



Diplomarbeit

Gründungen von Windkraftanlagen

Systeme und deren Bemessung

von

Frank Caselowsky

Eingereicht am 09.07.2008

Studiengang Bauingenieurwesen

Hochschule Neubrandenburg

1. Prüfer: Prof. Dr.-Ing. K. Mallwitz

2. Prüfer: Prof. Dr.-Ing. O. Beilke

urn:nbn:de:gbv:519-thesis2008-0116-3

Prüfungsrechtliche Erklärung

Ich versichere, dass ich die Arbeit selbständig verfasst, nicht anderweitig für Prüfungszwecke vorgelegt, alle benutzten Quellen und Hilfsmittel angegeben sowie wörtliche und sinngemäße Zitate als solche gekennzeichnet habe.

Plagiarism Declaration in Accordance with Examination Rules

I herewith declare that I worked on this thesis independently. Furthermore, it was not submitted to any other examining committee. All sources and aids used in this thesis, including literal and analogous citations, have been identified.

Unterschrift / Signature

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1 Einleitung.....	1
2 Einteilung von Windkraftanlagen nach ihrem Standort.....	3
3 Komponenten einer Windkraftanlage	4
3.1 Rotor.....	4
3.2 Gondel	4
3.3 Turm.....	5
3.4 Fundament	5
4 Gründungsvarianten von Windkraftanlagen.....	6
4.1 Onshore-Windkraftanlagen.....	6
4.1.1 Schwergewichtsgründung.....	6
4.1.2 Pfahlgründung (Monopile).....	7
4.1.3 Pfahlgruppen	7
4.1.4 Kombinierte Pfahl- Plattengründung.....	8
4.1.5 Bohrrammsäule	9
4.2 Offshore-Windkraftanlagen	10
4.2.1 Monopile.....	11
4.2.2 Tripod.....	12
4.2.3 Jacket	13
4.2.4 Saugpfahl (Suction-Bucket-Gründung).....	14
4.2.5 Schwergewichtsgründung.....	16
4.2.6 Schwimmende Fundamente	17
4.2.6.1 Arcadis-Konzept	18
4.2.6.2 Hywind-Konzept	18
4.2.6.3 Henderson-Konzept.....	19
4.2.6.4 Sway-Konzept.....	19
4.2.6.5 Ritec-Industries-Konzept.....	20
4.2.6.6 Kusan-Konzept.....	20
5 Einwirkungen auf eine Windkraftanlage und deren Bemessung.....	22
5.1 Eigengewicht	23
5.2 Windbelastung	23
5.2.1.1 Normalwindprofilmodell (NWP).....	29
5.2.1.2 Normalwindturbulentmodell (NTM).....	30
5.2.1.3 Extremes Windgeschwindigkeitsmodell (EWM).....	30
5.2.1.4 Extreme Betriebsbö (EOG).....	30
5.2.1.5 Extreme Windrichtungsänderung (EDC).....	31

5.2.1.6	Extreme kohärente Bö (ECG)	32
5.2.1.7	Extreme kohärente Bö mit Richtungsänderung (ECD)	32
5.2.1.8	Extremer Windgradient (EWS)	33
5.3	Temperatur	34
5.4	Eislast	35
5.5	Erdbeben	37
5.6	Wellen und Strömungen	38
5.7	Kolkung	41
5.8	Verflüssigung	43
5.9	Eisgang	44
5.10	Schiffskollision	49
5.11	Gesamtdynamische Berechnung	51
6	Bemessungsansätze der Gründung	55
6.1	Flachgründung (Schwergewichtsgründung)	55
6.1.1	Kippen	55
6.1.2	Grundbruch	56
6.1.3	Gleiten	61
6.1.4	Auftrieb	62
6.1.5	Setzungen	63
6.2	Pfahlgründungen	65
6.2.1	Inneres Tragverhalten	65
6.2.2	Äußeres Tragverhalten	65
6.2.2.1	Axiale Pfahlwiderstände	66
6.2.2.2	Horizontal belastete Pfähle	73
6.2.2.3	Maximale Bettungsspannung in nichtbindigem Boden	74
6.2.2.4	Maximale Bettungsspannung in weichem, bindigen Boden	78
6.2.2.5	Maximale Bettungsspannung in steifem, bindigen Boden	80
6.2.2.6	Bettungsspannung in Abhängigkeit von der Horizontalen Pfahlverformung	80
6.3	Pfahlgruppen	83
6.4	Saugrohrgründung	88
7	Erfahrungen mit Windkraftanlagen	91
8	Bemessungsbeispiel	94
9	Schlussfolgerung und Zusammenfassung	96
	Quellenverzeichnis	97

Abbildungsverzeichnis

	Seite
Abb. 1: Primärenergieverbrauch 2006, davon aus erneuerbarer Energie [1].....	1
Abb. 2: Komponenten einer WKA [2].....	4
Abb. 3: Lastabtragungsprinzip [4].....	6
Abb. 4: Beispiel einer Schwergewichtsgründung [5]	6
Abb. 5: Pfahlgründung mit Frankipfahl [6]	7
Abb. 6: Pfahlgründung mit Frankipfahl [6]	7
Abb. 7: Lastabtragungsprinzip [4].....	8
Abb. 8: Kombinierte Pfahl-Plattengründung als geotechnische Verbundkonstruktion mit den das Tragverhalten prägenden Interaktionseinflüssen [7]	9
Abb. 9: Schnitt durch eine Gründung im Windpark Katzenberg [8].....	10
Abb. 10: Gründungsvarianten von Offshore-Windkraftanlagen [9].....	10
Abb. 11: Monopile-Gründung [10].....	11
Abb. 12: Monopile-Gründung mit Abspannseilen [10].....	11
Abb. 13: Übergang Gründung/Turm [11]	12
Abb. 14: Beispiel einer Tripod-Gründung [10]	13
Abb. 15: Beispiel einer Jacket- Gründung [10].....	14
Abb. 16: Installation einer Saugrohrgründung [13].....	15
Abb. 17: Saugrohrgründungsvarianten [12].....	15
Abb. 18: Beispiel Schwergewichtsgründung [10].....	16
Abb. 19: einzelne Teile eines Elementes OBS [13].....	17
Abb. 20: zusammengefügtes Gesamtsystem OBS [13]	17
Abb. 21: Arcadis-Konzept [14]	18
Abb. 22: Hywind-Konzept [15].....	19
Abb. 23 Henderson-Konzept Variante 1 [16].....	19
Abb. 24: Henderson-Konzept Variante 2 [16].....	19
Abb. 25: Sway-Konzept [17].....	20
Abb. 26: Ritec-Industries-Konzept [18].....	20
Abb. 27: Kusan- Konzept [19]	21
Abb. 28: Einwirkungen auf eine Offshore- Windkraftanlage [20].....	22
Abb. 29: Schematische Darstellung der Belastung mit turbulenten Windfeld [24]	24

Abb. 30: Summenhäufigkeitsverteilung der Rayleigh Verteilung für die mittleren Windgeschwindigkeiten der WEA-Klassen [24].....	29
Abb. 31: C_D -Werte von Pfahlquerschnitten mit stabilen Ablösepunkten[28].....	40
Abb. 32: Angaben für eine Pfahlgruppe [28]	41
Abb. 33: Strömungsbild und Kolke an einem zylindrischen Pfahl[34].....	41
Abb. 34: Kolke an einem Monopile [35]	42
Abb. 35: Kolksicherung an einem Monopile [36].....	42
Abb. 36: Auflockerungszonen durch Bodenverflüssigung bei verschiedenen Pfahllängen [20].....	43
Abb. 37: Schubbruch [39]	46
Abb. 38: horizontaler Spaltbruch [39]	47
Abb. 39: Kollisionsmodell: Berücksichtigte Randbedingungen und Ausgaben [41].....	50
Abb. 40: Bewertung der Kollisionssimulation [41].....	51
Abb. 41: Anregende Kräfte und Schwingungsfreiheitsgrade einer WKA [42].....	52
Abb. 42: Beispiel eines Campbell-Diagrammes [24]	53
Abb. 43: Beispiel für den Einfluss der Bodendrehfeder auf die Eigenfrequenz des Turmes [24].....	53
Abb. 44: Schematische Darstellung des Vorgehens bei der gesamtdynamischen Berechnung a)und bei dem vereinfachten Verfahren b) [24].....	54
Abb. 45: Grundriss rechteckiges Fundament; Bezeichnungen zweiachsiger Ausmittigkeit [22]	56
Abb. 46: Faktor α zur Berechnung der Pfahlmantelreibung in Abhängigkeit des Verhältnisses ψ [2]	69
Abb. 47: Aktivierte Pfahlmantelreibung nach API [47].....	72
Abb. 48: Bettungsmodulverfahren, Längsschnitt (links), Querschnitt (rechts) [2].....	73
Abb. 49: Spannungsverteilung auf den Pfahl [2]	74
Abb. 50: Faktoren C in Abhängigkeit vom Reibungswinkel φ [2]	75
Abb. 51: Bruchkörper zur Ermittlung der maximalen Bettungsspannung im oberen Pfahlbereich [2].....	76
Abb. 52: Bruchkörper zur Ermittlung der maximalen Bettungsspannung im unteren Pfahlbereich [2].....	77
Abb. 53: Bruchkörper zur Ermittlung der Bettungsspannung im oberen Pfahlbereich [2]	79

Abb. 54: Bruchkörper zur Ermittlung der Bettungsspannung im unteren Pfahlbereich [2]	79
Abb. 55: p-y-Kurve für einen Pfahl in weichem, bindigen Boden bei statischer Horizontalbelastung [47]	81
Abb. 56: Anfangsmodul der Untergrundreaktion k als Funktion des Reibungswinkels φ [37]	83
Abb. 57: Nomogramme zur Bestimmung der mittleren Setzung einer Bohrpfahlgruppe [51]	84
Abb. 58: Nomogramme zur Berücksichtigung des Einflusses der Gruppengröße zur Bestimmung der mittleren Setzung einer Pfahlgruppe für $a/d = 0,36$ [51]	85
Abb. 59: Nomogramme zur Bestimmung der Verdrehung infolge Momenteneinwirkung [51]	85
Abb. 60: Nomogramme zur Berücksichtigung der Gruppenwirkung bei Bohrpfahlgruppen [51]	87
Abb. 61: Nomogramme über den Einfluss der Gruppengröße auf die Gruppenwirkung [51]	87
Abb. 62: Tragverhalten im Endzustand [12]	88
Abb. 63: Saugrohrgründung mit Hexafix Strebenstruktur [12]	89
Abb. 64: Bemessung der Saugrohrgründung für das Hexafix als Schwergewichtsfundament (Saugnapf-links, oder als Pfahl rechts[12]	90
Abb. 65: Altersverteilung der im WMEP beobachteten WKA [52]	91
Abb. 66: technische Verfügbarkeit der WKA im WMEP [52]	91
Abb. 67: Anteile der betroffenen Hauptkomponenten an der Gesamtzahl der Schäden [52]	92

Tabellenverzeichnis

	Seite
Tabelle 1: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen nach DIN 1054-4 [22]	23
Tabelle 2: Einteilung in Windzonen [22]	24
Tabelle 3: Geländekategorien nach DIN 1055-4 [21]	25
Tabelle 4: Kombination von Lastfällen und Temperatur [25]	28
Tabelle 5: Kombination von Lastfällen und Temperatur	35
Tabelle 6: Lineare Wellentheorie. Physikalische Beziehungen [27]	39
Tabelle 7: Ansätze zur Abschätzung der Kolk­tiefe an Pfählen, gleichmäßige Strömung für $h = 30\text{m}$, $D = 6\text{m}$, $U_c = 0,5\text{m/s}$, $U_{cr} = 1,0\text{m/s}$ [33]	42
Tabelle 8: Eisdruckwerte für verschiedene Querschnittsformen [27]	47
Tabelle 9: Faktor ρ für die Berechnung der Risslänge [36]	48
Tabelle 10: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen nach DIN 1054-4 [22])	57
Tabelle 11: Formbeiwerte nach DIN 4017 [43]	59
Tabelle 12: Geländeneigungsbeiwerte nach DIN 4017 [43], β Geländeneigung	60
Tabelle 13: Sohlneigungsbeiwerte nach DIN 4017 [43], α Sohlneigungswinkel	60
Tabelle 14: Streuungsfaktor zur Berücksichtigung von Anzahl und Streuung der Ergebnisse von Pfahlprobebelastungen [22]	67
Tabelle 15: Tragfähigkeitsbeiwert und Wandreibungswinkel nach API(2000) [46]	70
Tabelle 16: Beispiele von Messstationen	93
Tabelle 17: Zusammenstellung der erforderlichen Bodenkennwerte	94

Symbolverzeichnis

A	für Kraftübertragung maßgebende Sohlfläche
A_b	Pfahlfußfläche
A_k	Auftriebskraft
A_s	eingebettete Pfahlmantelfläche
$A_{s,i}$	Pfahlmantelfläche in der Schicht i
A_{lokal}	Fläche über die der lokale Eisdruck aufgebracht wird
A_{Pfahl}	Pfahlquerschnittsfläche
A_{ref}	Bezugsfläche für den Kraftbeiwert
A_v	Zusatzlast
C	Skalierungsparameter der Weibull-Funktion
C_1, C_2, C_3	Beiwerte in Abhängigkeit von φ'
C_D	Widerstandsbeiwert des Strömungsdrucks
C_M	Widerstandsbeiwert der Strömungsbeschleunigung
D	Rotordurchmesser
E	Elastizitätsmodul des Pfahlmaterials
E_m	mittlerer Zusammendrückungsmodul für die maßgebende Schicht
E_k	kinetische Energie
$E_{p,d}$	Bemessungswert des Erdwiderstandes parallel zur Sohlfläche an der Stirnseite des Fundaments
F	Querschnittsfläche des umströmten Pfahles im betrachteten Bereich in Strömungsrichtung
F_w	statische Ersatzlast für die Gesamtwindkraft
G	Böenreaktionsfaktor
$G_{k,sst}$	Eigengewicht des Fundamentes

$I_v(z_{eff})$	Turbulenzintensität
J	empirischer Korrekturwert aus Feldversuchen
K	Erddruckbeiwert
K_0	Erdruhedruckbeiwert
K_a	aktiver Erddruckbeiwert nach Rankine
$L_{Riß}$	Risslänge des Eises
M	generalisierte Masse
N	Anzahl der Pfähle
N_d	Bemessungswert der Beanspruchung senkrecht zur Fundamentsohle
N_q	Tragfähigkeitsbeiwert
P_0	Eislast
$P_n(\vartheta_n)$	Wellenlast eines Einzelpfahls n unter Berücksichtigung des Phasenwinkels $\vartheta = k \cdot x_n - \omega \cdot t$
Q	mobilisierter Pfahlfußwiderstand
Q_0	quasi- statischer Anteil (Böengrundanteil) der Böenreaktion
Q_k	ungünstig wirkende Kraft
Q_p	maximaler Pfahlfußwiderstand
R	Rotorradius
$R_{1m,min}$	kleinster Einzelwert der Pfahlprobelastung
$R_{b,k}$	charakteristischer Pfahlfußwiderstand
R_k	charakteristischer Pfahlwiderstand
$R_{n,d}$	Bemessungswert des Grundbruchwiderstandes
$R_{s,k}$	charakteristischer Pfahlmantelwiderstand
$R_{t,d}$	Bemessungswert des Gleitwiderstandes

