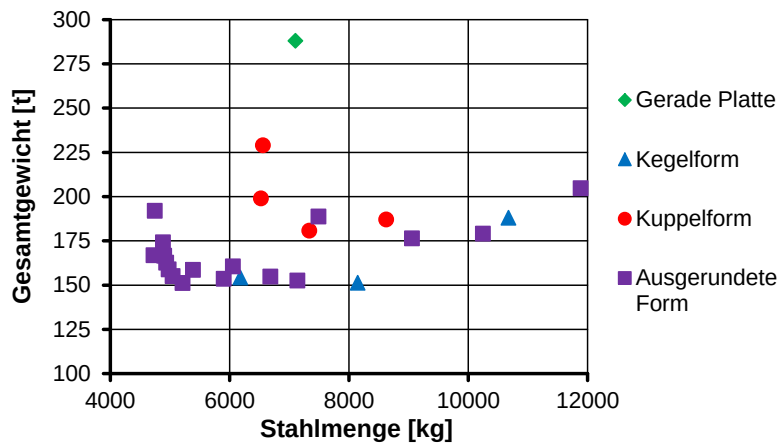


Abbildung 8-14: Stahlmenge und Gesamtgewichte aller untersuchten Deckelformen

8.4.3 Herstellung des Suction Buckets

Schalssystem und Betonage

Das Skirt mit einem Außendurchmesser von $D = 9 \text{ m}$ und einer Wandungstärke von $t = 15 \text{ cm}$ kann mittels einer System-Rundschalung, wie sie von den namhaften Schalungsproduzenten angeboten wird, hergestellt werden, vgl. Abbildung 8-15. Durch die einlagige Bewehrungsführung in dem relativ schlanken Skirt ist das Einbringen des Betons von oben in die Schalung nur schwierig bzw. nicht realisierbar. Der Einsatz von selbstverdichtendem Beton ist hier zu bevorzugen. Der Beton ist von unten in die Schalung einzupumpen um einen erhöhten Lufteintrag in den Beton zu vermeiden, vgl. Abbildung 8-16.

Der Deckel kann mithilfe einer konventionellen Holz- bzw. Stahlschalung hergestellt werden. Die Stahlschalung bietet sich insbesondere durch ihre höhere Maßhaltigkeit und durch eine größere Lebensdauer für Serienfertigungen an. Durch die stark geneigte bzw. ausgerundete Form muss die Schalung aus einer inneren und einer äußeren formgebenden Schalhaut bestehen. Der Einsatz eines selbstverdichtenden Betons ist hier ebenfalls zweckmäßig.



Abbildung 8-15: Konventionelle Rundschalung zur Herstellung des Skirts



Abbildung 8-16: Einpumpen von selbstverdichtendem Beton

Betonzusammensetzung und Betonfestigkeitsklassen

Auf Grundlage der Expositionsklassen des Bauwerks ergeben sich gemäß DIN EN 206-1 die in Tabelle 8-1 aufgeführten Anforderungen an die Betonzusammensetzung und die Betonfestigkeitsklasse.

Tabelle 8-1: Anforderungen an die Betonrezeptur nach DIN EN 206-1

	Maximaler w/z-Wert	Mindestdruckfestigkeitsklasse	Mindestzementgehalt
XC1	0,65	C 20/25	260 kg/m ³
XS2	0,45	C 35/45	320 kg/m ³
XA2	0,5	C 30/37	320 kg/m ³
Ø	$w/z \leq 0,45$	$\geq C 35/45$ *)	$z \geq 320 \text{ kg/m}^3$

*) Die erforderlichen Betondeckung wurde in Abschnitt 8.4.1 auf Grundlage einer Mindestbetonfestigkeitsklasse von C 45/55 gewählt.

Anschluss des Suction Buckets an die Jacketstrebe

Für den Anschluss des Betonbuckets an die Jacketstrebe ist ein Ankerkorb vorgesehen. Dieser besteht aus einer oberen und einer unteren Ankerplatte die über Ankerstäbe miteinander verbunden sind. Die Ankerplatten sollen vorzugsweise außerhalb der Hauptbewehrungslagen des Deckels angeordnet werden, sodass Druckkräfte überwiegend über die obere und Zugkräfte über die untere Ankerplatte in den Beton eingeleitet werden. Zur Aufnahme der Querkzugkräfte, welche durch die Ausbreitung der Druckkräfte unterhalb der oberen bzw. oberhalb der unteren Ankerplatte entstehen, ist eine Querkzugbewehrung vorzusehen. Die Jacketstrebe ist über einen Flansch mit den Ankerstäben zu verspannen. Durch anschließendes einbetonieren der oberen Spannmuttern mithilfe eines nachträglich aufbetonierten Stahlbetonringes kann auch unter Wasser die gewünschte Dauerhaftigkeit der Schrauben erreicht werden. Als Alternative kann die obere Ankerplatte mit der Jacketstrebe verschweißt werden, falls keine Schraubverbindung gewünscht ist.



Abbildung 8-17: Ankerkorb zum Anschluss von Suction Bucket und Jacketstrebe

8.5 Detailuntersuchungen für den Endzustand

Die Bemessung des Betonbuckets in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Ermüdung erfolgt mit einer kommerziellen Finite-Element-Software. Die maßgebenden Einwirkungen, die Modellierung, Nachweisformate und Bemessungsergebnisse für das installierte Suction Bucket werden im Folgenden dargestellt. Der Installationsprozess wird in Abschnitt 8.6 näher beleuchtet.

8.5.1 Einwirkungen

Die Einwirkungen auf die Suction Buckets wurden von der Abteilung Anlagensimulation und –bewertung (ASB) des Fraunhofer IWES berechnet und zur Verfügung gestellt. Die Lasten wurden am Gesamtanlagenmodell einer Offshore Windenergieanlage berechnet. Die maßgebenden Schnittgrößen für die Buckets ergaben sich unter einem Anströmwinkel von 45° des Windes und der Wellen auf das Jacket. Dabei wurden zwei Extremlastfälle betrachtet, ein geparkter Zustand und ein Betriebszustand der Anlage.

Die Fußpunkte des Jackets wurden in den Lastsimulationen entweder gelenkig oder eingespannt angenommen. Die extremalen Schnittgrößen für die Suction Buckets wurden in den Mittelpunkten der Fußpunktanschlussstäbe des numerischen Modells aus programmtechnischen Gründen ausgewertet. Die maßgebenden Schnittgrößen auf der windzugewandten und windabgewandten Seite des vierbeinigen Jackets werden in der Tabelle 8-2 dargestellt.

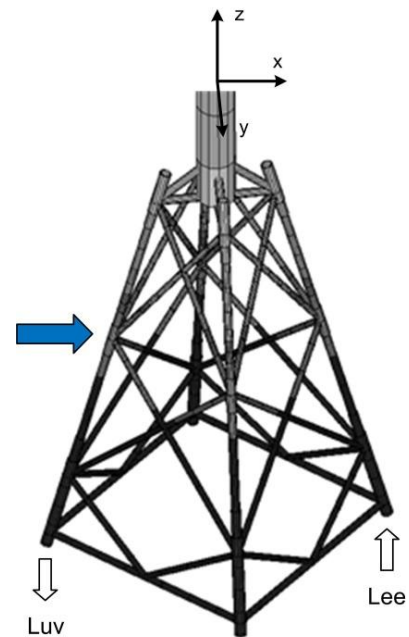


Abbildung 8-18: Jacket-Modell von ASB Fraunhofer IWES

Tabelle 8-2: Berücksichtigte Extremlasten

	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Extremlastfall 1: Geparkt - Fusspunkte eingespannt						
Luv	4796	-3	10920	22	9561	-14
Lee	7282	-4	-21564	20	8551	15
Extremlastfall 1: Geparkt - Fusspunkte gelenkig						
Luv	5726	2	11918	0	2987	0
Lee	6390	-7	-22538	0	-5188	0
Extremlastfall 2: Betrieb - Fusspunkte eingespannt						
Luv	4598	74	10811	-210	9037	27
Lee	7144	-25	-21686	5	8132	6
Extremlastfall 2: Betrieb - Fusspunkte gelenkig						
Luv	5528	60	11662	-3	3145	16
Lee	6227	-21	-22536	4	-5072	14

8.5.2 Numerisches Modell

Die Modellierung und Bemessung erfolgt mit der kommerziellen Finite-Element Software SOFISTIK®. Das Suction Bucket wird als Schalenmodell mit einem linear-elastischen Materialverhalten abgebildet. Als Betonfestigkeitsklasse wird ein C 80/95 mit den Materialeigenschaften nach DIN EN 1992-1-1 gewählt. Als Bewehrungsstahl wird Betonstabstahl der Güte B 500 A rechnerisch berücksichtigt. Die Lasten aus der Substruktur gemäß Tabelle 8-2 werden am Kopf des Suction Buckets aufgebracht und im Zuge der Bemessung mit dem Eigengewicht der Struktur überlagert.