R_x	Resonanzanteil der Antwort infolge der Böenreaktion
S	Kolktiefe
T	Dauer der extremen Windrichtungsänderung
T_d	Bemessungswert der Beanspruchung parallel zur Fundamentsohlfläche
U_c	mittlere Strömungsgeschwindigkeit
U_{cr}	kritische Strömungsgeschwindigkeit
$V_{(z)}$	Windgeschwindigkeit in der Höhe z
V_{ave}	Jahresmittel der Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe
V_{cg}	Extremwert der Windgeschwindigkeitsamplitude des kohärenten Böenverlaufs über die gesamte vom Rotor überstrichene Fläche
V_{gustN}	Maximalwert der Windgeschwindigkeit der extremen Betriebsbö, mit einem zu erwartenden Wiederkehrzeitraum von N Jahren
V_{hub}	10-min-Mittelwert der Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe
V_{in}	Einschaltgeschwindigkeit
V_{out}	Abschaltgeschwindigkeit
V_{ref}	Bezugsgeschwindigkeit
X	Tiefe unter Bodenoberfläche
X_R	Übertragungstiefe
a'	rechnerische Fundamentlänge
b	Breite des Fundamentes
b'	rechnerische Fundamentbreite
c	Kontaktbeiwert
c	Kohäsion des Bodens
c_f	aerodynamischer Kraftbeiwert

c'_k	charakteristischer Wert der Kohäsion des Bodens in der Bruchfläche durch den Boden
c_{\max}	maximale Blatttiefe
c_{\min}	linear aus der Blattkontur extrapolierte Blatttiefe an der Blattspitze
$c_u(z)$	undrÄnierte Scherfestigkeit des Bodens in der Tiefe z
c_u	undrÄnierte Scherfestigkeit am PfahlfuÙ
\bar{c}_u	über die EinbindelÄnge gemittelte, undrÄnierte Scherfestigkeit
$c_{u,k}$	charakteristischer Wert der Scherfestigkeit des undrÄnierten Bodens
d	Breite des Bauwerkes
d	Gründungstiefe
f	Setzungsbeiwert
$f_{0,1}$	erste Eigenfrequenz des Turmes
f_{Eis}	Frequenz der Eisbelastung
f_n	Eigenfrequenz der Konstruktion
f_R	max. Drehfrequenz des Rotors im Betrieb
$f_{R,m}$	Durchgangsfrequenz der m RotorblÄtter
g	Spitzenfaktor
g	Erdbeschleunigung
h	Dicke des Eises
h_c	charakteristische Dicke des Eises
i_b	für den Einfluss der Breite
i_d	für den Einfluss der Tiefe
i_c	für den Einfluss der Kohäsion
k	Formparameter der Weibull-Funktion
k	$0,00675 + 0,3 \exp(-0,3R / R_1)$

k	Kontaktbeiwert
k_s	Anfangswert des Bettungsmoduls
m	Formbeiwert
m_{Schiff}	Masse des Schiffes
m_{Wasser}	Masse des umgebenen Wassers
p	Luftdichte
p_D	Strömungsdruckkraft infolge des Strömungswiderstandes je Längeneinheit des Pfahles
p_M	Trägheitskraft infolge der instationären Wellenbewegung je Längeneinheit des Pfahles
$p_u(z)$	maximale Bettungsspannung
p_u	Maximalwert der Bettungsspannung bei statischer Belastung in der Tiefe z
q_b	Pfahlspitzenwiderstand
$q_{b,k}$	charakteristischer Wert des Pfahlspitzenwiderstandes
$q_m(z_e)$	mittlerer Geschwindigkeitsdruck in Höhe z_e über Gelände
\bar{q}_s	über die Einbindelänge gemittelte Pfahlmantelreibung
$q_{s,k,i}$	charakteristischer Wert der Pfahlmantelreibung in der Schicht i
$q_{s,\max}$	Maximalwert der Pfahlmantelreibung q_s
s	Gesamtsetzung der Eck-oder Randpunkte
s_m	Setzungsanteil infolge mittiger Belastung
s_x	Setzungsanteil aus dem Moment $M_y = V \cdot e_x$
s_y	Setzungsanteil aus dem Moment $M_x = V \cdot e_y$
u	horizontale Komponente der Geschwindigkeit der Wasserteilchen am betrachteten Pfahlort

v_{Eis}	Geschwindigkeit des Eises
v_m	mittlere Windgeschwindigkeit
x_n	Abstand des Pfahls n von der y-z Ebene
y	horizontale Pfahlverschiebung in der Tiefe z
z	Axialverschiebung
z	Höhe über Geländeoberfläche
Δz	zur Aktivierung von $q_{s,max}$ erforderliche Verschiebung zwischen Pfahl und Baugrund
z_e	effektive Höhe
z_{hub}	Nabenhöhe über Grund
Λ_1	Turbulenzlängenparameter
α	Höhenexponent
α	Ausbreitungswinkel des räumlichen passiven Erdkeils
β	Beiwert
γ	wirksame Wichte
γ_1	Wichte des Bodens oberhalb der Gründungssohle
γ_2	Wichte des Bodens unterhalb der Gründungssohle
$\gamma_{G,dst}$	Teilsicherheitsbeiwert
$\gamma_{G,sst}$	Teilsicherheitsbeiwert
$\gamma_{Q,dst}$	Teilsicherheitsbeiwert
γ_w	Wichte des Wassers
δ	log. Dämpfungsdekrement
δ	Wandreibungswinkel
$\delta_{S,k}$	charakteristischer Wert des Sohlreibungswinkels
ε_c :	Dehnung bei der Hälfte der maximalen Spannung in einem undrännierten

η_M	Faktor für die Höhe der Momenteneinwirkung
$\theta_{1\text{year min/ max}}$	extreme Temperatur mit 1 Jahr Wiederkehrperiode
θ_{eN}	extreme Windrichtungsänderung mit einem Wiederkehrzeitraum von N Jahren
$\theta_{\text{mean, year}}$	mittlere Temperatur am Standort
$\theta_{\text{min/ max, operation}}$	extreme Temperatur für den Betrieb der Anlage
λ	Beiwert
λ_b	für den Einfluss der Breite
λ_d	für den Einfluss der Tiefe
λ_c	für den Einfluss der Kohäsion
μ_E	Massenbelegung auf der Vorderkante des Rotorblattes bei halbem Radius
ν_b	für den Einfluss der Breite
ν_d	für den Einfluss der Tiefe
ν_c	für den Einfluss der Kohäsion
ξ	Streuungsfaktor
ξ_b	für den Einfluss der Breite
ξ_d	für den Einfluss der Tiefe
ξ_c	für den Einfluss der Kohäsion
ρ_E	Dichte des Eises 700 kg/m ³
$\frac{\partial u}{\partial t}$	horizontale Komponente der Beschleunigung der Wasserteilchen am betrachteten Pfahlort
ϑ_a	Gleitfläche für aktiven Erddruck
σ_1	Standardabweichung
σ_0	mittlerer Sohldruck unter dem Fundament

$\sigma_{0,c}$	charakteristische Druckfestigkeit des Eises
$\sigma_{0,c,lokal}$	charakteristische lokale Eisdruckfestigkeit
σ_c	Druckfestigkeit der Eisdecke
σ'_c	Vorbelastung des Bodens
σ_f	Biegefestigkeit des Eises
σ'_v	wirksame Vertikalspannung
$\bar{\sigma}_v$	über die Einbindelänge gemittelte, wirksame Vertikalspannung
$\sigma'_v(z)$	wirksame Vertikalspannung in der Tiefe z
σ'_z	vorhandene wirksame Vertikalspannung
φ'_k	charakteristischer Wert des Reibungswinkels des Bodens in der Bruchfläche durch den Boden

Anlageverzeichnis

Anlage 1 Baugrunddaten, Geotechnische Bemessung einer Gründung

Anlage 2 Geotechnische Bemessung einer Gründung

1 Einleitung

Seit einigen Jahren setzt die Bundesregierung zur Energiegewinnung immer mehr auf erneuerbare Energien und dieser Trend wird in Zukunft weiter anhalten. Gründe sind zum einen der Klimaschutz, mit Reduzierung der CO₂-Emissionen und zum anderen werden in naher Zukunft die fossilen Brennstoffe zur Neige gehen und stehen dann der Energiegewinnung nicht mehr zur Verfügung. Zusätzlich wird der Energiebedarf durch das Bevölkerungswachstum weltweit weiter stark ansteigen. Energiegewinnung durch nukleare Brennstoffe hat den Nachteil, dass es momentan noch keine bekannte Technologie gibt, um sie in ökologisch unbedenklicher Form umzuwandeln. Es besteht immer ein hohes Betriebsrisiko von Kernkraftwerken und Atommüllendlagern durch Freisetzung von radioaktiver Strahlung (z.B. Tschernobyl). Als Alternative müssen deshalb die erneuerbaren Energien noch weiter und besser genutzt werden. 2006 hatten die erneuerbaren Energien in der Bundesrepublik Deutschland einen Anteil von 5,9% des Primärenergieverbrauches (Abb.1). Bis 2020 will die Bundesregierung diesen Anteil auf 14% erhöhen.

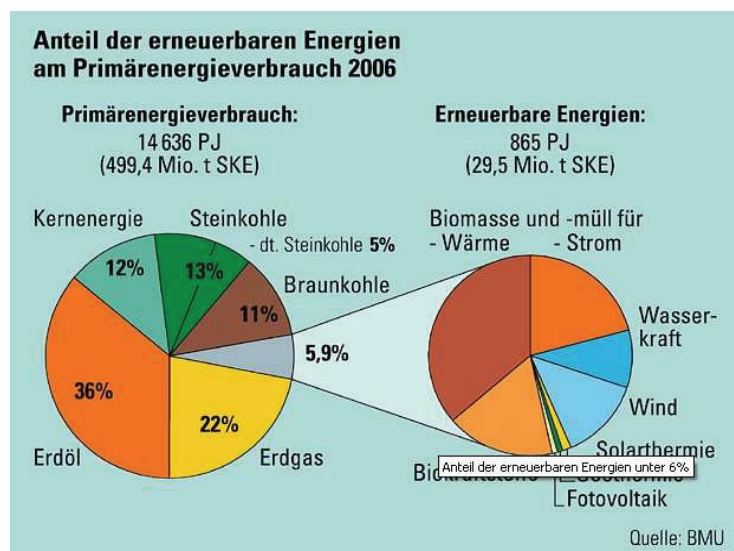


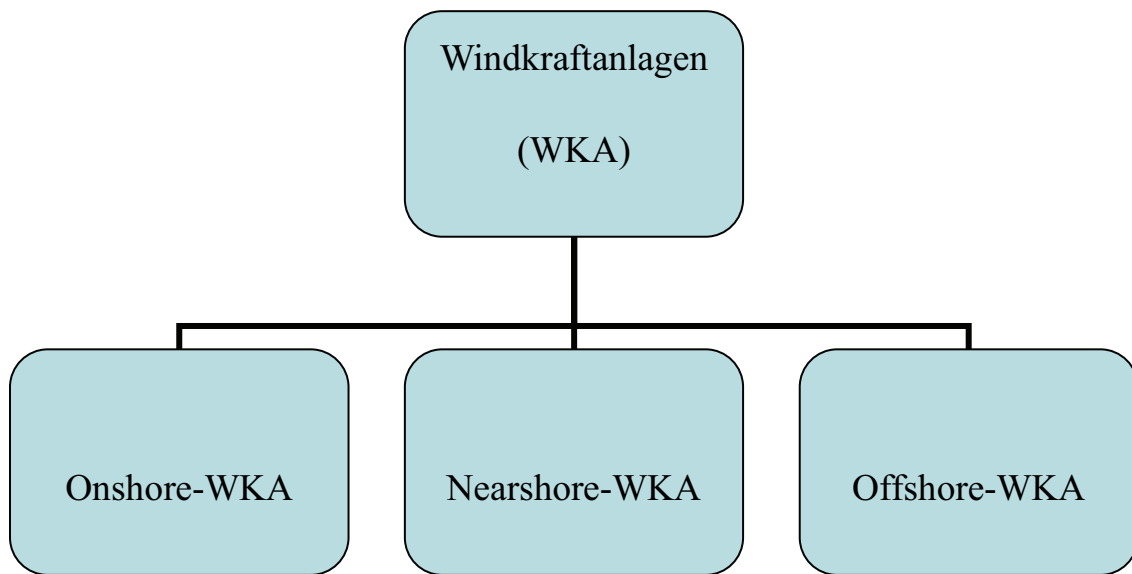
Abb. 1: Primärenergieverbrauch 2006, davon aus erneuerbarer Energie [1]

Ein wichtiger Faktor bei der Energiegewinnung ist dabei die Windenergie. Es werden immer leistungsfähigere Windkraftanlagen hergestellt. Die Standorte sind im Binnenland allerdings begrenzt. Nicht überall sind die Windverhältnisse so, dass sich die Energiegewinnung durch Windkraftanlagen wirtschaftlich rentiert, zudem grenzen gesetzliche Regelungen die Standorte ein (z.B. Naturschutz, ästhetische Beeinträchtigung).

gung des Landschaftsbildes, Geräusche, Schattenwurf usw.). Neue Standorte wurden deshalb auf dem Wasser errichtet. Die so genannten Offshore-Windkraftanlagen finden immer größere Bedeutung für die Energiegewinnung und somit auch für den Klimaschutz.

2 Einteilung von Windkraftanlagen nach ihrem Standort

Windkraftanlagen können sich von ihrem Standort unterscheiden. Auf dem Land wird schon seit langer Zeit der Wind zur Energiegewinnung genutzt. Seit einigen Jahren werden auch die Meere dafür mit einbezogen. Durch die Unterschiede der Umweltbedingungen der Standorte werden die Windkraftanlagen in drei Kategorien eingeteilt.



- Onshore-WKA: sind Windkraftanlagen auf dem Binnenland
- Offshore-WKA: sind Windkraftwerke die auf oder im Wasser errichtet werden (Küstenfern)
- Nearshore-WKA: zählen zu den Offshore- WKA (Küstennah)

3 Komponenten einer Windkraftanlage

Windkraftanlagen bestehen aus vier Hauptkomponenten die in Abb.2 schematisch dargestellt sind.

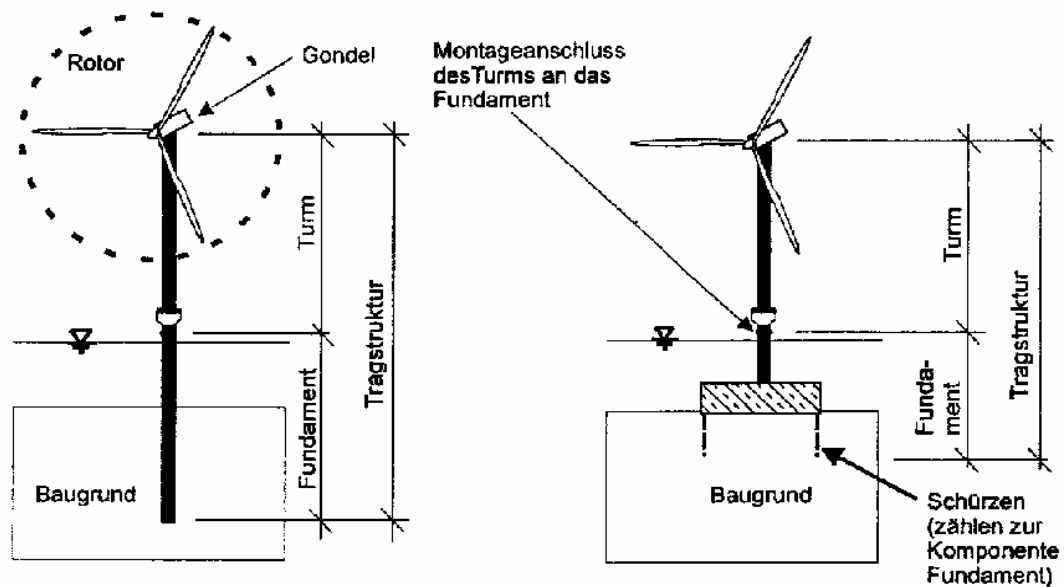


Abb. 2: Komponenten einer WKA [2]

3.1 Rotor

Der Rotor besteht aus den Rotorblättern und der Rotornabe. Es kommen heute fast ausschließlich 3 Rotorblätter, die rechtsdrehend sind, zum Einsatz. Die Rotorblätter fangen den Wind und leiten aus dessen Bewegungsenergie die Leistung auf die Rotornabe weiter. Die Rotorblätter bestehen in der Regel aus glasfaserverstärktem Polyester [3].

3.2 Gondel

In der Gondel wird die gesamte Technik einer Windkraftanlage untergebracht, wie Antriebswelle, Hauptlager, Getriebe, Generator, Windrichtungsnachführung, Steuer- und Sicherheitssysteme. Um sich dem ständigen Richtungswechsel des Windes anzupassen, ist die Gondel in der Regel drehbar [3].

3.3 Turm

Windkraftanlagen bestehen in der Regel aus Stahltürmen, die aus mehreren zylindrischen Segmenten bestehen oder die als Fachwerkkonstruktion (Gittermast) ausgeführt werden. Durch die hohen Stahlpreise kommen immer öfter Betontürme zum Einsatz, die in Kletter-Bauweise hergestellt werden. Die Aufgabe des Turmes ist es, sämtliche Reaktionskräfte der Maschine und der Einwirkungen aufzunehmen und weiterzuleiten [3].

3.4 Fundament

Das Fundament trägt das gesamte Gewicht der Windkraftanlage und muss zusätzlich Lasten aufnehmen (z.B. Windlast). Die Aufgabe des Fundamentes ist es, diese Lasten in den Boden abzuleiten. Je nach Gründungsart werden sie üblicherweise aus Stahlbeton oder Stahl hergestellt [3].

4 Gründungsvarianten von Windkraftanlagen

4.1 Onshore-Windkraftanlagen

Windkraftanlagen auf dem Binnenland werden in der Regel als Schwergewichtsgründung oder Pfahlgründung ausgeführt. Bei ungünstigen Bodenverhältnissen kann auch eine Kombination von beiden zum Einsatz kommen.

4.1.1 Schwergewichtsgründung

Bei Schwergewichtsgründungen werden die Lasten über Normalspannungen und Schubspannungen in der Sohlfläche in den Baugrund abgeleitet (Abb.3). Da der lastabtragende Bereich dem ein- bis zweifachen Fundamentdurchmesser entspricht, erfordert dies oberflächennah einen ausreichend tragfähigen Baugrund.

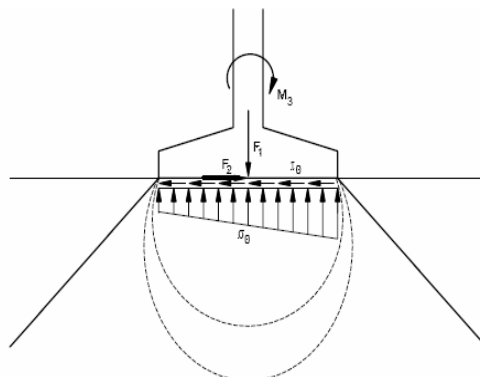


Abb. 3: Lastabtragungsprinzip [4]



Abb. 4: Beispiel einer Schwergewichtsgründung [5]

4.1.2 Pfahlgründung (Monopile)

Der Lastabtrag bei der Pfahlgründung erfolgt vertikal über die Mantelreibung und den Spitzendruck, die horizontale Lastabtragung über die seitliche Bettung.

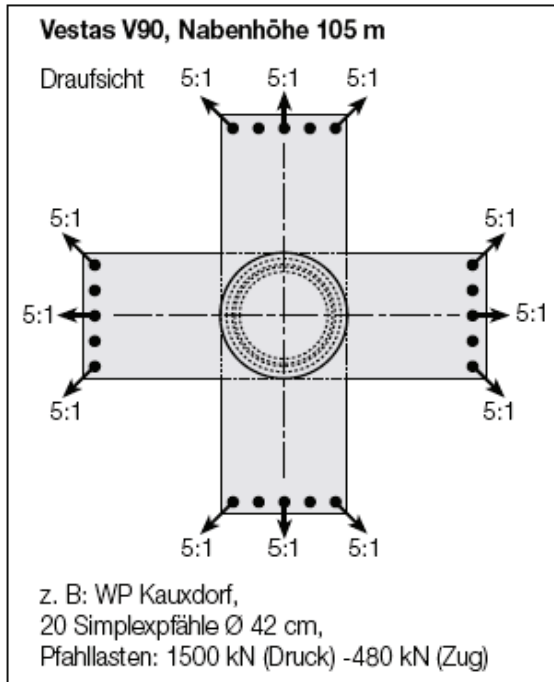


Abb. 5: Pfahlgründung mit Frankipfahl [6]

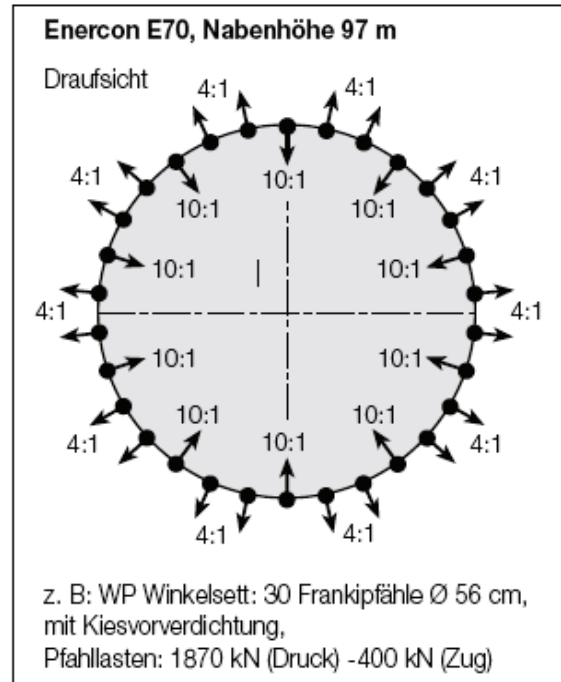


Abb. 6: Pfahlgründung mit Frankipfahl [6]

4.1.3 Pfahlgruppen

Bei Pfahlgruppen wird eine Lastverteilung auf die einzelnen Gründungselemente erreicht und damit eine Reduzierung der Lasten auf ein Gründungselement. Das Tragverhalten wird im Wesentlichen durch die Druck- Zug Wechselbelastung charakterisiert. Ein Grund dafür ist die Windbelastung, die aus verschiedenen Richtungen einwirken kann. Die Wechselwirkung zwischen Druck und Zug beeinträchtigt die Steifigkeit des Bodens und damit auch die Tragfähigkeit des Bodens. Die Lastabtragung in den Baugrund erfolgt bei Druckpfählen über die Mantelreibung und den Spitzendruck, bei Zugpfählen nur über die Mantelreibung. Die Horizontallasten werden entweder durch Schrägstellung der Pfähle oder über die seitliche Bettung in den Baugrund abgeleitet (Abb.7).

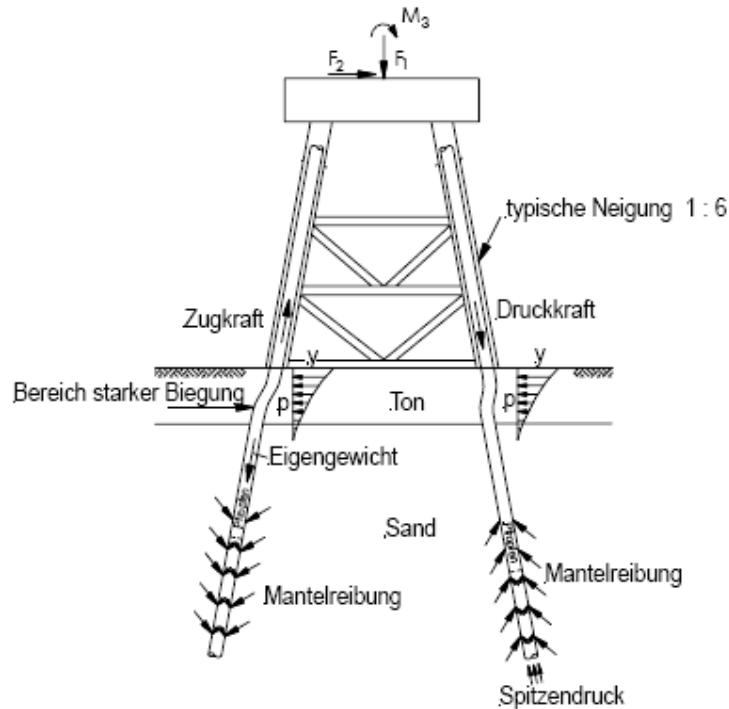


Abb. 7: Lastabtragungsprinzip [4]

4.1.4 Kombinierte Pfahl- Plattengründung

Die Kombinierte Pfahl- Plattengründung (KPP) ist eine geotechnische Verbundkonstruktion, die unter Inanspruchnahme von Interaktionseinflüssen die gemeinsame Tragwirkung der Gründungselemente Fundamentplatte und Pfähle bei der Einleitung von Bauwerkslasten erfasst. Die Einwirkungen werden bei Pfählen durch die Mantelreibung und Spitzendruck sowie über die Sohlfläche der Fundamentplatte in den Baugrund abgeleitet. Durch den zusätzlichen Lastabtrag über die Pfähle wird die Gebrauchstauglichkeit bzw. Tragfähigkeit der Flachgründung erhöht. Zu den Interaktionseinflüssen zählen die [7]:

- Pfahl- Boden- Interaktion
- Pfahl- Pfahl- Interaktion
- Platten- Boden- Interaktion
- Pfahl-Platten- Interaktion

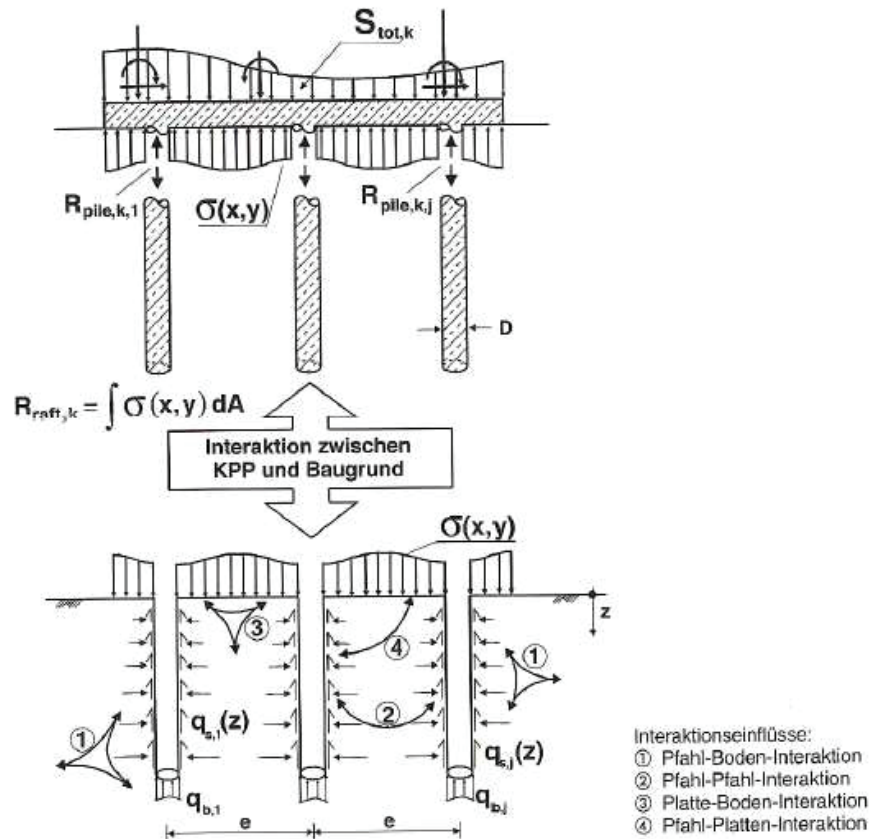


Abb. 8: Kombinierte Pfahl Plattengründung als geotechnische Verbundkonstruktion mit den das Tragverhalten prägenden Interaktionseinflüssen [7]

4.1.5 Bohrrammsäule

Sind die Bodenverhältnisse so ungünstig, dass Pfähle unwirtschaftlich sind und bei Flachgründungen mit größeren Setzungen zu rechnen ist, können Baugrundverbesserungen vorgenommen werden. Bohr-Rammsäulen stellen dafür eine Alternative da. Dabei werden Schottersäulen mit hoher Dichte im Boden hergestellt. Durch die Erhöhung der Tragfähigkeit des Bodens können dann Flachgründungen realisiert werden. Im Windpark Katzenberg (bei Erfurt) wurde diese Variante der Baugrundverbesserung durchgeführt (Abb.9) [8].

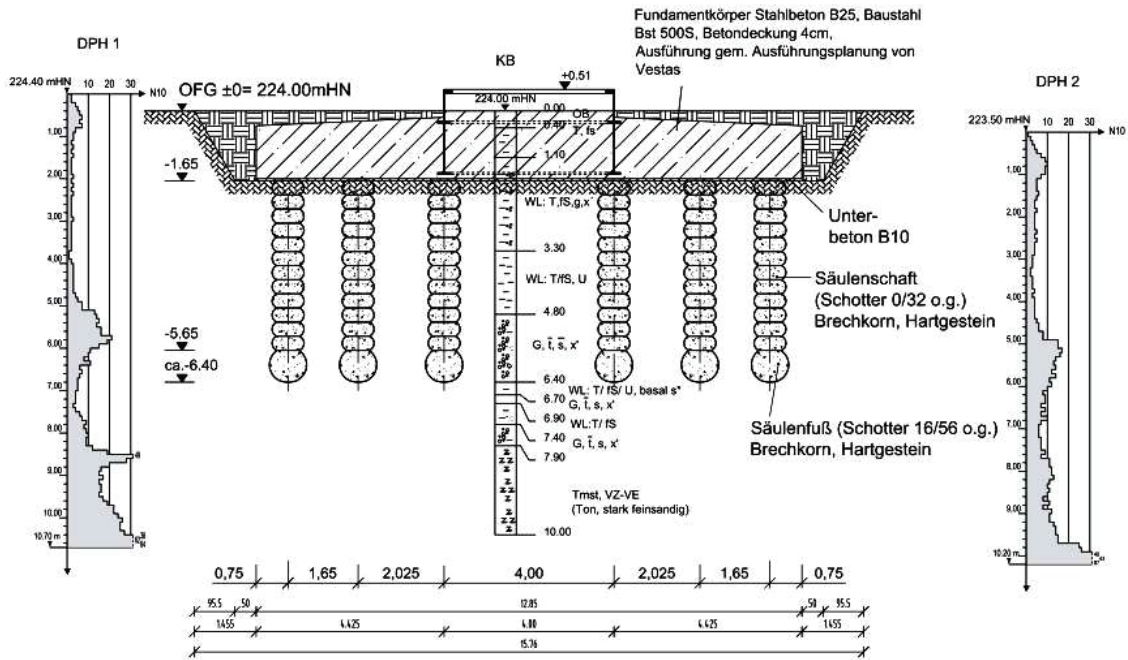


Abb. 9: Schnitt durch eine Gründung im Windpark Katzenberg [8]

4.2 Offshore-Windkraftanlagen

Die Gründungen von Offshore-Windkraftanlagen sind im Gegensatz zu Onshore-Windkraftanlagen zusätzlichen Einwirkungen wie z.B. Wellenbelastung, Kolkung, Eisgang ausgesetzt. Die Wassertiefe spielt bei der Wahl der Gründungsvariante eine wichtige Rolle.

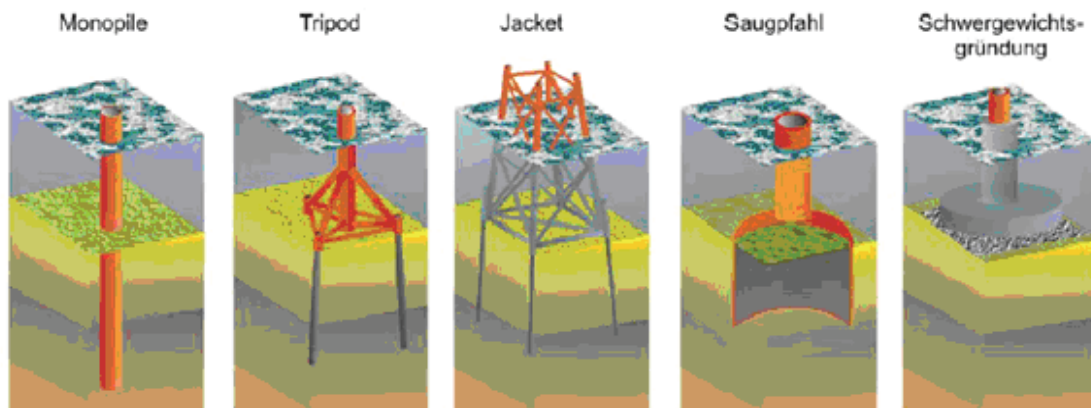


Abb. 10: Gründungsvarianten von Offshore Windkraftanlagen [9]

4.2.1 Monopile

Die Gründungsstruktur besteht aus einem Großrohrpfahl (Abb.11). Der Lastabtrag erfolgt vertikal über die Mantelreibung und den Spitzendruck, die horizontale Lastabtragung über die seitliche Bettung. Um Schiefstellungen zu verhindern können Monopilestrukturen durch Seile abgespannt werden (Abb.12). Die Seile können allerdings ein Hindernis für die Schifffahrt sein und die Zugänglichkeit zur Anlage erschweren (z.B. für Wartungsarbeiten). In Gebieten mit Eislasten sind Seile nicht zu empfehlen [10].