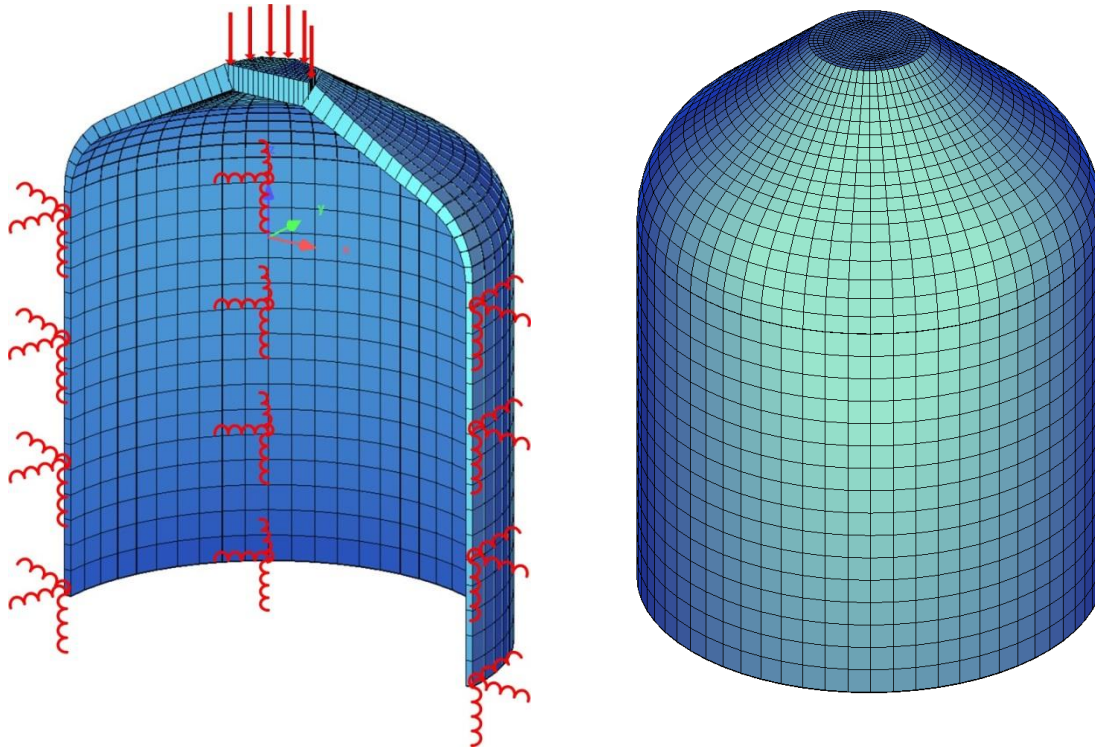


Abbildung 8-19: Numerisches FE-Modell des Suction Buckets

Das Institut für Geotechnik der Leibniz Universität Hannover führte Berechnungen zur Boden-Bauwerksinteraktion durch. Diese erfolgten für ein Stahlbucket mit einer Skirtheöhe von $H = 10$ m, Durchmesser von $D = 10$ m und einer Skirtdicke von $t = 0,03$ m mit der Finite-Element Software ABAQUS®. Das Bucket wurde in einem homogenen, nichtbindigen Boden mit einem Reibungswinkel von $\phi' = 35^\circ$ eingebettet. Das Suction Bucket wurde als starr angenommen, auf dem horizontale und vertikale Verschiebungen kontinuierlich aufgebracht wurden. Die Verschiebungswege und die zugehörigen Kontaktkräfte zwischen den einzelnen Knoten des Suction Buckets und dem Bodenkontinuum wurden als nichtlineare Federkennlinien in das mit dem Programm SOFISTIK® generierte Modell übertragen. Die Federkennlinien wurden in Abhängigkeit der Elementabmessungen der Modelle linear skaliert. Programmbedingt mussten umfangreiche Vereinfachungen vorgenommen werden, da einerseits maximal 999 Federkennlinien in SOFISTIK® berücksichtigt werden konnten und zudem eine Federkennlinie aus maximal 20 Stützstellen bestehen durfte. Die Abbildung 8-20 stellt die horizontalen und vertikalen Erdwiderstände der ABAQUS-Berechnung und der SOFISTIK-Berechnung für das Stahlbucket im Vergleich dar. Trotz der vorgenommen Vereinfachungen und Reduzierungen ist eine gute Übereinstimmung zu erkennen.

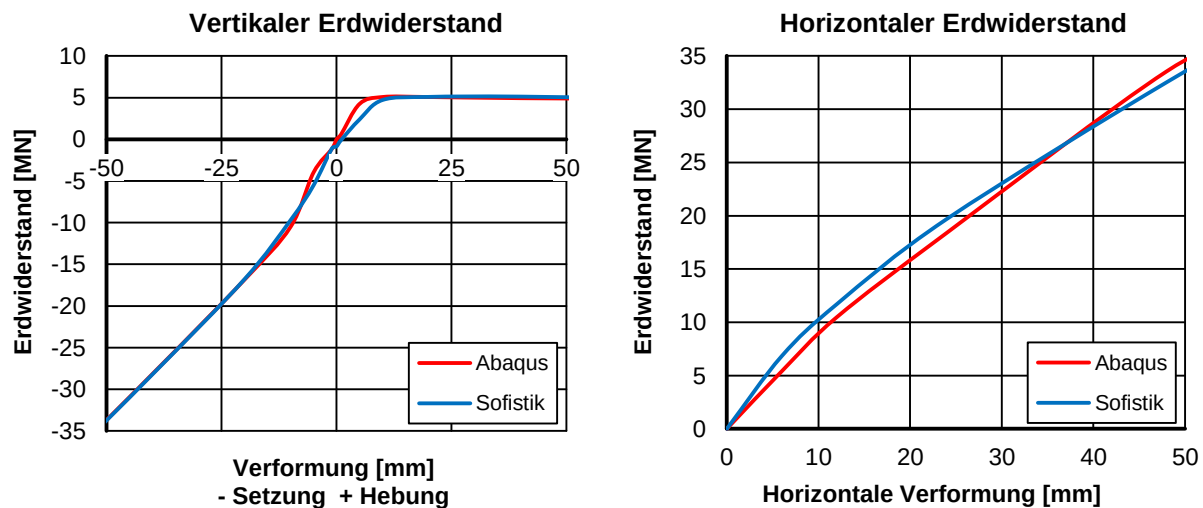


Abbildung 8-20: Vergleich der vertikalen und horizontalen Erdwiderstände

Der Deckel des Betonbuckets wurde im Rahmen der Untersuchungen aufgrund seiner Form nicht gebettet. Rechnerisch wurde damit ein Hohlraum zwischen Deckel und Meeresboden auf der sicheren Seite liegend angenommen. Die einzelnen Knoten des Skirts wurden jeweils mit einer nichtlinearen Feder in vertikaler Richtung und zwei horizontalen, nichtlinearen Federn, parallel und senkrecht zur Schalenoberfläche, gebettet, vgl. Abbildung 8-19.