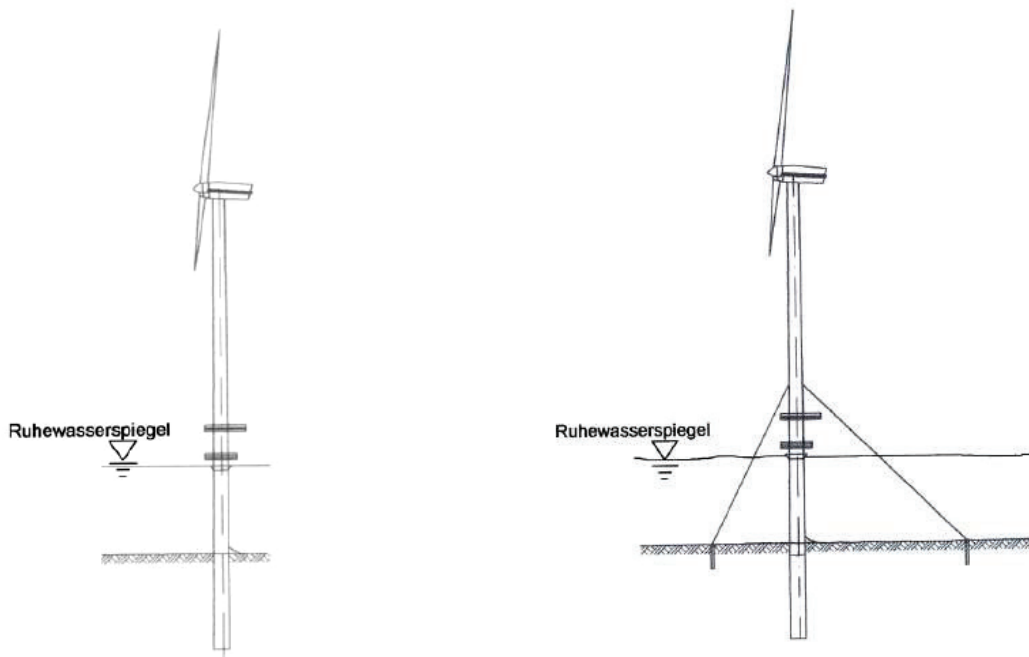


Abb. 11: Monopile Gründung [10]

Abb. 12: Monopile Gründung mit Abspannseilen [10]

Vorteile:

- einfache und schnelle Installation
- keine große Vorbereitung des Meeresbodens erforderlich
- Kollsicherung einfach ausführbar

Nachteile:

- - schweres Rammgerät erforderlich
- - Pfahldurchmesser sind ausführungstechnisch begrenzt
- - nicht geeignet bei Steinhindernissen
- - Einsatz begrenzt bis Wassertiefe 20m

Die Schnittstelle zwischen Turm und Gründung wird über eine spezielle Verbindung realisiert, bei dem zwei ineinander gestellte Rohrstücke mit hochfestem Mörtel verpresst werden (Abb.13). Schiefstellungen des gerammten Pfahlteils können dabei ausgeglichen werden.

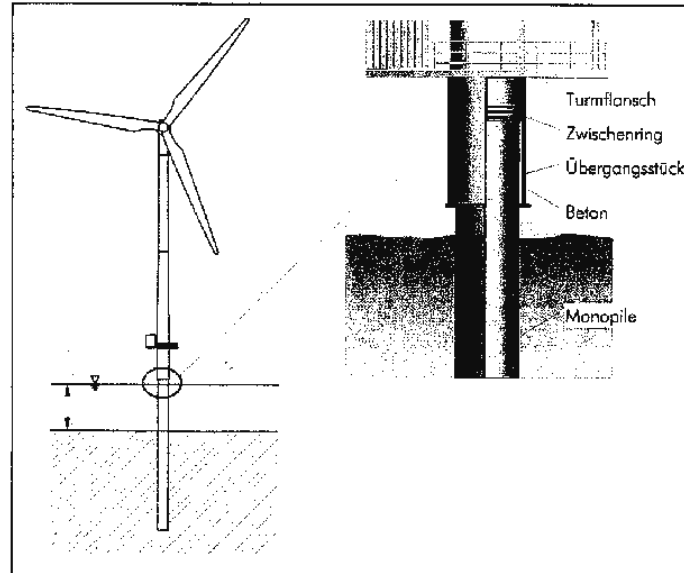


Abb. 13: Übergang Gründung/Turm [11]

4.2.2 Tripod

Der Turmschaft ist durch eine dreibeinige Abstrebung und horizontal liegenden Aussteifungen gestützt (Abb.14). Die Verbindung mit dem Baugrund erfolgt mit Pfählen, die in Hülsen am Ende der Tripodbeine geführt und durch Verpressen kraftschlüssig mit diesen verbunden werden [10].

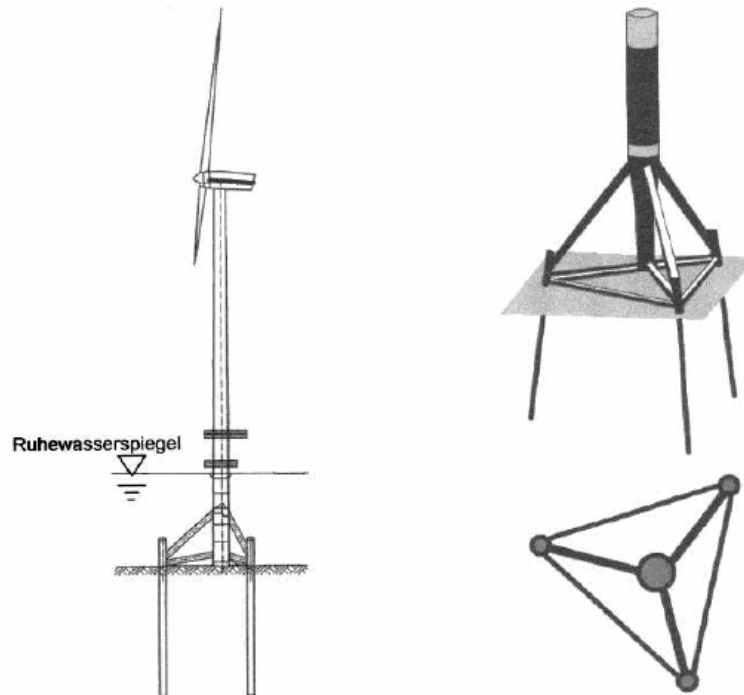


Abb. 14: Beispiel einer Tripod Gründung [10]

Vorteile:

- Pfahldurchmesser liegen im bisherigen Erfahrungsbereich
- keine große Vorbereitung des Meeresbodens erforderlich
- in größeren Wassertiefen einsetzbar (bis 80m)
- Kollsicherung einfach ausführbar

Nachteile:

- nicht geeignet für Steinhindernisse
- höherer Stahlverbrauch

4.2.3 Jacket

Die Gründungsstruktur besteht aus einem aus Stahlrohren gebildeten räumlichen Fachwerk, an dessen unteren Eckpunkten Hülsen angeordnet sind, durch die die Pfähle gerammt werden (Abb.15). Jacket-Gründungen werden bereits seit vielen Jahren für Offshore-Plattformen eingesetzt [10].

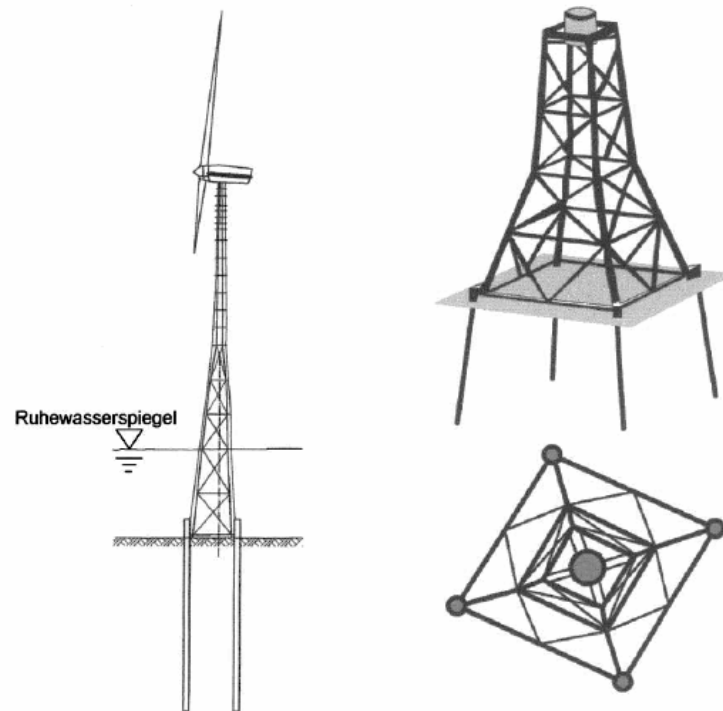


Abb. 15: Beispiel einer Jacket Gründung [10]

Vorteile:

- Erfahrungen durch Offshore-Plattformen vorhanden
- in großen Wassertiefen einsetzbar
- Kolksicherung einfach ausführbar

Nachteile:

- nicht geeignet für Steinhindernisse
- hoher Stahlverbrauch

4.2.4 Saugpfahl (Suction-Bucket-Gründung)

Das Fundament besteht aus einem nach unten geöffneten Stahlzylinder. Dieser Stahlzylinder wird auf dem Meeresboden abgesetzt und leergepumpt. Durch das Leerpumpen wird ein Unterdruck im Fundament erzeugt, wobei sich das Fundament in den Meeresboden eindrückt. Das Bodenmaterial im Inneren dient als Verankerung und stützt das Fundament (Abb.16) [12].

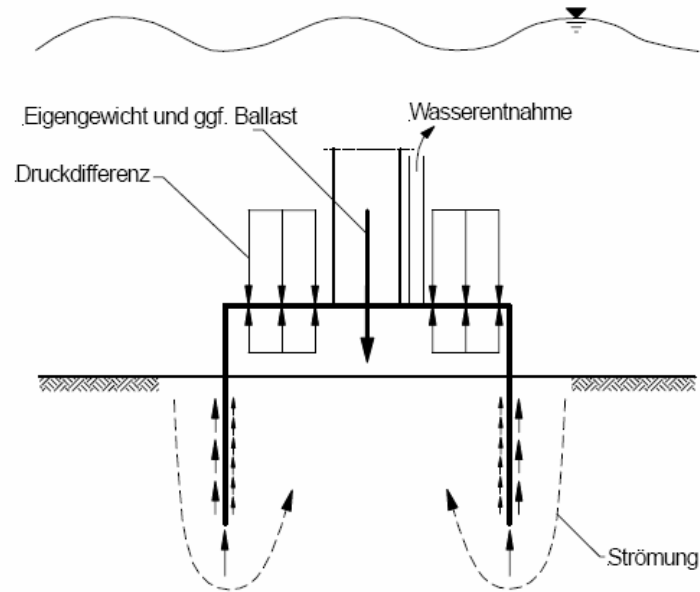


Abb. 16: Installation einer Saugrohrgründung [13]

Saugrohr-Gründungen können in zwei Varianten ausgeführt werden:

- einzelne Saugrohrgründung (Monopod) (Abb.17)
- aufgelöste Struktur, die auf mehrere Saugrohren gegründet wird (Abb.17)

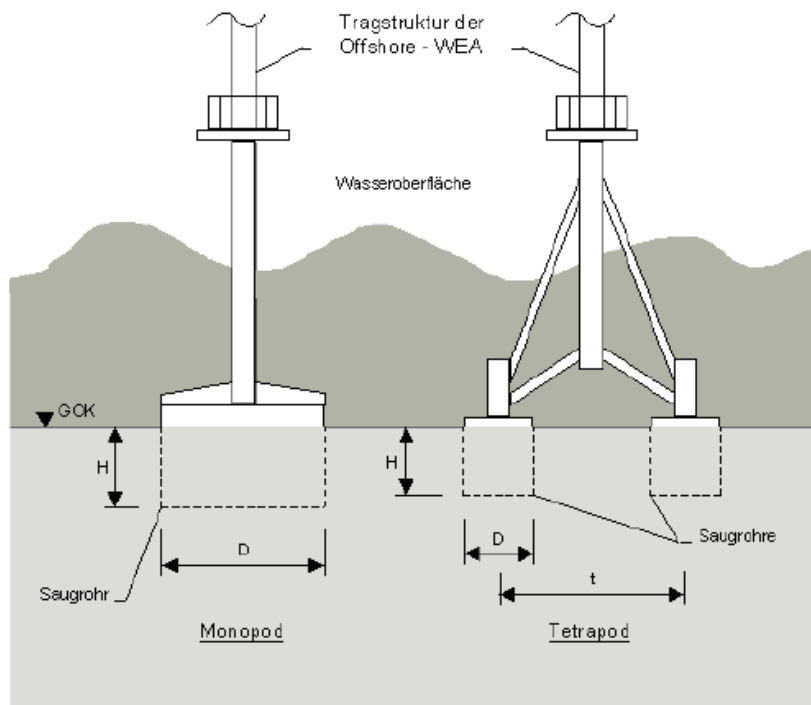


Abb. 17: Saugrohrgründungsvarianten [12]

Vorteile:

- schnelle und einfache Ausführbarkeit
- keine schwere Rammung erforderlich
- leichter Rückbau (durch Einpumpen von Luft hebt sich das Fundament wieder)

Nachteile:

- eignet sich nur für homogene Böden

4.2.5 Schwergewichtsgründung

Ein Schwimmkasten aus Stahl oder Beton wird vor Ort durch Ballastierung auf den Meeresboden abgesenkt, der dafür vorbereitet werden muss (Abb.18). Für den Kolk-schutz werden an den äußeren Fundamenträndern Spundwandschürzen angebracht, die beim Absenken in den Meeresboden eindringen. Auf Schürzen darf verzichtet werden, wenn unter der Sohlplatte nur Druckspannungen auftreten. Die Fuge zwischen Meeresboden und Sohlplatte wird verpresst [10].

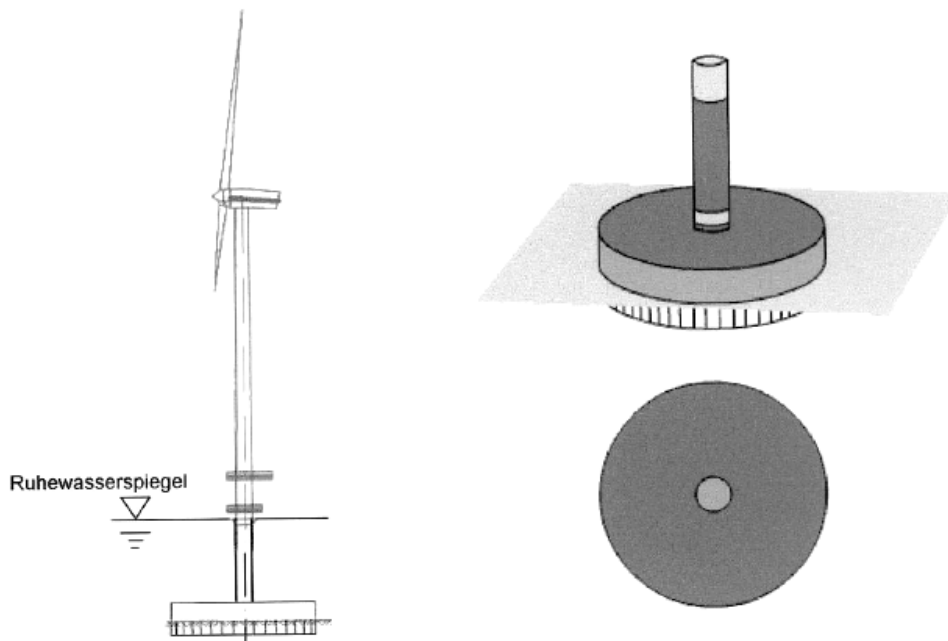


Abb. 18: Beispiel Schwergewichtsgründung [10]

Vorteile:

- tiefer liegende Hindernisse sind unproblematisch

- geringer maschineller Aufwand notwendig (z.B. keine Rammgeräte notwendig)

Nachteile:

- nur in geringen Wassertiefen einsetzbar
- Vorbereitung des Meeresbodens erforderlich
- aufwendige Unterpressarbeiten erforderlich
- hoher Materialbedarf

Eine neue Variante der Schwergewichtsgründung ist das Ozean-Brick-System (OBS). Morphologisch ergibt sich das OBS-System aus der dichtesten Lagerung von Kugeln, wenn der zwischen den Kugeln verbleibende Raum ausgefüllt wird. Jedes Element des Ozean-Brick-System besteht aus vier gleichen Teilen, die aus Beton hergestellt und zu einem symmetrischen Ganzen zusammengefügt werden (Abb.19). Die Elemente können dann durch Verbindungselemente beliebig kombiniert und zusammengefügt werden (Abb.20) [13].

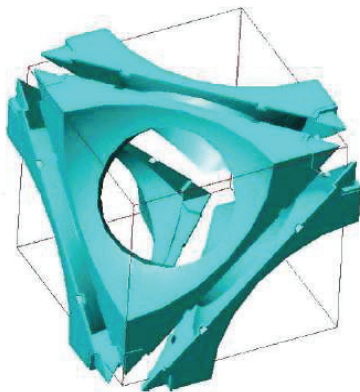


Abb. 19: einzelne Teile eines Elementes OBS [13]

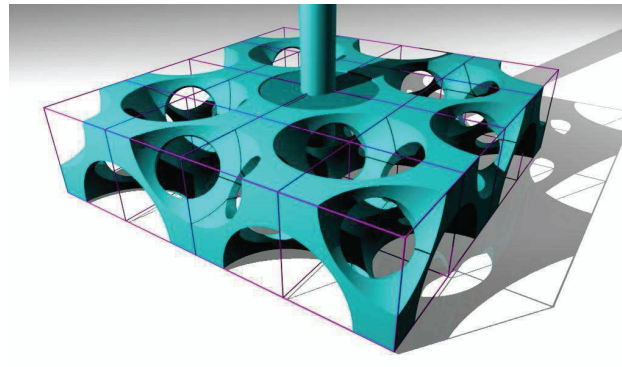


Abb. 20: zusammengesetztes Gesamtsystem OBS [13]

Durch die Hohlräume kann eine Materialeinsparung von bis zu 95% erreicht werden und die Gründung ist weniger anfällig gegen Kolkung [13].

4.2.6 Schwimmende Fundamente

Ab einer Tiefe von >25m werden vorherige Gründungsvarianten aufgrund hoher Material- und Einbaukosten, zunehmend unwirtschaftlicher. Eine WKA mit schwimmendem

Fundament könnte die Windenergie an besonders windreichen Standorten in bisher nicht nutzbaren tieferen Gewässern nutzen, deshalb wurden dafür in den vergangenen Jahren verschiedene Konzepte entwickelt.

Vorteile:

- keine schwere Rammung notwendig
- einfacher Standortwechsel möglich
- Bodenbeschaffenheit spielt kaum eine Rolle
- Anlagen können komplett im Hafen vormontiert werden
- zur Reparatur und Wartung in den Hafen zurückschleppbar

Nachteile:

- keine Erfahrungswerte vorhanden
- lange Versorgungsleitung notwendig (Seekabel)

4.2.6.1 Arcadis-Konzept

Die WKA wird nach dem Prinzip des Halbtauchers mit Schweregewichts- Fundamente am Meeresboden verankert. Die Schweregewichtsfundamente sind mit Stahlseile an die WKA verbunden und werden am Standort kontrolliert abgesenkt. Eine Pilotanlage wurde in der Lübecker Bucht errichtet [14].



Abb. 21: Arcadis Konzept [14]

4.2.6.2 Hywind-Konzept

Ein massiver zylinderförmiger Schwimmkörper wird unter Wasser durch drei Stahlseile gehalten und mit Betonblöcken auf dem Meeresboden verankert, die kontrolliert abgesenkt werden. 2008 soll vor der Küste Karmoy ein Pilotprojekt in Betrieb gehen [15].



Abb. 22: Hywind Konzept [15]

4.2.6.3 Henderson-Konzept

Bojenförmige Auftriebskörper dienen als Fundament und werden im Meeresboden verankert. Hierbei sind verschiedene Varianten möglich, wonach das Verankerungssystem gewählt wird (punktförmig, kompakt). Entweder richtet sich das gesamte System nach den Windverhältnissen selbstständig aus (Abb.23) oder nur die Gondeln ändern ihre Position und passen sich den Windverhältnissen an (Abb.24). Einzelanlagen sind auch möglich [16].

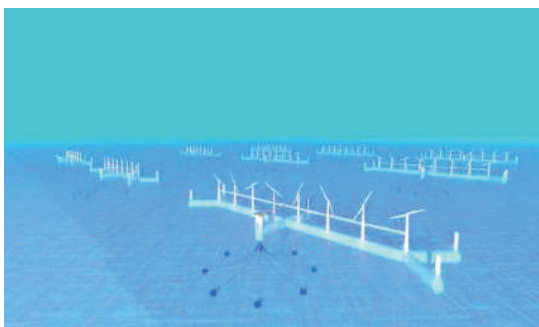


Abb. 23 Henderson Konzept Variante 1 [16]

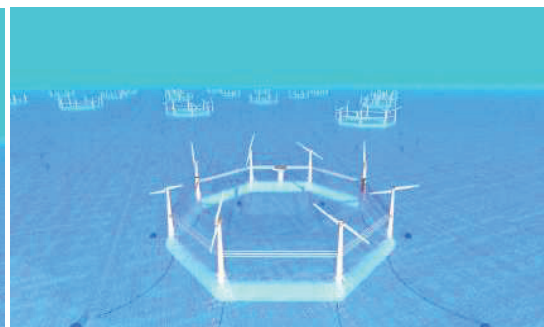


Abb. 24: Henderson Konzept Variante 2 [16]

4.2.6.4 Sway-Konzept

Der Schwimmkörper, in Form einer verlängerten Stange, wird nach dem TLP-Prinzip im Meeresboden fest verankert. Die Stange kann sich hin- und her bewegen, wie ein Teleskop [17].

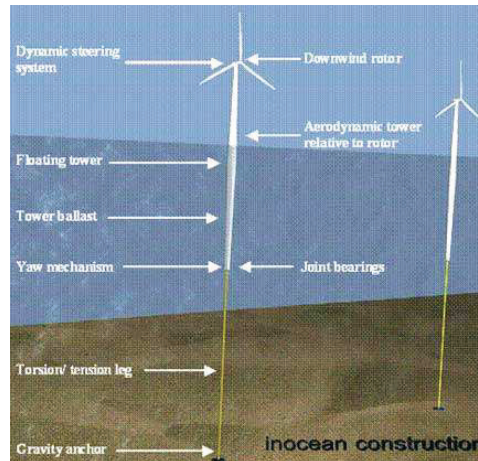


Abb. 25: Sway Konzept [17]

4.2.6.5 Ritec-Industries-Konzept

Plattform ist nach dem Halbtaucher-Prinzip konzipiert. An der tiefsten Stelle der Plattform befindet sich ein Ausgleichsgewicht, welches der gesamten Anlage einen tieferen Schwerpunkt verleiht. Die Plattform verhält sich dadurch bei hohen Wellen und starkem Wind wie ein „Stehaufmännchen“ [18].

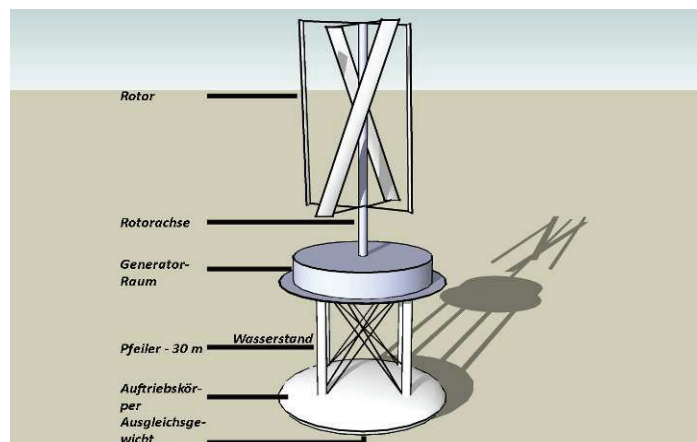


Abb. 26: Ritec Industries Konzept [18]

4.2.6.6 Kusan-Konzept

Beim Kusan-Konzept ist die Windkraftanlage halbschwimmend ausgeführt. Lediglich ein Fundament wird für 6 Windturbinen benötigt (Abb.27). Der halbschwimmende Windpark dreht sich um eine fest im Meeresboden montierte Halterung. Das Konzept kann in Wassertiefen von 10-60m eingesetzt werden [19].

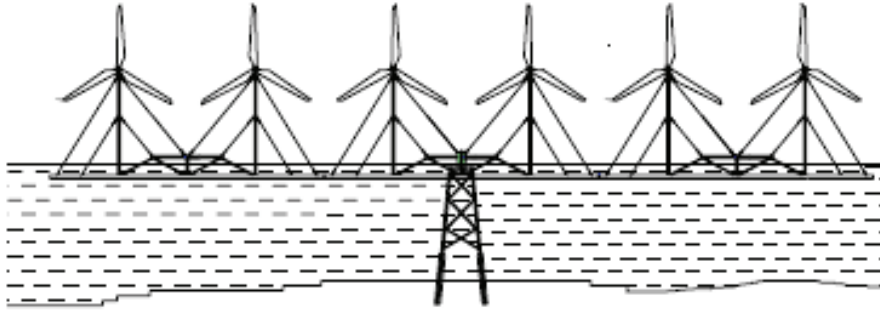


Abb. 27: Kusan Konzept [19]

5 Einwirkungen auf eine Windkraftanlage und deren Bemessung

Die Einwirkungen auf eine Windkraftanlage (WKA) sind komplexer Natur. Neben den ständigen Einwirkungen aus Eigengewicht der Anlage sind besonders die dynamischen und zyklischen Einwirkungen von Bedeutung (Abb.28). Die WKA muss in der Lage sein, die während der Betriebsdauer einwirkenden Windlasten sowie die Betriebslasten aufzunehmen, ohne ihre Gebrauchstauglichkeit zu verlieren. Bei Offshore-Windkraftanlagen müssen zusätzlich Wellenlasten aufgenommen werden. Außerdem muss die WKA Extremereignissen standhalten (z.B. 50 Jahresböe, 50 Jahreswelle), wie sie in der Lebensdauer nur einmal zu erwarten sind.

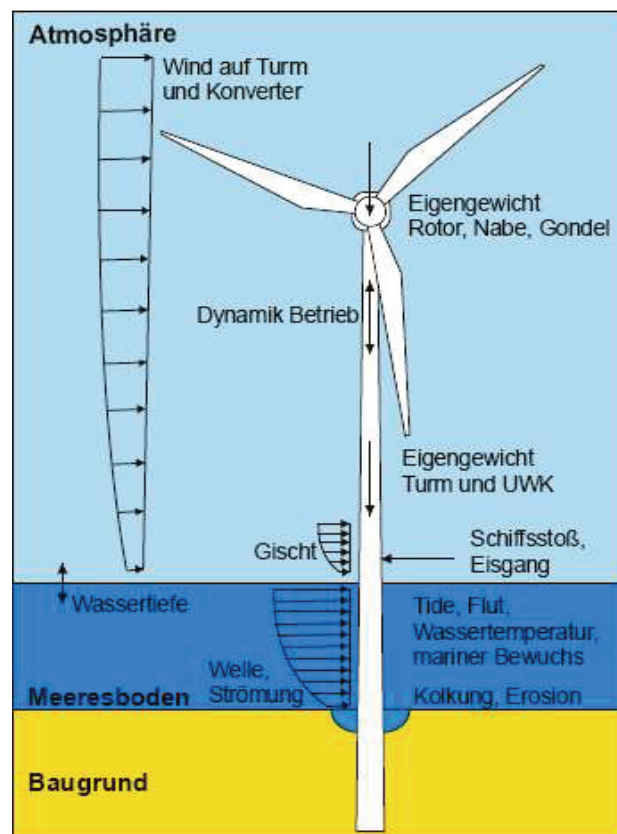


Abb. 28: Einwirkungen auf eine Offshore Windkraftanlage [20]

Windkraftanlagen sind für eine Einsatzzeit von 20 Jahren ausgelegt. In dieser Zeit ist die WKA hohen dynamischen Beanspruchungen ausgesetzt, mit Lastwechselzahlen von über 10^9 . Die hohen Lastwechselzahlen können bei unzureichender Dimensionierung zu Ermüdungserscheinungen der WKA oder deren Gründung führen [5].

5.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht der WKA (Gondel, Rotor, Turm usw.) wird entweder vom Hersteller angegeben, oder ist mit den Rechenwerten nach DIN 1055-1 zu ermitteln. Die charakteristischen Werte werden je nach Einwirkung und Lastfall mit einen Teilsicherheitsbeiwert γ_G nach DIN 1054-4 [22] multipliziert. Die Teilsicherheitsbeiwerte können der Tabelle 1 entnommen werden [23].

Einwirkung	Formelzeichen	Lastfall		
		LF 1	LF 2	LF 3
GZ 1A: Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit				
Günstige ständige Einwirkungen (Eigengewicht)	$\gamma_{G,stab}$	0,90	0,90	0,95
Ungünstige ständige Einwirkungen (Auftrieb)	$\gamma_{G,dst}$	1,00	1,00	1,00
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,35	1,30	1,20
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,80	1,60	1,35
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,00	1,00	1,00
GZ 1B: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen				
Ständige Einwirkungen allgemein ^a	γ_G	1,35	1,20	1,00
Ständige Einwirkungen aus Erdruehdruck	γ_{Edg}	1,20	1,10	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,00
GZ 1C: Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit				
Ständige Einwirkungen	γ_G	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00
GZ 2: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				
$\gamma_G = 1,00$ für ständige Einwirkungen				
$\gamma_Q = 1,00$ für veränderliche Einwirkungen				
^a einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck				

Tabelle 1: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen nach DIN 1054 4 [22]

Das Eigengewicht ergibt sich damit:

$$E_{G,d} = E_{G,k} \cdot \gamma_G \quad \text{Gl.5-1}$$

5.2 Windbelastung

Durch Wind bzw. Windgeschwindigkeiten werden WKA zusätzlichen Einwirkungen ausgesetzt. Die Windgeschwindigkeit nimmt dabei, durch die erhöhte Rauigkeit in der Nähe der Erdoberfläche, mit zunehmender Höhe zu.

$$v(z) = v(z_{ref}) \cdot \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^\alpha \quad \text{Gl.5-2}$$

Die Bundesrepublik Deutschland wird nach DIN 1055-4 [21] in vier Windzonen unterteilt (Tab. 2).

Windzone	1	2	3	4
v_{ref} [m/s]	22,5	25,0	27,5	30,0
q_{ref} [kN/m ²]	0,32	0,39	0,47	0,56

Tabelle 2: Einteilung in Windzonen [22]

Die Windgeschwindigkeit v_{ref} ist dabei der 10- min- Mittelwert der Windgeschwindigkeit in 10m Höhe über Geländeoberfläche mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 0,02 pro Jahr. Die mittlere Windgeschwindigkeit wird für kurze Zeitabschnitte als konstant angenommen. Durch Böen oder Turbulenzen wird die mittlere Windgeschwindigkeit überlagert (Abb.29). Als Turbulenz bezeichnet man die zufällige Schwankung der Windgeschwindigkeit vom Mittelwert. Die Turbulenz lässt sich dabei als Standardabweichung der Windgeschwindigkeit beschreiben.