8.5.3 Nachweise

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist das Suction Bucket auf Biegung und Querkraft zu bemessen. Die maßgebenden Schnittgrößen resultieren im installierten Zustand aus den Einwirkungen entsprechend Tabelle 8-2 überlagert mit dem Konstruktionseigengewicht des Suction Buckets. Im Allgemeinen ist nachzuweisen, dass der Designwert der Einwirkungen kleiner ist als der Designwert der Widerstände.

$$E_d \leq R_d$$

Die Designwerte der Widerstände wurden aus den charakteristischen Materialkennwerten nach DIN EN 1992-1-1 unter Berücksichtigung der maßgebenden Teilsicherheitsbeiwerte bestimmt. Die anzuwendenden Nachweisformate für Biegung und Querkraft entsprechen der DIN EN 1992-1-1.

Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind nach den einschlägigen Normenwerken (DIBT (2012), DIN EN 1992-1-1, DNV-OS-C 502) die auftretenden Spannungen und Rissbreiten zu begrenzen. Die Betonspannungen werden im Rahmen der Nachweisführung unter der seltenen Einwirkungskombination auf $0,6 \cdot f_{ck}$ und die Stahlspannungen unter der seltenen Einwirkungskombination auf $0,8 \cdot f_{yk}$ begrenzt. Die seltene Einwirkungskombination wird durch Division der extremalen Schnittgrößen nach Tabelle 8-2 mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_F = 1,35$ abgeschätzt. Diese Werte werden mit dem Eigengewicht der Konstruktion überlagert.

Nach DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA ist die zulässige Rissbreite für das betrachtete Suction Bucket in Abhängigkeit der Bauwerksexposition auf $w_{\max} = 0,3$ mm unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination zu begrenzen. Die Richtlinie DIBT (2012) gibt für Stahlbetonfundamente eine nachzuweisende Rissbreite von $w_{\max} = 0,3$ mm an. Nach DNV-OS-C 502 Abschnitt O 303 ist für nicht korrosionssensitive Bewehrung eine Rissbreite von $w_{\max} = 0,4$ mm nachzuweisen. Nach DNV-OS-C 502 Abschnitt O 302 dürfen als veränderliche Einwirkungen für den Nachweis der Rissbreite 50% der charakteristischen Lasten aus Wind, Welle und Nutzung angesetzt werden.

Im Folgenden soll eine maximale Rissbreite von $w_{\max} = 0,3$ mm unter Ansatz von 50% der charakteristischen Nutzlasten zzgl. des Konstruktionseigengewichts nachgewiesen werden. Das Nachweisschema entspricht der DIN EN 1992-1-1.

Nachweise im Grenzzustand der Ermüdung

Windkraftanlagen und deren Bauteile sind regelmäßigen Lastwechseln ausgesetzt und gegen Ermüdung zu bemessen. Die Nachweise erfolgen getrennt für den Beton und den Betonstahl. Allgemein gilt, dass die Spannungen für den Ermüdungsnachweis am gerissenen Querschnitt unter Vernachlässigung der Betonzugspannungen und bei Einhaltung der Dehnungskriterien zu ermitteln sind.

Die Ermüdungslasten wurden von der Abteilung Anlagensimulation und –bewertung (ASB) des Fraunhofer IWES ermittelt. Die Berechnungen erfolgten für das 35 h BSH-Sturmereignis und wurden in Form von Markov-Matrizen zur Verfügung gestellt.

Die Markov-Matrizen werden auf Grundlage der Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren und Miner ausgewertet und die Schädigung auf 25 Jahre Betriebsdauer hochgerechnet. Die Schädigungsberechnungen erfolgen für die auf das Suction Bucket wirkenden axialen Druck- und Zugkräfte überlagert mit dem Konstruktionseigengewicht des Suction Buckets. Die Axialkräfte des Ermüdungslastkollektivs variieren zwischen -5800 kN und +1500 kN und liegen damit bei etwa 25% bzw. 13% der jeweiligen minimalen bzw. maximalen Extremlasten.

8.5.4 Bemessungsergebnisse

Die Bemessung des Suction Buckets weist für die verschiedenen Einzelschnittgrößen der Tabelle 8-2 sehr unterschiedliche Ergebnisse im Bewehrungsbedarf auf. Werden die dominierenden, axialen Druck- bzw. Zugkräfte alleine angesetzt, ergeben sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit sehr geringe Bewehrungsgehalte die bauseits sehr gut umsetzbar sind. Die rotationssymmetrische Struktur trägt diese rotationssymmetrischen Beanspruchungen vornehmlich als Membrankräfte ab. Werden die antimetrischen Einwirkungen der einzelnen Lastfallsituation, also insbesondere die Horizontalkraft F_x und das Biegemoment M_y , ebenfalls auf die Struktur aufgebracht, resultieren hieraus deutlich größere Bewehrungsbedarfe, die insbesondere im mittleren Bereich des Deckels auftreten. Dies hat zur Folge, dass die Schnittgrößenkombinationen die aus der Annahme eines eingespannten Fußpunktes resultieren, bemessungsmaßgebend sind. Durch die axiale Druckbeanspruchung werden die in dem Deckel auftretenden Biegespannungen der antimetrischen Einwirkungen größtenteils überdrückt, so dass für das druckbeanspruchte Betonbucket nur geringe Bewehrungsbedarfe resultieren. Der Bewehrungsbedarf des Deckels

für den Extremlastfall 1 mit einem eingespannten Fußpunkt auf der Leeseite des Jackets wird in Abbildung 8-21 und Abbildung 8-22 dargestellt.

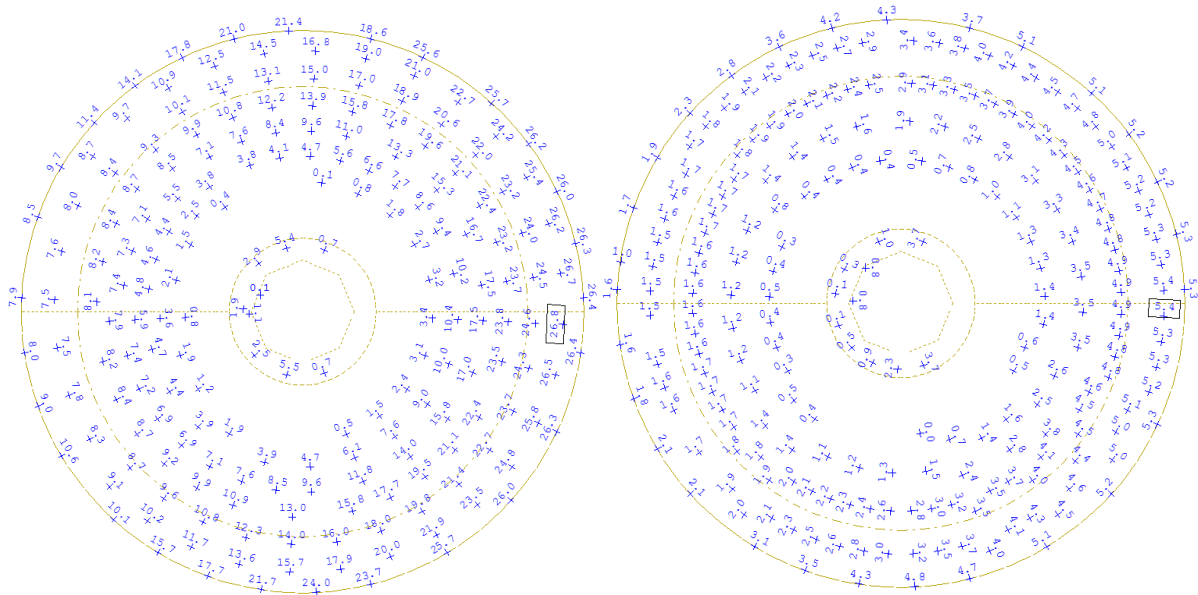


Abbildung 8-21: Bewehrung auf der Innenseite des Deckels (Draufsicht auf das Betonbucket; Extremlastfall 1 – Leeseitig, Fußpunkte eingespannt)