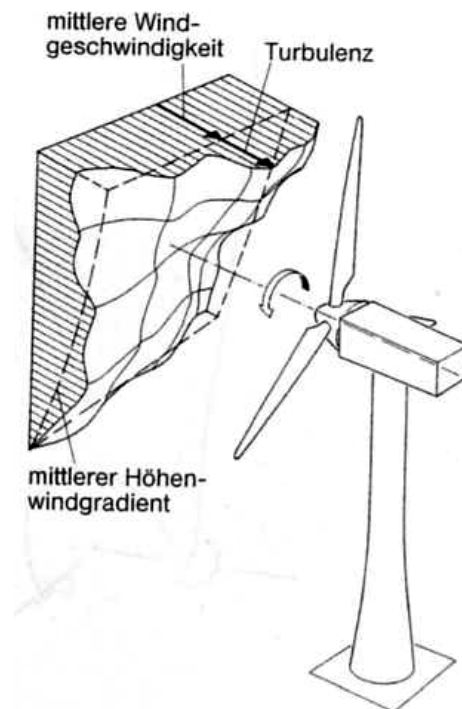


Abb. 29: Schematische Darstellung der Belastung mit turbulentem Windfeld [24]

Der Höhenexponent α aus Gl.5-2 ist von der Beschaffenheit der Umgebung des Standortes abhängig. Zur Bestimmung des Höhenexponenten α werden die Standorte Geländekategorien zugeordnet (Tab.3) [22].

GK	Beschreibung
I	Offene See; Seen mit mindestens 5km freier Fläche in Windrichtung; glattes, flaches Land ohne Hindernisse
II	Gelände mit Hecken, einzelnen Gehöften, Häusern oder Bäumen, z.B. landwirtschaftliches Gebiet
III	Vorstädte, Industrie- oder Gewerbegebiete; Wälder
IV	Stadtgebiete, bei denen mindestens 15% der Fläche mit Gebäuden bebaut sind, deren mittlere Höhe 15m überschreitet

Tabelle 3: Geländekategorien nach DIN 1055 4 [21]

Die statische Ersatzlast für die Gesamtwindkraft F_w kann nach DIN 1055-4[21] mit der Gl.5-3 ermittelt werden.

$$F_w = G \cdot c_f \cdot q_m(z_e) \cdot A_{ref} \quad \text{Gl.5-3}$$

G Böenreaktionsfaktor

c_f aerodynamischer Kraftbeiwert

$q_m(z_e)$ mittlerer Geschwindigkeitsdruck in Höhe z_e über Gelände

z_e effektive Höhe

A_{ref} Bezugsfläche für den Kraftbeiwert

Zur genaueren Berechnung der statischen Ersatzlast werden in der Regel die WKA in Teilabschnitte unterteilt, so dass sich dann die statische Ersatzlast nach Gl.5-4 errechnet.

$$F_{wj} = G \cdot c_{fj} \cdot q_m(z_j) \cdot A_j \quad \text{Gl.5-4}$$

z_j mittlere Höhe des Abschnittes j über Gelände

c_{fj} aerodynamischer Kraftbeiwert für den Abschnitt j

A_j Bezugsfläche des Abschnittes j

Der mittlere Geschwindigkeitsdruck ergibt sich aus der mittleren Windgeschwindigkeit v_m zu:

$$q_m = \frac{1}{2} p \cdot v_m^2 \quad \text{Gl.5-5}$$

v_m mittlere Windgeschwindigkeit

p Luftdichte

Infolge der Turbulenz des Windes tritt bei schwingungsanfälligen Konstruktionen wie der WKA eine Beanspruchungserhöhung gegenüber der Berechnung mit der statischen Windlast auf. Der Böenreaktionsfaktor G berücksichtigt diese Beanspruchungserhöhung und wird nach Gl.5-6 bestimmt. Darin sind sowohl die Turbulenz des Windes berücksichtigt als auch die dynamische Bauwerksreaktionen, die in Form von Schwingungen in Windrichtung auftreten [24].

$$G = 1 + 2 \cdot g \cdot I_v(z_{eff}) \cdot \sqrt{Q_0^2 + R_x^2} \quad \text{Gl.5-6}$$

g Spitzenfaktor

$I_v(z_{eff})$ Turbulenzintensität

Q_0 quasi- statischer Anteil (Böengrundanteil) der Böenreaktion

R_x Resonanzanteil der Antwort infolge der Böenreaktion

Neben den Schwingungen in Windrichtung sind die wirbelerregenden Querschwingungen zu beachten. Bei niedrigen Windgeschwindigkeiten erfolgt die Umströmung eines Turmes laminar. Mit zunehmender Windgeschwindigkeit bilden sich Wirbel aus, die sich ab einer bestimmten Geschwindigkeit ablösen und so eine Anregung des Turms quer zur Windrichtung zur Folge haben. Die Wirbelablösefrequenz steht in Zusammenhang mit der Windgeschwindigkeit und dem Durchmesser und kann über die Strouhal-Zahl St bestimmt werden [24].

$$f = St \cdot \frac{v}{D} \quad \text{Gl.5-7}$$

Die Strouhal- Zahl kann der DIN 1055-4 [21] entnommen werden. Für Stahlrohtürme entspricht die Strouhal- Zahl $St = 0,18$. Wenn die Wirbelablösefrequenz mit einer Eigenfrequenz des Systems zusammentrifft, kommt es zu Resonanzerscheinungen, die zum Versagen führen können. Um dies zu verhindern, muss eine maximale Windgeschwindigkeit definiert werden. Die so genannte kritische Windgeschwindigkeit v_{crit} wird durch Gleichsetzen der Ablösefrequenz und der Eigenfrequenz ermittelt [24].

$$v_{crit} = \frac{D \cdot f_0}{St} \quad \text{Gl.5-8}$$

Die sich ergebenden Schwingungsamplituden bei kritischer Windgeschwindigkeit werden durch die im System vorhandene Strukturdämpfung sowie Massendämpfung, die sich nach der Scruton- Zahl berechnet, bestimmt [24].

$$Sc = \frac{2 \cdot M \delta}{\rho \cdot D^2} \quad \text{Gl.5-9}$$

M	generalisierte Masse
δ	log. Dämpfungsdekrement
ρ	Luftdichte

Die wirbelerregten Querschwingungen sind besonders während der Montage bedeutsam, da hier durch die nichtvorhandene Kopfmass der Gondel nur eine relativ geringe Massendämpfung vorhanden ist. Die Schwingungsamplituden vergrößern sich dadurch und damit auch die Massenkräfte bei hoher Schwingungsspielzahl. Die Folge könnte Ermüdungsversagen sein. Ein Nachweisverfahren ist in der DIN 1055-4 (Anhang D) [21] angegeben [24].

WKA sind üblicherweise typenzertifiziert und können dadurch in Typenklassen eingeteilt werden, die von der Windgeschwindigkeit abhängig sind. Die Einteilung kann der IEC 61400-1 [25] entnommen werden. Im Gegensatz zu den Windzonen der DIN 1055-4 [21] bezieht sich die Windgeschwindigkeit V_{ref} auf Nabenhöhe, mit dem 10- min-Mittelwert (Tabelle 4).

WKA-Klassen		I	II	II	S
V_{ref}	[m/s]	50	42,5	37,5	Werte sind vom Hersteller anzugeben
A	I_{ref} [-]	0,16	0,16	0,16	
B	I_{ref} [-]	0,14	0,14	0,14	
C	I_{ref} [-]	0,12	0,12	0,12	

Tabelle 4: Kombination von Lastfällen und Temperatur [25]

Für die Auslegung einer WKA ist die Windgeschwindigkeitsverteilung von Bedeutung. Sie bestimmt die Häufigkeit des Auftretens einzelner Lastanteile. Die Häufigkeitsverteilung der Windgeschwindigkeit liefert die Information, mit welcher zeitlichen Häufigkeit die einzelnen Geschwindigkeiten des Gesamtspektrums statistisch gesehen zu erwarten sind. Die Rayleigh Verteilung kann hierfür verwendet werden (Gl.5-10) [26].

$$P_R(V_{hub}) = 1 - \exp\left[-\pi(V_{hub} / 2V_{ave})^2\right] \quad \text{Gl.5-10}$$

$$\text{mit } V_{ave} = \left\{ C \frac{\sqrt{\pi}}{2} \right\}, \text{ wenn } k = 2 \quad \text{Gl.5-11}$$

$$C \cdot \Gamma \cdot \left(1 + \frac{1}{k}\right)$$

$P_R(V_{hub})$ Rayleigh Wahrscheinlichkeitsfunktion: kumulative Wahrscheinlichkeitsfunktion, d. h. die Wahrscheinlichkeit, dass $V < V_{hub}$

V_{hub}	10-min-Mittelwert der Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe
V_{ave}	Jahresmittel der Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe
C	Skalierungsparameter der Weibull-Funktion (aus realen Daten abgeleitet)
k	Formparameter der Weibull-Funktion (bei Standard-WKA ist der Wert =2)

Γ Gammafunktion

In Abb.30 ist der Einfluss der mittleren Windgeschwindigkeit auf die Häufigkeitsverteilung dargestellt.

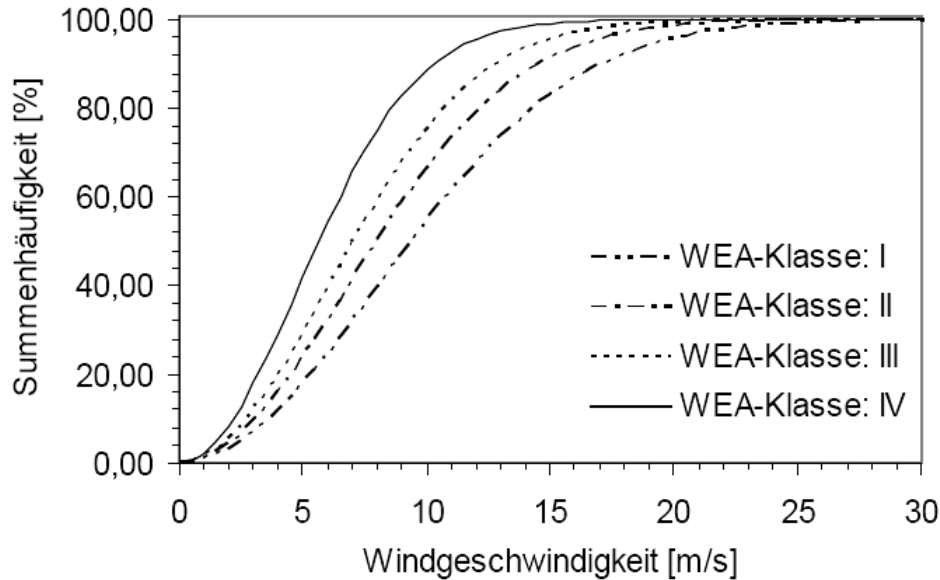


Abb. 30: Summenhäufigkeitsverteilung der Rayleigh Verteilung für die mittleren Windgeschwindigkeiten der WEA Klassen [24]

Für die Auslegung einer WKA sind die Windbedingungen im Germanischen Lloyd [26] festgelegt. Es werden normale und extreme Windprofile untersucht.

5.2.1.1 Normalwindprofilmodell (NWP)

Das Windprofil $V_{(z)}$ bezeichnet die mittlere Windgeschwindigkeit als eine Funktion der Höhe z über Geländeoberfläche. Mit dem Windprofil kann der mittlere vertikale Windgradient über der vom Rotor überstrichenen Fläche definiert werden [26].

$$V_{(z)} = V_{hub} \left(z / z_{hub} \right)^\alpha \tag{Gl.5-12}$$

$V_{(z)}$ Windgeschwindigkeit in der Höhe z

z Höhe über Geländeoberfläche

z_{hub} Nabhöhe über Grund

α Höhenexponent =0,2

5.2.1.2 Normalwindturbulentmodell (NTM)

Die Turbulenz wird über das Normale Turbulenzmodell beschrieben. Die Standardabweichung der Turbulenz wird dabei über die Höhe als konstant angenommen [26].

$$\sigma_1 = I_{15} (15m/s + aV_{hub}) / a + 1 \quad \text{Gl.5-13}$$

5.2.1.3 Extremes Windgeschwindigkeitsmodell (EWM)

Das Extreme Windgeschwindigkeitsmodell berücksichtigt den 50- Jahres- Sturm. Es kann entweder durch ein stationäres Windprofil, welches die Böenwindgeschwindigkeit entsprechend berücksichtigt, oder durch ein turbulentes Windfeld modelliert werden [26].

Stationäres extremes Windmodell:

$$V_{e50}(z) = 1,4 \cdot V_{ref} (z / z_{hub})^{0,11} \quad \text{Gl.5-14}$$

$$V_{e1}(z) = 0,8 V_{e50}(z) \quad \text{Gl.5-15}$$

Turbulentes extremes Windmodell:

$$V_{50}(z) = V_{ref} (z / z_{hub})^{0,11} \quad \text{Gl.5-16}$$

$$V_1(z) = 0,8 \cdot V_{50}(z) \quad \text{Gl.5-17}$$

Weitere Extrembelastungen sind Böen und abrupte Windrichtungsänderungen, die zu zusätzlichen Lasten führen. Auch Schräganströmungen stellen Extremsituationen an einer WKA dar, da die aerodynamischen Verhältnisse dann stark von den Auslegungsbedingungen abweichen. Die Extrembelastungen werden mit den nachfolgenden Modellen beschrieben [26].

5.2.1.4 Extreme Betriebsbö (EOG)

$$V_{gustN} = \beta \left(\frac{\sigma_1}{1 + 0,1 \left(\frac{D}{\Lambda_1} \right)} \right) \quad \text{Gl.5-18}$$

V_{gustN}	Maximalwert der Windgeschwindigkeit der extremen Betriebsbö, mit einem zu erwartenden Wiederkehrzeitraum von N Jahren	
σ_1	Standardabweichung nach Gl.5-13	
Λ_1	Turbulenzlängenparameter	$\Lambda_1 = 0,7z_{hub}$ für $z_{hub} < 60m$ $\Lambda_1 = 42m$ für $z_{hub} \geq 60m$
D	Rotordurchmesser	
β	4,8 für $N = 1$ 6,4 für $N = 50$	

Die Windgeschwindigkeit wird mit einer Wiederkehrzeit von N Jahren mit Gl.5-19 ermittelt.

$$V(z,t) = V(z) - 0,37 \cdot V_{gustN} \sin(3\pi \cdot t / T) (\cos(2\pi \cdot t / T)) \quad \text{Gl.5-19}$$

für $0 \leq t \leq T$

$$V(z,t) = V(z) \quad \text{für } t < 0 \text{ und } t > T$$

$V(z)$ nach Gl.5-12

T 10,5s für $N = 1$
 14,0s für $N = 50$

5.2.1.5 Extreme Windrichtungsänderung (EDC)

$$\theta_{eN} = \pm \beta \arctan \left(\frac{\sigma_1}{V_{hub} \left(1 + 0,1 \frac{D}{\Lambda_1} \right)} \right) \quad \text{Gl.5-20}$$

θ_{eN} extreme Windrichtungsänderung mit einem Wiederkehrzeitraum von N Jahren

Der zeitliche Verlauf der extremen Windrichtungsänderung für einen Wiederkehrzeitraum von N Jahren $\theta_N(t)$ ist gegeben durch Gl.5-21.

$$\theta_N(t) = 0 \quad \text{für } t < 0 \quad \text{Gl.5-21}$$

$$\theta_N(t) = 0,5\theta_{eN}(1 - \cos(\pi \cdot t/T)) \quad \text{für } 0 \leq t \leq T$$

$$\theta_N(t) = \theta_{eN} \quad \text{für } t > T$$

T Dauer der extremen Windrichtungsänderung $T = 6s$

5.2.1.6 Extreme kohärente Bö (ECG)

$$V(z,t) = V(z)$$

für $t < 0$

$$V(z,t) = V(z) + 0,5V_{cg}(1 - \cos(\pi \cdot t/T)) \quad \text{Gl.5-22}$$

für $0 \leq t \leq T$

$$V(z,t) = V(z) + V_{cg}$$

für $t > T$

V_{cg} Extremwert der Windgeschwindigkeitsamplitude des kohärenten Böenverlaufs über die gesamte vom Rotor überstrichene Fläche,
 $V_{cg} = 15m/s$

T Dauer der extremen Windrichtungsänderung $T = 10s$

5.2.1.7 Extreme kohärente Bö mit Richtungsänderung (ECD)

Hierbei wird angenommen, dass der Anstieg der Windgeschwindigkeit gleichzeitig mit der Richtungsänderung θ_{cg} erfolgt. Die Richtungsänderung wird nach Gl.5-23 definiert [26].

$$\theta_{cg}(V_{hub}) = 180^\circ \quad \text{Gl.5-23}$$

für $V_{hub} < 4m/s$

$$\theta_{cg}(V_{hub}) = \frac{720^\circ m/s}{V_{hub}}$$

für $4m/s \leq V_{hub} \leq V_{ref}$

Die gleichzeitige Richtungsänderung ist durch Gl.5-24 definiert [26].

$$\theta(t) = 0^\circ \quad \text{für } t < 0 \quad \text{Gl.5-24}$$

$$\theta(t) = \pm 0,5\theta_{cg}(1 - \cos(\pi \cdot t/T)) \quad \text{für } 0 \leq t \leq T$$

$$\theta(t) = \pm\theta_{cg} \quad \text{für } t > T$$

5.2.1.8 Extremer Windgradient (EWS)

Der extreme Windgradient ist mit einem Wiederkehrzeitraum von 50 Jahren zu berücksichtigen. Es werden dabei folgende zwei Geschwindigkeitsverläufe verwendet:

- für den transienten, vertikalen Gradienten nach Gl.5-25

$$V(z,t) = V_{hub} \left(\frac{z}{z_{hub}} \right)^\alpha + \left(\frac{z - z_{hub}}{D} \right) \left(2,5 + 0,2\beta\sigma_1 \left(\frac{D}{\Lambda_1} \right)^{1/4} \right) \left(1 - \cos\left(\frac{2\pi t}{T} \right) \right)$$

für $0 \leq t \leq T$

$$V(z,t) = V_{hub} \left(\frac{z}{z_{hub}} \right)^\alpha \quad \text{Gl.5-25}$$

für $t < 0$ und $t > T$

- und für den transienten, horizontalen Gradienten nach Gl.5-26

$$V(y,z,t) = V_{hub} \left(\frac{z}{z_{hub}} \right)^\alpha + \left(\frac{y}{D} \right) \left(2,5 + 0,2\beta\sigma_1 \left(\frac{D}{\Lambda_1} \right)^{1/4} \right) \left(1 - \cos\left(\frac{2\pi t}{T} \right) \right)$$

für $t < 0$ und $t > T$

$$V(y,z,t) = V_{hub} \left(\frac{z}{z_{hub}} \right)^\alpha \quad \text{Gl.5-26}$$

für $t < 0$ und $t > T$

α	0,2
β	6,4
T	12s
Λ_1	Turbulenzparameter
D	Rotordurchmesser

Turbulenzen in der Nachlaufströmung können Einfluss auf benachbarte WKA haben und müssen berücksichtigt werden. Zur Berechnung wird auf [23] Anhang A verwiesen.

5.3 Temperatur

In den Standard-WKA-Klassen sind die Temperaturen für -20°C bis $+50^{\circ}\text{C}$ ausgelegt. Werden diese Temperaturen im langjährigen Mittel an mehr als 9 Tagen unter- bzw. überschritten, so muss die untere bzw. obere Temperaturgrenze entsprechend geändert werden. Mit der neuen Temperaturgrenze muss auch die Luftdichte korrigiert werden, da sie Einfluss auf die Lastberechnung hat. Die Auslegungslastfälle werden nach IEC 61400-1 mit den geänderten Temperaturen berechnet (Tab.5).

Temperatur	Auslegungslastfall
$\theta_{mean,year}$	1.2; 1.3; 1.6; 1.7; 1.8; 1.9; 1.12; 1.13; 2.3; 3.1; 4.1; 6.1; 6.2; 6.3; 6.4; 8.2; 8.3
$\theta_{mean,year} \leq 0^{\circ}C$	1.10; 6.5
$\theta_{1,year\ min/\ max}$	6.0; 6.6; 7.1
$\theta_{1,year\ min/\ max}$ oder $\theta_{min/\ max,operation}$	1.0; 1.1; 1.4; 1.5; 1.11; 2.1; 2.2; 3.2; 3.3; 4.2; 5.1
Vom Hersteller anzugeben	8.1

Tabelle 5: Kombination von Lastfällen und Temperatur [25]

$\theta_{mean,year}$	mittlere Temperatur am Standort
$\theta_{1,year\ min/\ max}$	extreme Temperatur mit 1 Jahr Wiederkehrperiode
$\theta_{min/\ max,operation}$	extreme Temperatur für den Betrieb der Anlage

Die eingesetzten Materialien müssen für die neuen Temperaturbedingungen geeignet sein und gegebenenfalls angepasst werden [26].

5.4 Eislast

Bei einer Vereisung der WKA erhöht sich durch die Eislast die Gewichtskraft. Zusätzlich vergrößert sich die Angriffsfläche für die Windbelastung und damit erhöht sich die Belastung auf die WKA. Mit den zusätzlichen Belastungen muss die Betriebsfestigkeit und Tragfähigkeit der WKA weiter gewährleistet sein. Für nicht rotierende Teile der WKA ist daher ein allseitiger Eissatz von 30mm auf alle der Witterung ausgesetzten Oberflächen anzusetzen. Die Dichte des Eises ρ_E wird mit 700 kg/m^3 festgelegt. Bei Betriebsbedingungen, bei denen der Rotor steht, ist ebenfalls ein Eisansatz von 30mm anzusetzen [26].

Bei drehendem Rotor sind zwei Zustände zu untersuchen:

- alle Rotoren vereist
- alle bis auf ein Rotorblatt vereist.

Die Massenbelegung (Masse/Längeneinheit) ist auf der Vorderkante anzunehmen. Die Massenbelegung steigt linear vom Wert Null der Rotorachse auf den Wert μ_E bei halbem Radius und bleibt danach konstant bis zum äußeren Radius [26].

$$\mu_E = \rho_E \cdot k \cdot c_{\min} (c_{\max} + c_{\min}) \quad \text{Gl.5-27}$$

μ_E	Massenbelegung auf der Vorderkante des Rotorblattes bei halbem Radius
ρ_E	Dichte des Eises 700 kg/m ³
k	$0,00675 + 0,3 \exp(-0,3R / R_1)$
R	Rotorradius
R_1	1m
c_{\max}	maximale Blatttiefe
c_{\min}	linear aus der Blattkontur extrapolierte Blatttiefe an der Blattspitze

Für den Produktionsbetrieb ist der Auslegungslastfall 1.10 nach IEC 61400-1 [25], mit dem normalen Windmodellprofil (NWP), zu untersuchen. Dabei gilt die Windbedingung:

$$V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out} \quad \text{Gl.5-28}$$

V_{in}	Einschaltgeschwindigkeit
V_{out}	Abschaltgeschwindigkeit
V_{hub}	der 10min Mittelwert der Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe

Für Parken (Stillstand oder Leerlauf) ist der Auslegungslastfall 6.5 nach IEC 61400-1 [25], mit der extremen Windrichtungsänderung in 50 Jahren (EDC50) zu untersuchen. Dabei gilt die Windbedingung:

$$V_{hub} = V_{ref} \quad \text{Gl.5-29}$$

V_{ref} Bezugsgeschwindigkeit

Eislasten erhalten den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_F = 1,0$

5.5 Erdbeben

In erdbebengefährdeten Gebieten ist die Belastung durch Erdbeben zu berücksichtigen. Hierbei gelten die örtlichen Vorschriften, oder der Eurocode 8 [27]. Die Erdbebenbelastung basiert auf eine Kombination der Windlasten und der Erdbebenbeschleunigung mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren. Zur genaueren Berechnung der Belastung durch Erdbeben wird auf den Eurocode 8 [27] verwiesen.

Für den Produktionsbetrieb ist der Auslegungslastfall 1.1, mit dem normalen Windturbulenzmodell, nach IEC 61400-1[25].

$$V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out} \quad \text{Gl.5-30}$$

V_{in} Einschaltgeschwindigkeit

V_{out} Abschaltgeschwindigkeit

V_{hub} der 10min Mittelwert der Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe

und nach dem Auslegungslastfall 1.12, mit dem normalen Windprofilmodell zu untersuchen.

$$V_{hub} = V_r \text{ oder } V_{out} \quad \text{Gl.5-31}$$

V_{out} Abschaltgeschwindigkeit

V_{hub} der 10min Mittelwert der Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe

V_r Nennwindgeschwindigkeit

Für Parken (Stillstand oder Leerlauf) ist der Auslegungslastfall 6.0 nach IEC 64100-1 [25], mit dem normalen Windprofilmodell zu untersuchen.

$$V_{hub} = 0,8 \cdot V_{ref} \quad \text{Gl.5-32}$$

V_{hub} der 10min Mittelwert der Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe

V_{ref} Bezugsgeschwindigkeit

Der Sicherheitsbeiwert für die Lasten bei Erdbeben ist $\gamma_F = 1,0$.

5.6 Wellen und Strömungen

Die Wellen- und Strömungskräfte werden in der Regel mit dem Berechnungsverfahren nach Morison ermittelt. Die Wellenlast auf einen Einzelpfahl setzt sich aus den Anteilen

- Strömungskraft und
- Beschleunigungskraft (Trägheitskraft)

zusammen, die getrennt bestimmt und phasengerecht überlagert werden müssen [28].

Die horizontale Gesamtlast p je Längeneinheit ergibt sich nach Gl.5-33.

$$p = p_D + p_M \quad \text{Gl.5-33}$$

$$p_D = C_D \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma_w}{8} \cdot D \cdot u \cdot |u| \quad \text{Gl.5-34}$$

$$p_M = C_M \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot F \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{Gl.5-35}$$

p_D Strömungsdruckkraft infolge des Strömungswiderstandes je Längeneinheit des Pfahles

p_M Trägheitskraft infolge der instationären Wellenbewegung je Längeneinheit des Pfahles

C_D Widerstandsbeiwert des Strömungsdrucks

C_M	Widerstandsbeiwert der Strömungsbeschleunigung
g	Erdbeschleunigung
γ_w	Wichte des Wassers
u	horizontale Komponente der Geschwindigkeit der Wasserteilchen am betrachteten Pfahlort
$\frac{\partial u}{\partial t}$	horizontale Komponente der Beschleunigung der Wasserteilchen am betrachteten Pfahlort
D	Pfahldurchmesser oder charakteristische Breite des Bauteils
F	Querschnittsfläche des umströmten Pfahles im betrachteten Bereich in Strömungsrichtung

Die Geschwindigkeit und die Beschleunigung der Wasserteilchen werden aus den Wellengleichungen errechnet. Diese können unterschiedlichen Wellentheorien zugrunde liegen. Für die lineare Wellentheorie sind die folgenden Beziehungen in Tab.6 zusammengestellt.

	Flachwasser $\frac{d}{L} \leq \frac{1}{20}$	Übergangsbereich $\frac{1}{20} < \frac{d}{L} < \frac{1}{2}$	Tiefwasser $\frac{d}{L} \geq \frac{1}{2}$
1. Profil der freien Oberfläche	Allgemeine Gleichung $\eta = \frac{H}{2} \cdot \cos \vartheta$		
2. Wellengeschwindigkeit	$c = \frac{L}{T} = \frac{g}{\omega} kd = \sqrt{gd}$	$c = \frac{L}{T} = \frac{g}{\omega} \tan h(kd) = \sqrt{\frac{g}{k} \tan h(kd)}$	$c = \frac{L}{T} = \frac{g}{\omega} = \sqrt{\frac{g}{k}}$
3. Wellenlänge	$L = c \cdot T = \frac{g}{\omega} kdT = \sqrt{gd} \cdot T$	$L = c \cdot T = \frac{g}{\omega} \tan h(kd) \cdot T = \sqrt{\frac{g}{k} \tan h(kd)} \cdot T$	$L = c \cdot T = \frac{g}{\omega} \cdot T = \sqrt{\frac{g}{k}} \cdot T$
4. Geschwindigkeit der Wasserteilchen			
a) horizontal	$u = \frac{H}{2} \cdot \sqrt{\frac{g}{d}} \cdot \cos \vartheta$	$u = \frac{H}{2} \cdot \omega \cdot \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \cos \vartheta$	$u = \frac{H}{2} \cdot \omega \cdot e^{kz} \cdot \cos \vartheta$
b) vertikal	$w = \frac{H}{2} \cdot \omega \cdot \left(1 + \frac{z}{d}\right) \sin \vartheta$	$w = \frac{H}{2} \cdot \omega \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin \vartheta$	$w = \frac{H}{2} \cdot \omega \cdot e^{kz} \cdot \sin \vartheta$
5. Beschleunigung der Wasserteilchen			
a) horizontal	$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \cdot \omega \cdot \sqrt{\frac{g}{d}} \cdot \sin \vartheta$	$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \cdot \omega^2 \cdot \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin \vartheta$	$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \cdot \omega^2 \cdot e^{kz} \cdot \sin \vartheta$
b) vertikal	$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2} \cdot \omega^2 \cdot \left(1 + \frac{z}{d}\right) \cos \vartheta$	$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{H}{2} \cdot \omega^2 \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \cos \vartheta$	$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{H}{2} \cdot \omega^2 \cdot e^{kz} \cdot \cos \vartheta$

Tabelle 6: Lineare Wellentheorie. Physikalische Beziehungen[28]

Für die Anwendung von Theorien höherer Ordnung wird auf [29][30] verwiesen. Der Widerstandsbeiwert für den Strömungsdruck C_D wird aus Messungen ermittelt. Er ist abhängig von der Form des umströmten Körpers, der Reynoldsschen Zahl und dem Ausgangsturbulenzgrad der Strömung [31][32]. Entscheidend für die Strömungsdruckkraft ist die Lage des Ablösungspunkts der Grenzschicht. Bei Pfählen, an denen der Ablösungspunkt durch Ecken oder Abreißkanten vorgegeben ist, ist der C_D - Wert praktisch konstant (Abb.31).

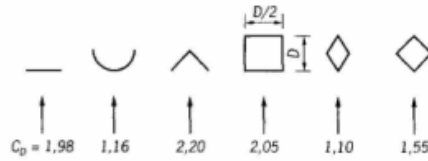


Abb. 31: C_D Werte von Pfahlquerschnitten mit stabilen Ablösepunkten[28]

Der Widerstandsbeiwert für die Strömungsbeschleunigung C_M wird in der Regel mit 2,0 angesetzt. Für die Ermittlung genauer Werte wird auf [29][33] verwiesen. Kräfte aus brechenden Wellen müssen ebenfalls berücksichtigt werden, allerdings existieren momentan noch keine brauchbaren Rechenansätze zur zutreffenden Ermittlung der Kräfte. Man behilft sich daher ebenfalls der Morison- Formel, jedoch unter der Annahme, dass die Welle als Wasserpaket mit hoher Geschwindigkeit ohne Beschleunigung auf den Pfahl wirkt. Der Strömungsdruckbeiwert C_D wird dabei auf 2,0 erhöht, während der Trägheitsbeiwert $C_M = 0$ gesetzt wird [28].

Bei der Ermittlung der Wellenbelastung von Pfahlgruppen, ist der für den jeweiligen Pfahlstandort maßgebende Phasenwinkel ϑ zu berücksichtigen. Die horizontale Gesamtbelastung für ein Pfahlbauwerk aus N Pfählen ergibt sich zu [28]:

$$gesP = \sum_{n=1}^N P_n(\vartheta_n) \tag{Gl.5-36}$$

- N Anzahl der Pfähle
- $P_n(\vartheta_n)$ Wellenlast eines Einzelpfahls n unter Berücksichtigung des Phasenwinkels $\vartheta = k \cdot x_n - \omega \cdot t$
- x_n Abstand des Pfahls n von der y-z Ebene (Abb.32)

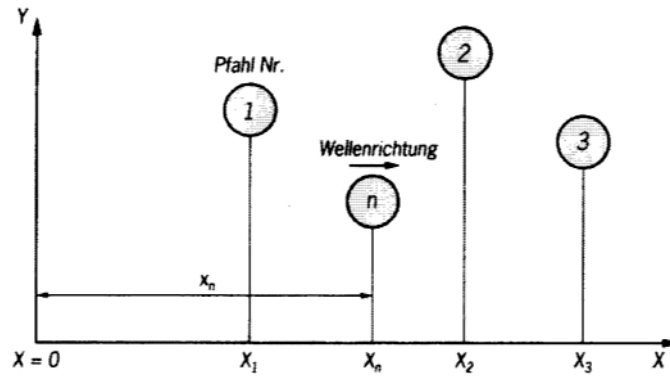


Abb. 32: Angaben für eine Pfahlgruppe [28]

5.7 Kolkung

Kolke entstehen, wenn durch die erodierende Wirkung des strömenden Wassers der Boden um ein Bauwerk herum gelöst und abtransportiert wird (Abb.33). Dadurch legen Kolke die Gründungen von Bauwerken frei (Abb.34) [34]. Durch die Freilegung der Gründung wird die Tragfähigkeit abgemindert und muss deshalb bei der Planung mit einberechnet werden. Wie schnell sich Kolke ausbilden, hängt von der Bodenart ab (bindiger oder nichtbindiger Boden) [34].