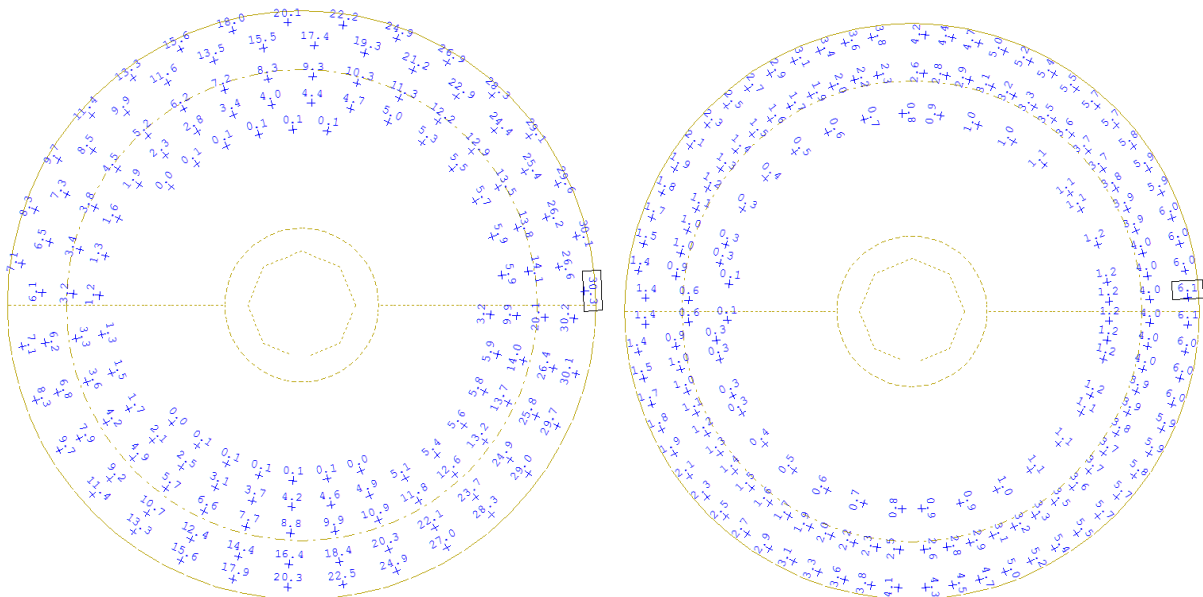


Abbildung 8-22: Bewehrung auf der Außenseite des Deckels (Draufsicht auf das Betonbucket; Extremlastfall 1 – Leeseitig, Fußpunkte eingespannt)

Die Zugbeanspruchung des Luvseitigen Buckets führt dementsprechend zu einem deutlich größeren Bewehrungsbedarf, vgl. Abbildung 8-21 und Abbildung 8-22 gegenüber Abbildung 8-23 und Abbildung 8-24. Die erforderliche Bewehrung konzentriert sich insbesondere auf den mittleren Bereich des Deckels. Auf der Innenseite des Deckels kann die erforderliche Bewehrung mit max. $18,1 \text{ cm}^2/\text{m}$ in tangentialer Richtung und $24,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ in radialer Richtung als unkritisch und gut einbaubar betrachtet werden. Auf der Außenseite resultieren deutlich größere Bewehrungsgehalte, die ausführungstechnisch durch eine zweilagige

Bewehrung abgedeckt werden müssten. In radialer Richtung werden im Knickpunkt des Deckels $73,1 \text{ cm}^2/\text{m}$ erforderlich, die durch eine zweilagige Bewehrung $\varnothing 25 \text{ mm} / 13,5 \text{ cm}$ abgedeckt werden könnten. Die tangentielle Bewehrung von maximal $67,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ beschränkt sich auf einen sehr schmalen Bereich, so dass diese durch das konzentrierte Einlegen einer radialen Bewehrung im Knickpunkt des Deckels abgedeckt werden kann.

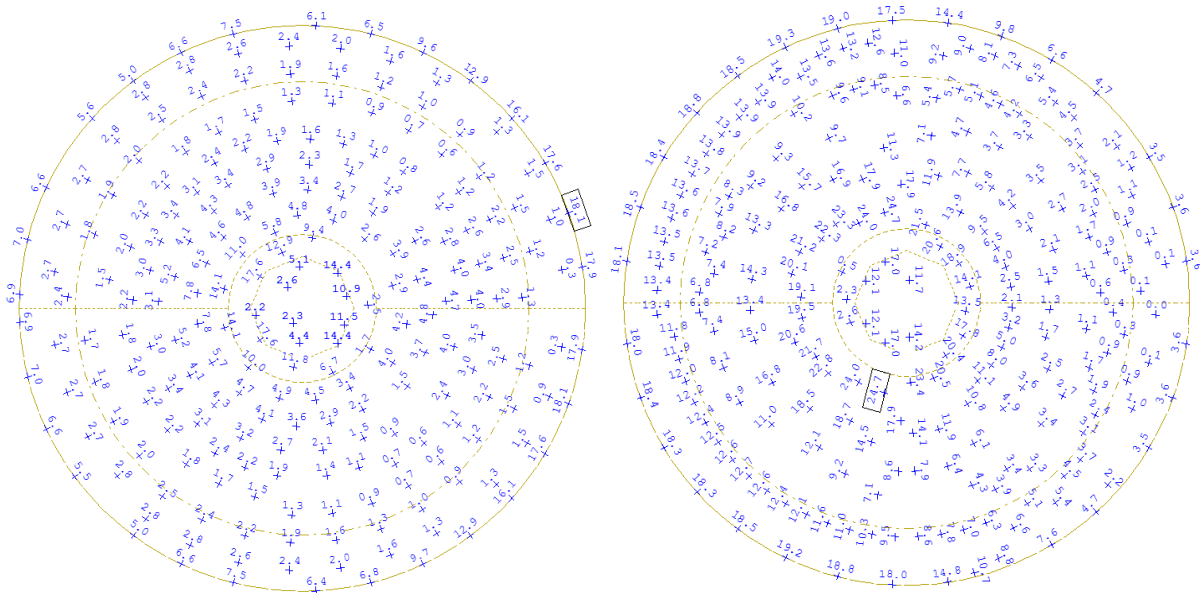


Abbildung 8-23: Bewehrung auf der Innenseite des Deckels (Draufsicht auf das Betonbucket; Extremlastfall 1 – Luvseitig, Fußpunkte eingespannt)

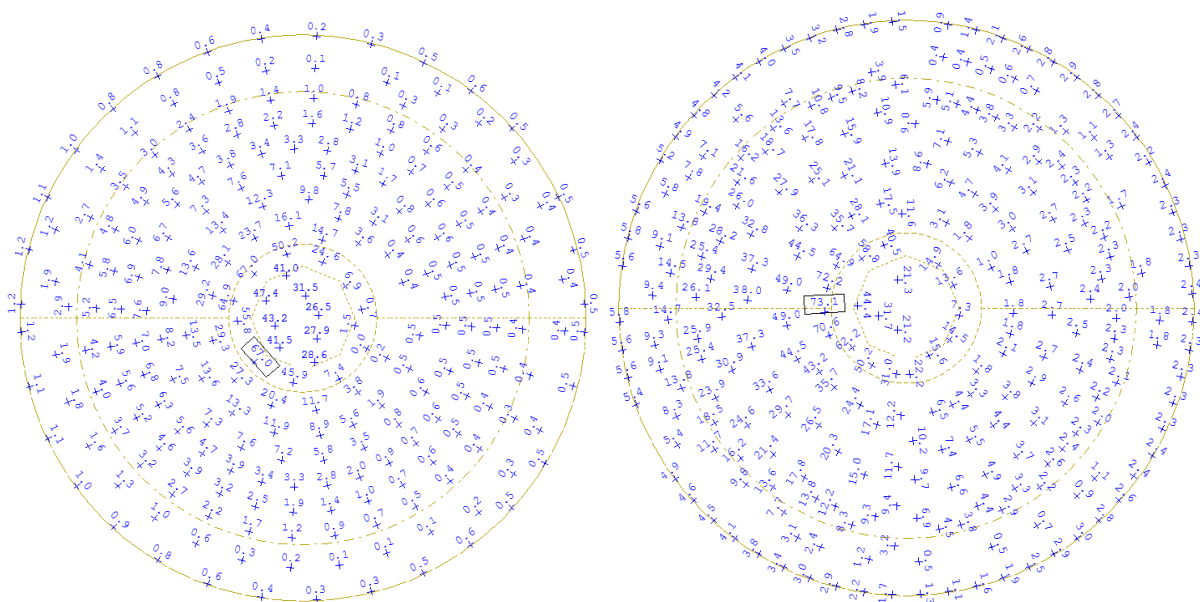


Abbildung 8-24: Bewehrung auf der Außenseite des Deckels (Draufsicht auf das Betonbucket; Extremlastfall 1 – Luvseitig, Fußpunkte eingespannt)

Im Skirt werden für die verschiedenen Bemessungssituationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit bis maximal $20 \text{ cm}^2/\text{m}$ in horizontaler sowie in vertikaler Richtung erforderlich. Diese können durch eine Stabstahlbewehrung unkompliziert abgedeckt werden.

Die angesetzte Betonfestigkeitsklasse eines C 80/95 wurde deutlich höher gewählt, als sie gemäß Tabelle 8-1 erforderlich ist. Hierdurch wird die Schubtragfähigkeit des Betons dementsprechend erhöht, dass in dem Skirt keine Schubbewehrung erforderlich wird. Im Ausrundungsbereich des Deckels treten höhere Schubbeanspruchungen auf, die das Einlegen einer Schubbewehrung erfordern.

Die rissbreitenbegrenzende Bewehrung wird für die untersuchte Konstruktion und unter dem gewählten Beanspruchungsniveau nicht maßgebend. Die maximalen Betondruckspannungen und Betonstahlspannungen können grundsätzlich eingehalten werden.

Die Nachweise im Grenzzustand der Ermüdung sind auf der Betonseite unkritisch. Die errechneten Schädigungen gemäß der Palmgren-Miner-Schadensakkumulationshypothese sind deutlich kleiner als 1,0. Die Schädigungssumme im Betonstahl liegt jedoch in der Größenordnung von knapp unter 1,0. Für Offshore-Konstruktionen wird in der Richtlinie DNV-OS-C 502 der Grenzwert der Schädigung in Abhängigkeit der bestehenden Möglichkeiten zur Wartung und Inspektion angegeben. Für das Suction Bucket ist damit eine Schädigungssumme von 0,33 nachzuweisen. Diese kann nur durch eine zusätzliche Spannstahlbewehrung im Deckel des Suction Buckets erreicht werden, die das Reißen des Betons unter Ermüdungslasten verhindert.

8.6 Detailuntersuchungen für den Installationszustand

Während der Installation rufen das Eigengewicht des Jackets und des Suction Buckets, der erzeugte Unterdruck und der auf der Außenseite des Suction Buckets anstehende Meeresboden hohe Druckbeanspruchungen im Skirt hervor. Dieses ist jedoch als dünnwandige und damit beulgefährdete Schale einzustufen. Aufgrund der in der Regel großen Querschnittsabmessungen im üblichen Stahl- bzw. Spannbetonbau beschränken sich die Stabilitätsnachweise nach DIN EN 1992-1-1 auf Knicknachweise von Einzeldruckgliedern und der Stabilität von Gesamttragwerken. Die Beulgefahr des Skirts kann damit nicht überprüft werden.

Die Stabilität von Schalentragwerken kann durch herstellungsbedingte Imperfektionen deutlich herabgesetzt werden. Zur Beurteilung der Beulgefahr werden Beulformen des Suction Buckets berechnet und als Vorverformung auf die Struktur aufgebracht. An dieser vorverformten Struktur erfolgen Schnittgrößenberechnungen nach Theorie II. Ordnung, um den Einfluss der Vorformungen und den Verformungszuwachs auf das Tragwerk zu berücksichtigen. Das maximale Maß der Vorverformung ist insbesondere von der Qualität der Bauausführung abhängig und kann im Rahmen dieser Validierung nur abgeschätzt werden. Um die Stabilitätsgefahr zu beurteilen wurden die berücksichtigten Beulformen jeweils auf eine maximale Vorverformung von ± 50 mm skaliert und auf die Struktur aufgebracht.

Die Berechnungen zur Beulstabilität des Skirts erfolgen an dem Modell aus Abschnitt 8.5. Hierzu werden die horizontalen und vertikalen Federelemente des Skirts (vgl. Abbildung 8-19) entfernt und das System lediglich am Skirtfuss in vertikaler Richtung gelagert. Neben dem Eigengewicht des Suction Buckets und des Jackets wird über die gesamte Höhe der Erddruck auf der Außenseite des Suction Buckets und der maximale Unterdruck entsprechend Abschnitt 8.3.2 aufgebracht. Der stabilisierende Erddruck auf der Innenseite des Suction Buckets wird in den Berechnungen auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt. Die Berechnungen erfolgen für die in der Abbildung 8-25 dargestellten Beulformen. Um die

Steifigkeitsabnahme des Betons infolge Rissbildung zu berücksichtigen, wird der Elastizitätsmodul des Betons gegenüber dem Normwert um 50% reduziert.

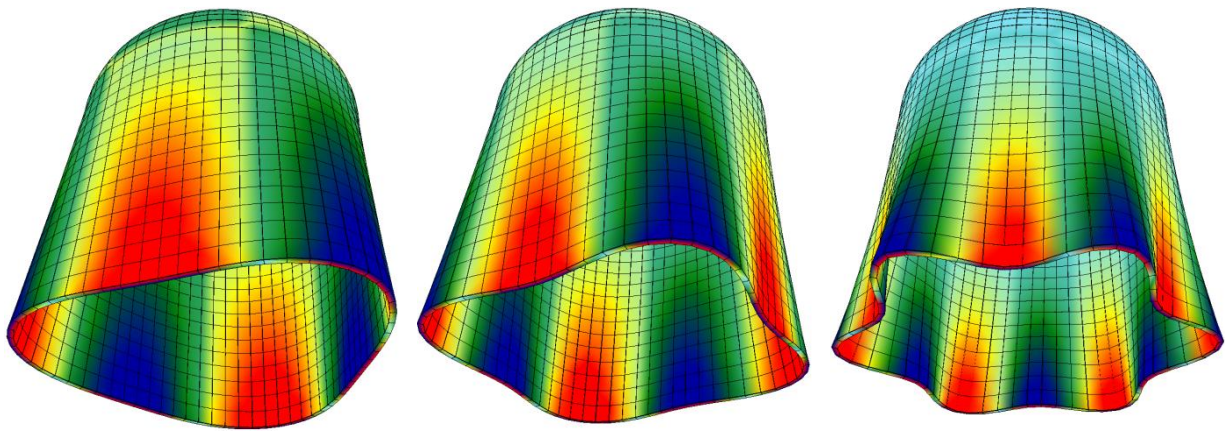


Abbildung 8-25: Berücksichtigte Beulformen in den Stabilitätsuntersuchungen

Die Berechnungen zeigen, dass kein Stabilitätsversagen für das Skirt aus den angesetzten Imperfektionen resultiert. Die aus den Imperfektionen resultierenden Biegebeanspruchungen führen im Skirt zu Bewehrungsgraden, die bautechnisch gut umgesetzt werden können.

8.7 Zusammenfassung

Im Rahmen des Arbeitspakts LUH 5 wurde ein Suction Bucket in Betonbauweise entwickelt. Das Suction Bucket wurde als Teil einer 4-beinigen Jacket-Gründung einer Offshore Windenergieanlage entworfen.

Im Mittelpunkt der Arbeiten stand der Entwurf einer Suction Bucket Geometrie, die insbesondere das Tragverhalten des eingesetzten Materials optimal ausnutzt. In diesem Zuge wurden verschiedene Deckelformen für das Suction Bucket untersucht. Neben einer ausreichend steifen Platte wurden Kegel- und Kuppelformen sowie Mischformen, die sich aus der Kegel- und Kuppelform zusammensetzten, untersucht. Im Vergleich zu allen untersuchten Formen führten die Mischformen zu den geringsten Gesamtgewichten und Bewehrungsgraden. Auf dieser Grundlage konnte ein Suction Bucket mit einem Gesamtgewicht von rund 200 t entworfen werden.

Neben der Formfindung wurde ebenfalls die Installierbarkeit des Betonbuckets untersucht. Betonbuckets weisen durch ihre Bauweise deutlich größere Skirtdicken als Stahlbuckets auf. Hierdurch wird insbesondere die Installierbarkeit der Betonbuckets in Frage gestellt. Die Untersuchungen zeigten jedoch, dass trotz einer 5-fach größeren Skirtdicke im Vergleich zu der Stahlbauvariante die Installation bei einer nur geringfügig geringeren Einbindelänge möglich ist.

Das Suction Bucket wurde in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Ermüdung bemessen. Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit führten zu konstruktiv umsetzbaren Bewehrungsgehalten. Die Ermüdungsnachweise zeigten, dass der Deckel des Buckets zur Gewährleistung der Ermüdungstragfähigkeit vorgespannt werden muss. Die durchgeführten Untersuchungen zur

Beulstabilität des Suction Buckets während des Installationsprozesses zeigten eine ausreichende Tragfähigkeit.

In den Berechnungen wurde der Hohlraum zwischen dem Deckel des Suction Buckets und dem Meeresboden als unverfüllt angenommen und damit dementsprechend nicht gebettet. Eine Verfüllung würde sich zudem positiv auf das Tragwerk auswirken.

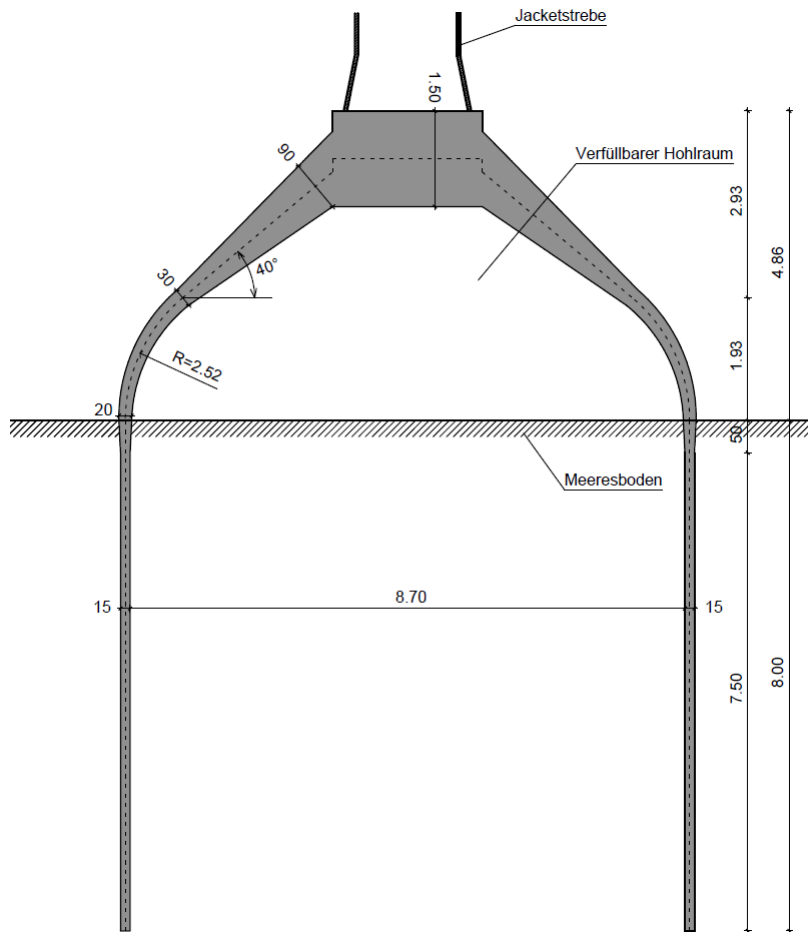


Abbildung 8-26: Entworfenes Suction Bucket in Betonbauweise

9 Literaturverzeichnis

Normen und Richtlinien

API (American Petroleum Institute) (2000). *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design*, Ausgabe 2000 und Änderung und Ergänzung Oktober 2010, RP 2A-WSD, American Petroleum Institute (API), Texas, USA

BSH (2012): *Standard Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen*. Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH), Hamburg, 2007, ergänzt durch „Anwendungshinweise für den Standard Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen“

DAST RiLi 020 (2008). *DAST - Richtlinie 020: Bemessung schlanker stählerner windbelasteter Kreiszyinderschalen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbau DAST, Stahlbau Verlags- und Service GmbH, Düsseldorf

DIBT (2012). *Richtlinie für Windenergieanlagen – Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung*. Deutsches Institut für Bautechnik, Reihe B, Heft 8.

DIN EN 1992-1-1 (2011). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN EN 1993-1-6 (2010). *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeuten – Teil 1-6: Festigkeit und Stabilität von Schalen*. CEN Comité Européen de Normalisation, Brüssel, April 2009

DIN EN 206-1 (2013). *Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*. CEN Europäisches Komitee für Normung

DIN EN 1992-1-1/NA (2011). *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DNV (Det Norske Veritas) (1992): *Classification Notes 30.4 Foundations*

DNV (Det Norske Veritas) (2013): *Offshore Standard DNV-OS J101 – Design of Offshore Wind Turbine Structures*.

DNV-OS-C 502 (2012). *Offshore Concrete Structures*. Det Norske Vertias AS, Høvik, Bærum, Norwegen.

DNV-RP-C208 (2013). *DNV-RP-C208: Determination of Structural Capacity by Non-linear FE analysis Methods*. Det Norske Veritas AS (DNV), Høvik, Norwegen, Juni 2013

EAU (2004). *Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen"*. Hafen und Wasserstraßen (EAU 2004), Ernst & Sohn, Deutschland, 2005

Artikel, Dissertationen...

Achmus, M. (2012): *Geotechnical design of foundation structures for offshore wind energy converters in the German North Sea*, Proc. International Symposium Coastal and Offshore Geotechnics (ISCOG 2012), November 16-18, Hangzhou, China

Achmus, M., & Abdel-Rahmen, K. (2005). *Zum Tragverhalten von Monopile- und Bucketgründungen*. Gigawind Symposium, Hannover.

Achmus, M., Akdag, C.T., Thieken, K. (2013a): *Load-bearing behavior of suction bucket foundations in sand*. Applied Ocean Research (43), pp. 157-165

Achmus, M., Kuo, Y.-S., Abdel-Rahman, K. (2009): *Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load*. Computers and Geotechnics (36), pp. 725-735

Achmus, M., Schröder, C. (2014): *Installation und Tragverhalten von Bucketgründungen für Offshorebauwerke*. Bautechnik 91 (2014), Issue 9, Ernst & Sohn Verlag, pp. 597-608

Achmus, M., Thieken, K. (2010): *On the behavior of piles in non-cohesive soil under combined horizontal and vertical loading*. Acta Geotechnica, Vol. 5, No. 3, pp. 199-210

Achmus, M., Thieken, K. (2014): *Numerical Simulation of the Tensile Resistance of Suction Buckets in Sand*. International Symposium of Offshore and Polar Engineering (ISOPE). (accepted)

Achmus, M., Thieken, K., Akdag, C.T., Schröder, C., Spohn, C. (2013b): *Load bearing behavior of bucket foundations in sand*. Proc. Computational Methods in Geomechanics (ComGeo III), Krakow/Poland

Achmus, M., Thieken, K., Lemke, K. (2014). *Evaluation of p-y Approaches for Large Diameter Monopiles in Sand*. In Proc. of the Twenty-fourth Intl. Ocean and Polar Engineering Conf., Busan, Korea, ISOPE 2014, 531-539

Albiker, J., Achmus, M. (2012): *Cyclic performance of horizontally loaded piles in layered subsoil*, 12th Baltic Sea Geotechnical Conference, Rostock, Germany, May 31 - June 2

Andersen, K.H., Jostad, H.P., Dyvik, R. (2008): *Penetration Resistance of Offshore Skirted Foundations and Anchors in Dense Sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, No. 134, pp. 106-116

Ansys (2011). *ANSYS, Inc. Documentation for Release 14.0*, SAS IP, Inc.

Ansys 15.0. (2013). *Ansys User's Manual*. Ansys Inc., USA.

Bell, R. W. (1991). *The Analysis of Offshore Foundations Subjected To Combined Loading*. Wolfson College, University of Oxford.

BModes V1.30 (2007). National Renewable Energy Laboratory, USA.

Brocard, M.J., Bruner, M.G. (1953). *Le béton précontraint matériau de construction aéronautique*. Technique et science aéronautique, Heft 5, Seiten 271-280.

- Bye, A., Erbrich, C., Rognlien, B. (1995). *Geotechnical Design of Bucket Foundations*. Offshore Technology Conference (OTC), Houston, USA, Paper OTC7793
- Byrne, B. B., & Houlsby, G. T. (2003). *Foundations for offshore wind turbines*. Philosophical Transactions of the Royal Society A Volume 361, S. 2909-2930.
- Byrne, B.W. (2000): *Investigations of suction caissons in dense sand*. Ph.D. thesis, University of Oxford
- Byrne, B.W., Houlsby, G.T. (2003): *Foundation for offshore wind turbines*. Phil. Trans. Royal Society London, A361, pp. 2909-2930
- Carrier, W.D. (2003): *Goodbye, Hazen, Hello, Kozeny-Carman*. J Geotech Geoenviron Eng 2003, 129(11), 1054-6.
- Clausen, C.-J. F., & Tjelta, T. I. (1996). *Offshore platforms supported by bucket foundations*. Proc. of the 15th Congress of IABSE, (S. 819-829). Copenhagen.
- Craig, R. R. (2000). *Coupling of Substructures for Dynamic Analyses: An Overview*. AIAA-2000-1573, Structural Dynamics, and Materials Conference and Exhibit.
- Ding, H., Li, Z., Lian, J., Zhang, P., & Huang, X. (2012). *Soil reinforcement experiment inside large-scale bucket foundation in muddy soil*. Transactions of Tianjin University , S. 168-172.
- Ding, H., Lian, J., Li, A., & Zhang, P. (2013). *One-Step-Installation of Offshore Wind Turbine on Large-Scale Bucket-Top-Bearing Bucket Foundation*. Transactions of Tianjin University, S. 188-194.
- Doherty, J.P., Deeks, A.J. (2003). *Elastic Response of Circular Footings Embedded in a Non-Homogeneous Half-Space*. Géotechnique 53, No. 8, 703–714.
- Doherty, J.P., Houlsby, G.T., und Deeks, A.J. (2005). *Stiffness of Flexible Caisson Foundations Embedded in Nonhomogeneous Elastic Soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering @ ASCE.
- Erbrich, C., Barbosa-Cruz, E., Barbour, R. (2011). *Soil-pile interaction during extrusion of an initially deformed pile*. Proc. of the Second Intl. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, Perth, Australien, ISFOG 2010, 489-494
- FAST V8.09 (2014), *Modularization Framework*. National Renewable Energy Laboratory, USA.
- Feld, T. (2001): *Suction buckets, a new innovative foundation concept, applied to offshore wind turbines*. Ph.D. thesis ATV project EF675, Aalborg University
- Foglia, A., Ibsen, L. B., Nielsen, S. K., Mikalauskas, L. (2013). *A preliminary Study on Bucket Foundations under Transient Lateral Loading*. In Proc. of the Twenty-third Intl. Offshore and Polar Engineering Conf., Anchorage, Alaska, USA, ISOPE 2013, 465-471
- Foglia, A., Ibsen, L.B., Nicolai, G. (2014): *Observations on bucket foundations under cyclic loading in dense saturated sands*. Proc. 8th Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics (ICPMG), Perth/Australia

Guttormsen, T. R., Eklund, T., & Sparrevik, P. (1997). *Installation and Retrieval of Suction Anchors*. Mooring & Anchoring. Aberdeen.

Hansen, M. (2012). *Vorlesungsunterlagen zum Modul "Sonderkonstruktionen im Massivbau"*. Institut für Massivbau, Hannover.

Hanssen, S. B., Giese, S., Bye, A., Athanasiu, C., Tistel, J. (2013). *Modeling of Lateral Soil Restraint for Buckling Analysis of Suction Caissons in Clay*. In Proc. of the Twenty-third Intl. Offshore and Polar Engineering Conf., Anchorage, Alaska, USA, ISOPE 2013, 448-452

Hochhaus, K.-H. (2012). *Errichterschiffe, ein neuer Schiffstyp für Offshore-Windparks im tiefen Wasser*. Schiffsbetriebstechnik Flensburg.

Hongyan, D., Jijian, L., Aidong, L. (2013). *One-Step-Installation of Offshore Wind Turbine on Large-Scale Bucket-Top-Bearing Bucket Foundation*. Trans. Tianjin University, Vol. 19, Seiten 188 – 194.

Houlsby, G. T., Byrne, B. W. (2005). *Design procedures for installation of suction caissons in sand*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering 158, Issue GE3, 135-144

Houlsby, G. T., Ibsen, L. B., & Byrne, B. W. (2005). *Suction caissons for wind turbines*. Frontiers in Offshore Geotechnics, (S. 75-93). Perth.

Houlsby, G. T., Kelly, R. B., Byrne, B. W. (2005). *The tensile capacity of suction caissons in sand under rapid loading*. Proc. International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG), Perth, Australia, Taylor & Francis Group, pp. 405-410

Houlsby, G.T., Byrne, B.W. (2000): *Suction caisson foundations for offshore wind turbines and anemometer masts*. Journal of Wind Engineering (24), pp. 249-255

Houlsby, G.T., Byrne, B.W. (2005): *Calculation procedures for installation of suction caissons in sand*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering (158), No. 3, pp. 135-144

Houlsby, G.T., Ibsen, L.B., Byrne, B.W. (2005): *Suction caissons for wind turbines*. Proceedings International Symposium on Frontiers in Geotechnics (ISFOG), Perth/Australia, pp. 75-94

Houlsby, G.T., Kelly, R.B., Huxtable, J., Byrne, B.W. (2006): *Field trials of suction caissons in sand for offshore wind turbine foundations*. Geotechnique 56 (1), pp. 3-10

Huurmann, M. (1996): *Development of traffic induced permanent strains in concrete block pavements*, Heron, Vol. 41, No. 1, pp. 29-52

Ibsen, L.B., Liingaard, M., Nielsen, S.A. (2005): *Bucket foundation, a status*. Proc. Copenhagen Offshore Wind 2005, Copenhagen/Denmark, pp. 26-28.

Ibsen, L.B., Thilsted, C.L. (2010): *Numerical study of piping limits for installation of large diameter buckets in layered sand*. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, pp. 921-926, Taylor & Francis Group, London

- Kelly, R.B., Byrne, B.W., Houlsby, G.T., Martin, C.M. (2004): *Tensile loading of model caisson foundation for structures on sand*. Proc. Int. Symposium of Offshore and Polar Engineering (ISOPE), pp. 638-641
- Koschinski, S., & Lüdemann, K. (2011). *Stand der Entwicklung schallminimierender Maßnahmen beim Bau von Offshore-Windenergieanlagen*. Studie im Auftrag vom Bundesamt für Naturschutz (BfN). Nehnten - Sepel.
- LeBlanc Bakmar, C. (2009). *The Monopod Bucket Foundation*. Hamburg, Offshore Wind 2009: DONG Energy Power.
- LeBlanc, C., Houlsby, G.T., Byrne, B.W. (2010): *Response of stiff piles in sand to long-term cyclic lateral loading*, Géotechnique, Vol. 60, Issue 2, pp. 79-90
- LeBlanc, C., Ibsen, L. B., Liingaard, M. (2009). *Buckling of large diameter bucket foundation during installation in sand*. In Dissertation Bakmar, Christian LeBlanc: Design of Offshore Wind Turbine Support Structures: Selected topics in the field of geotechnical engineering, Paper V, Aalborg University, 145-192
- Lesny, K. (2008). *Gründung von Offshore-Windenergieanlagen - Werkzeuge für Planung und Bemessung*. Witten: VGE Verlag GmbH.
- Little, R.L., Briaud, J.L. (1988): *Full scale cyclic lateral load tests on six single piles in sand*. Miscellaneous paper GL-88-27, Texas: Geotechnical Division, Texas A&M University
- Lohaus, L., Petersen, L., Griesse, R., & Anders, S. (2011). *Beton im Kraftwerksbau*. In K. Bergmeister, F. Fingerloos, & J.-D. Wörner, Beton-Kalender 2011: Kraftwerke, Faserbeton (S. 433-516). Berlin: Ernst & Sohn.
- Long, J.H., Vanneste, G. (1994): *Effect of cyclic lateral loads on piles in sand*, Journal of the Geotechnical Engineering Division (ASCE), 120 (1) 1994, pp. 33-42
- Madsen, S., Andersen, L. V., & Ibsen, L. B. (2012). *Instability during Installation of Foundations for Offshore Structures*. 16th Nordic Geotechnical Meeting, Copenhagen.
- Madsen, S., Andersen, L. V., Ibsen, L. B. (2011). *Buckling Analysis of Bucket Foundations for Wind Turbines in Deep Water*. In Proc. of the Thirteenth Intl. Conf. on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, Kreta, Griechenland, 1286-1299
- Madsen, S., Andersen, L. V., Ibsen, L. B. (2012). *Buckling of Bucket Foundations – Sensitivity to Shape Imperfections during Installation*. In Proc. of the Twenty-second Intl. Offshore and Polar Engineering Conf., Rhodos, Griechenland, ISOPE, 166-170
- Manoliu, I., Dimitriu, D.V., Radulescu, N., Dobrecu, G.H. (1985): *Load-deformation characteristics of drilled piers*. Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, San Francisco, pp. 1553-1558
- Mayer, T. (2014). Abgerufen am 05. 11 2014 von http://sensortec.de/images/pdf/Datenblatt_Multiringelektrode_de.pdf
- Meyer, B. J., Reese, L. C. (1979). *Analysis of Single Piles Under Lateral Loading*. Research Report 244-1, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin

- Mörchen, G. F.-J. (2015). Abgerufen am 06. 01 2015 von <http://www.ptm.net/index.php?s=georadar>
- Nezhentseva, A., Andersen, L.V., Ibsen, L.B., Sorensen, E.V. (2011). *Structural Optimization of an Offshore Wind Turbines Transition Pieces for Bucket Foundations*. PO. 175, Aalborg University, Denmark.
- Nezhentseva, A., Andersen, T.L., Andersen, L.V., Ibsen, L.B. (2012): *Wave Forces on Transition Pieces for Bucket Foundations for Offshore Wind Turbines*. DCE Technical Memorandum No. 28, Aalborg University, Denmark.
- Ngo-Tran, C. L. (1996). *The Analysis of Offshore Foundations Subjected To Combined Loading*. University of Oxford.
- Niemunis, A., Wichtmann, T., Triantafyllidis, T. (2004): *Explicit accumulation model for cyclic loading*. In: Proceedings of the Int. Conf. On Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, ed. T. Triantafyllidis, Balkema
- Overdick. (2012). *Suction-Bucket-Gründungen als innovatives und montageschall-reduzierendes Konzept für Offshore-Windenergieanlagen - Entwurfsgrundlagen*.
- Pinna, R., Martin, C. M., Ronalds, B. F. (2001). *Guidance for Design of Suction Caissons Against Buckling during Installation in Clay Soils*. In Proc. of the Eleventh Intl. Offshore and Polar Engineering Conf., Stavanger, Norwegen, ISOPE, 662-668
- Pinna, R., Ronalds, B. F. (2000). *Hydrostatic buckling of shells with various boundary conditions*. Journal of Constructional Steel Research 56, 1-16
- Pinna, R., Ronalds, B. F. (2003). *Buckling and postbuckling of cylindrical shells with one end pinned and the other end free*. Thin Walled Structures 41, 507-527
- Remer, U. (2014). Abgerufen am 05. 11 2014 von <http://www.2e-mechatronic.de/produkte/sensorik/kapazitiver-360-neigungssensor.html>
- Rotter, J. M., Teng, J.-G. (1989). *Elastic Stability of Cylindrical Shells with Weld Depressions*. Journal of Structural Engineering 115, 1244-1263.
- Schakenda, B., Nielsen, S. A., & Ibsen, L. B. (2007). Patentnr. US 2011/0200399 A1. USA.
- Schaumann, P., Gottschalk, M. (2013). *Numerically based assessment of suction bucket foundation shells*, in Proceedings of Shell Structures: Theory and Applications (SSTA), Vol. 3, Gdansk, Poland, October 16-18 2013, 559-562
- Schaumann, P., Gottschalk, M. (2014). *Beullastberechnung von Suction Buckets für Offshore-Windenergieanlagen*, in: Deutscher Ausschuss für Stahlbau (Hrsg.): 19. DAST-Forschungskolloquium in Hannover, Frehner Consulting, Füssen, 86-90
- Schmelzer, G. (2014). Abgerufen am 01. 11 2014 von <http://www.a-schmelzer.de/bilder/Stahlpreisindex.pdf>
- Senders, M. (2008): *Suction caissons in sand as tripod foundations for offshore wind turbines*. PhD thesis, University of Western Australia, Perth/Australia

- Senders, M., Randolph, M. F. (2009): *CPT-Based Method for the Installation of Suction Caissons in Sand*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 135, pp 14-25
- Seuss, B. (2014). Abgerufen am 05. 11 2014 von <http://www.bs2-sicherheitssysteme.de/de/unternehmen/referenzen>
- Sturm, H., Andersen, K.H., Langford, T., Saue, M. (2012): *An introduction to the NGI cyclic accumulation approach in the foundation design of OWTs*, 12th Baltic Sea Geotechnical Conference, Rostock/Germany, 31 May – 2 June
- Terzaghi, K., Peck, R. (1961): *Die Bodenmechanik in der Baupraxis*. Springer Verlag.
- Thieken, K., Achmus, M., Schröder, C. (2014): *On the behavior of suction buckets in sand under tensile loads*. Computers and Geotechnics 60, pp. 88-100
- Tran, M.N., Randolph, M.F., Airey, D.W. (2005). *Study of Seepage Flow and Sand Plug Loosening in Installation of Suction Caissons in Sand*. Proceedings of The Fifteenth International Offshore and Polar Engineering Conference, Seoul, Korea, June 19-24.
- TurbSim V1.21 (2012). National Renewable Energy Laboratory, USA.
- Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, T. (2009): *Die an den Fundamenten rütteln*. Ingenieure prognostizieren Langzeitverformungen bei Offshore-Windenergieanlagen. RUBIN. Wissenschaftsmagazin der Ruhr-Universität Bochum, Sonderheft 2009 (Sonderforschungsbereich SFB 398), S. 14-21
- Wolf, J. P. (1994). *Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Wolf, J. P. (1995). *Feder-Dämpfer-Massen-Modelle: Berechnung der Baugrund-Bauwerk-Interaktion in der Praxis bei dynamisch belastetem Baugrund*. Schweizer Ingenieur und Architekt, 113 (Heft 22), 518–525.
- Zhang, P., Ding, H., Le, C. (2013a). *Hydrodynamic motion of a large prestressed concrete bucket foundation for offshore wind turbines*. Journal of Renewable and Sustainable Energy, Vol. 5, Seiten 063126-1 – 063126-8.
- Zhang, P., Ding, H., Le, C., Huang, X. (2013b). *Motion analysis on integrated transportation technique for offshore wind turbines*. Journal of Renewable and Sustainable Energy, Vol. 5, Seiten 053117-1 – 053117-15.
- Zhang, P., Ding, H., Zhai, S., & Xiong, K. (2013). *Test on muddy soil reinforcement by negative pressure and electro-osmosis inside cover-bearing-type bucket foundation for offshore wind turbines*. Transactions of Tianjin University, S. 10-16.
- Zhu, B., Byrne, B.W., Houlsby, G.T. (2013): *Long-term lateral cyclic response of suction caisson foundations in sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139 (1), pp. 73-83
- Zhu, B., Kong, D.Q., Tong, J.G., Kong, L.G., Chen, R.P. (2011): *Model tests on penetration and pullout of suction caissons in silt*. Chinese Journal of Geotechnical Engineering 33 (7), pp. 1045-1053