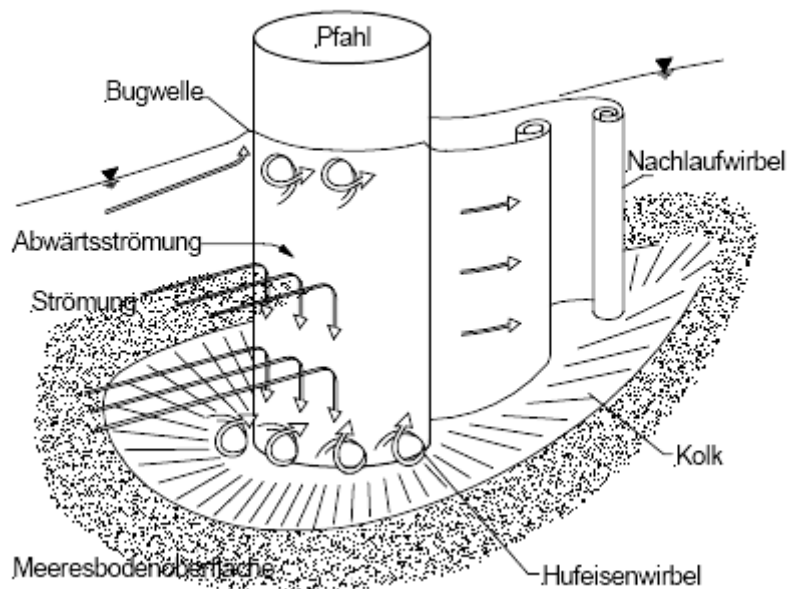


Abb. 33: Strömungsbild und Kolke an einem zylindrischen Pfahl[34]

Gründungen müssen deshalb so ausgeführt werden, dass entweder eine Kolksicherung eingebaut wird (Abb.35), oder die Gründung mit der größten zu erwartenden Kolkttiefe bemessen wird. Beide Varianten haben eine Überwachungspflicht [34].

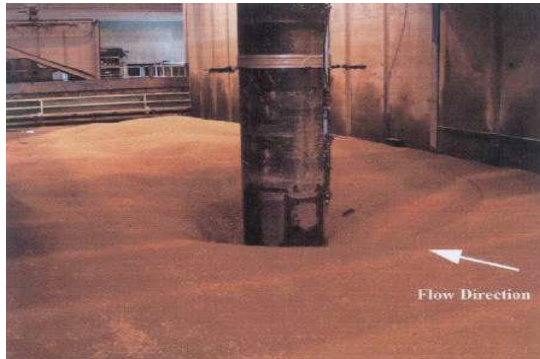


Abb. 34: Kolke an einem Monopile [35]



Abb. 35: Kolksicherung an einem Monopile [36]

In Tabelle 7 sind verschiedene Ansätze für die Abschätzung der Kolkttiefe an Brückenpfeilern angegeben.

Autor	Jahr	Formel	Ermittelte Kolkttiefe [m]
Laursen & Toch	1956	$\frac{S}{D} = 1,5 \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{0,3}$	14,6
Laursen	1963	$\frac{S}{D} = 1,34 \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{0,5}$	18,0
Qadar	1981	$\frac{S}{D} = 1,33 \cdot D^{-0,36}$	4,2
Ansari & Qadar	1994	$\frac{S}{D} = 3,60 \cdot D^{-0,6}$ (für $D > 2,2$ m)	7,4
Jain	1981	$\frac{S}{D} = 1,41 \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{0,3} \cdot \left(\frac{U_{cr}}{\sqrt{g \cdot h}}\right)^{0,25}$	6,7
Jain	1981	$\frac{S}{D} = 1,84 \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{0,3} \cdot \left(\frac{U_{cr}}{\sqrt{g \cdot h}}\right)^{0,25}$	8,8
Shen II	1969	$\frac{S}{D} = 3,4 \cdot \left(\frac{U_c}{\sqrt{g \cdot D}}\right)^{0,66}$	3,4

Tabelle 7: Ansätze zur Abschätzung der Kolkttiefe an Pfählen, gleichmäßige Strömung für $h=30m$, $D=6m$, $U_c=0,5m/s$, $U_{cr}=1,0m/s$ [34]

- S Kolkttiefe
- D Durchmesser
- U_c mittlere Strömungsgeschwindigkeit
- U_{cr} kritische Strömungsgeschwindigkeit

g Gravitationskonstante

Die Tabelle 7 zeigt, dass die Ergebnisse sehr unterschiedlich ausfallen. Richwien/Lesny haben sich mit dem Thema der Berechenbarkeit von Kolke auseinandergesetzt und sind zu dem Ergebnis gekommen, dass auf der Grundlage des heutigen Wissenschaftsstandes keine zuverlässige Vorhersage der Kolkbildung möglich ist. Es ist aber zu erwarten, dass in Zukunft auf Basis von numerischen Modellierungen eine zuverlässige Kolkprognose möglich ist [34].

5.8 Verflüssigung

Verflüssigung kann bei nichtbindigen, wassergesättigten Böden infolge dynamischer Belastung eintreten (z.B. Wellenschlag, Grundwasserströmung, Stoßbelastung). Das Porenwasser kann nicht ausreichend schnell abfließen. Die Belastung wird dabei nur über die Porenwasserspannung aufgenommen. Es liegen undrainierte Verhältnisse vor. Die effektiven Spannungen werden vermindert und der Porenwasserdruck schlagartig erhöht. Geht der Scherwiderstand des Bodens verloren, geht dieser in einen plastischen Zustand über und schwimmt auf. Bis der Porenwasserüberdruck wieder abgebaut ist, verhält sich der Boden wie eine Flüssigkeit [20].

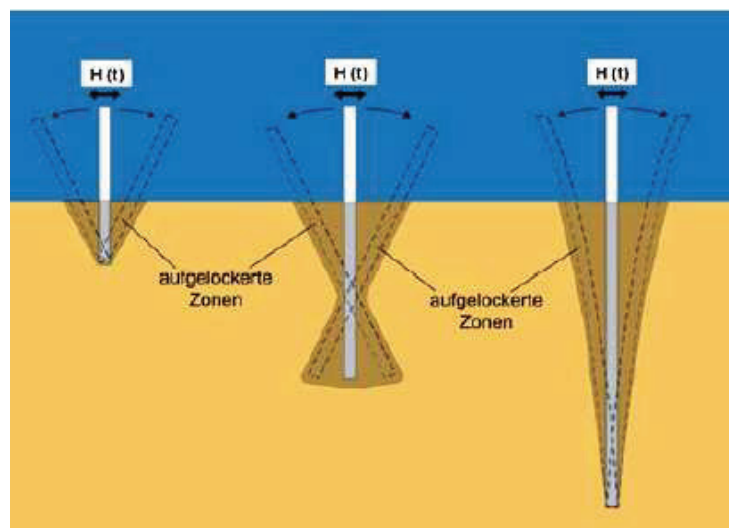


Abb. 36: Auflockerungszonen durch Bodenverflüssigung bei verschiedenen Pfahllängen [20]

Tritt Verflüssigung auf, wird die Mantelreibung und die horizontale Bettung am Pfahl reduziert und dadurch auch die Tragfähigkeit. Ob Verflüssigung eintritt hängt ab von

- der aufgebrachten Last (Zyklen und Dauer der Einwirkung)

- der Eigenschaft des Bodens (z.B. Wassersättigungsgrad, Lagerungsdichte, Durchlässigkeit) [20].

Inwieweit extreme Wellen, Wind bzw. Rotorunwuchten derartige Verflüssigungen auslösen bzw. welche Randbedingungen und Belastungsgrößen angesetzt werden, ist bisher nicht ausreichend erforscht. Im Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB-TUBS) wird daher zurzeit ein großmaßstäblicher Modellversuch durchgeführt, um die Zusammenhänge zu untersuchen. Im Forschungsprogramm FINO 3 werden bereits Daten messtechnisch erfasst und sollen auf den Modellversuch maßstabsgerecht überführt werden. Nach der Kalibrierung des Modells an den in-situ Messwerten kann das Modell bis in den Grenzzustand belastet werden und wichtige Informationen liefern [20].

5.9 Eisgang

Windkraftanlagen sind schlanke Bauwerke, die empfindlich auf Eislasten reagieren. In Gegenden, wo sich Eis bilden kann oder Treibeis auftritt, müssen die Eislasten einbezogen werden. Für die Berechnung der Eislasten müssen folgende Parameter berücksichtigt werden:

- Geometrie und Eigenschaft des Eises
- Dichte und Verteilung des Eises
- Art des Eises (Eisschollen, Eisberge, Treibeis usw.)
- Druckfestigkeit des Eises
- Geschwindigkeit des Treibeises
- Dicke des Eises

Die Eisdicke wird aus Eisdaten am Standort bestimmt (z.B. Eisatlas).

Die Lasten aus horizontal bewegendem Eis werden an

- bestehenden Bauwerken,
- maßstäblichen Modellen und
- theoretischen Verfahren

bestimmt.

Bei der Berechnung wird die gleiche Richtung für horizontal bewegendes Eis angenommen wie die gleichzeitig angreifende Windlast. Die Eislast P_0 kann auf senkrechte, schmale Bauwerke nach Gl.5-37 [37] angenommen werden.

$$P_0 = (2,5 \cdot m \cdot k \cdot h \cdot d \cdot \sigma_{0,c,lokal}) / \sqrt[3]{v_{Eis}} \quad \text{Gl.5-37}$$

m Formbeiwert 1,0 für Rechteckquerschnitt 0,9 für Halbkreis/Kreisquerschnitt

k Kontaktbeiwert (0,4-0,7 angenommen)

h Dicke des Eises

d Breite des Bauwerkes

$\sigma_{0,c,lokal}$ charakteristische lokale Eisdruckfestigkeit

v_{Eis} Geschwindigkeit des Eises

Der charakteristische Eisdruck kann nach [37] angenommen werden mit:

$$\sigma_{0,c,lokal} = \sigma_{0,c} \sqrt{1 + 5 \frac{h_c^2}{A_{lokal}}} \quad \text{Gl.5-38}$$

$\sigma_{0,c}$ charakteristische Druckfestigkeit des Eises

h_c charakteristische Dicke des Eises

A_{lokal} Fläche über die der lokale Eisdruck aufgebracht wird

Auf eingefrorene Pfähle wirken bei steigendem und fallendem Wasserspiegel vertikale Zusatzlasten. Bei steigendem Wasserspiegel wird der Wasserdruck von unten auf die Eisdecke als lotrecht nach oben gerichtete Kraft übertragen und bei fallendem Wasserspiegel bewirkt die Massenkraft aus der Eisdecke eine lotrecht nach unten gerichtete Zusatzlast. Nach vorliegenden Erfahrungen werden die lotrechten Lasten durch die Biegefestigkeit der Eisdecke begrenzt. Die auf Pfähle übertragbare Last kann nach Gleichung 5-39 berechnet werden [38].

$$A_v = (0,6 + (0,15 \cdot D / h)) \cdot 0,4 \cdot \sigma_c \cdot h^2 \quad \text{Gl.5-39}$$

A_v	Zusatzlast
h	Dicke der Eisdecke
D	Pfahldurchmesser
σ_c	Druckfestigkeit der Eisdecke

Bei Dicken des Eises $h < 50\text{cm}$ wird die Druckfestigkeit bei steigendem Wasserspiegel im unteren Drittel und bei fallendem Wasserspiegel im oberen Drittel angesetzt.

Die horizontalen Eislasten können nach Gl.5-40 berechnet werden.

$$P = c - \sigma_c \cdot D^{0,5} \cdot h^{1,1} \quad \text{Gl.5-40}$$

c	Kontaktbeiwert $c = 1,13 [m^{0,4}]$
σ_c	Druckfestigkeit des Eises
D	Pfahldurchmesser
h	Bemessungseisdecke

Bei brechendem Eis kommt es zu einer statischen und dynamischen Wechselwirkung zwischen dem Eis und der Konstruktion. Es werden zwei Bruchbilder unterschieden:

- am Pfahl anliegendes oder angefrorenes Eis (Abb.37)
- Auftreffen von Treibeis (Abb.38)

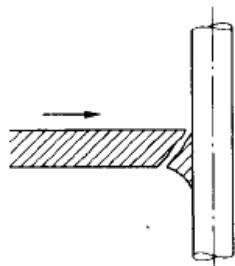


Abb. 37: Schubbruch [39]

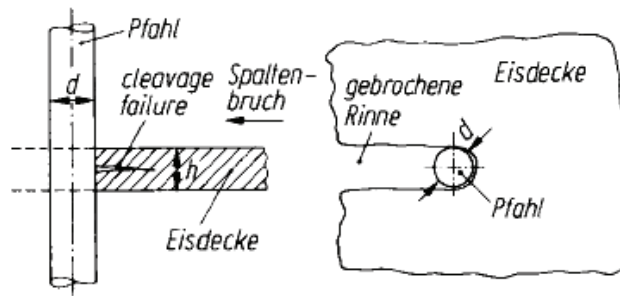


Abb. 38: horizontaler Spaltbruch [39]

Die Eisbelastung wird dabei zwischen dem Eisdruck P_p (Durchdringen eines Eisfeldes) und dem Eisdruck P_i (im Ruhezustand drückendes Feld) unterschieden. Je nach Querschnittsform kann der Eisdruck nach Tab.8 berechnet werden.

Betrachteter Vorgang	Querschnittsarten	Eisdruck [MN]
Durchdringung eines treibenden Eisfeldes	Rund-, Rechteck- oder Keilquerschnitte	$P_p = 0,56 \sigma_0 \cdot d^{0,50} \cdot h^{1,1}$
Eindringen in ein drückendes Eisfeld	Rundquerschnitte	$P_i = 0,51 \sigma_0 \cdot d^{0,50} \cdot h^{1,1}$
	Rechteckquerschnitte	$P_i = 1,4 \sigma_0 \cdot d^{0,68} \cdot h^{1,1}$
	Keilquerschnitte für mittleren Formbeiwert $m = 0,75$	$P_i = 1,0 \sigma_0 \cdot d^{0,68} \cdot h^{1,1}$

Tabelle 8: Eisdruckwerte für verschiedene Querschnittsformen [28]

Die Eigenschwingung der Konstruktion beeinflusst die Bruchfrequenz des Eises, so dass die natürliche Eigenfrequenz der Konstruktion abgestimmt wird. Die Konstruktion wird dabei durch Vibration in ihrer Eigenschwingungsform angeregt. Dies kann zu einer erheblichen Reduzierung der Lebensdauer der Gründungsstruktur zur Folge haben (z.B. Verflüssigung). Das Auftreten einer Abstimmung wird durch Gl.5-41 bestimmt [37].

$$\frac{v_{Eis} \cdot f_n}{h} > 0,3 \quad \text{Gl.5-41}$$

v_{Eis} Geschwindigkeit der Eisscholle

d Dicke des Eises

f_n Eigenfrequenz der Konstruktion

In der Regel werden für Windkraftanlagen konische Konstruktionen verwendet. Hier wird die Bruchfrequenz unabhängig von den Eigenschwingungen des Eises angenom-

men. Es muss dabei beachtet werden, dass die Frequenz der Eisbelastung nicht in der Nähe der Eigenfrequenz der Konstruktion liegt [37].

$$f_{Eis} = \frac{v_{Eis}}{L_{Ri\beta}} \quad \text{Gl.5-42}$$

f_{Eis} Frequenz der Eisbelastung

$L_{Ri\beta}$ Risslänge des Eises

$$L_{Ri\beta} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot D \quad \text{Gl.5-43}$$

ρ Funktion von $\gamma_w \cdot D^2 / (\sigma_f \cdot h)$ nach Tabelle 9

D Durchmesser in Wasserspiegelhöhe

h Dicke des Eises

γ_w Wichte des Wassers

σ_f Biegefestigkeit des Eises

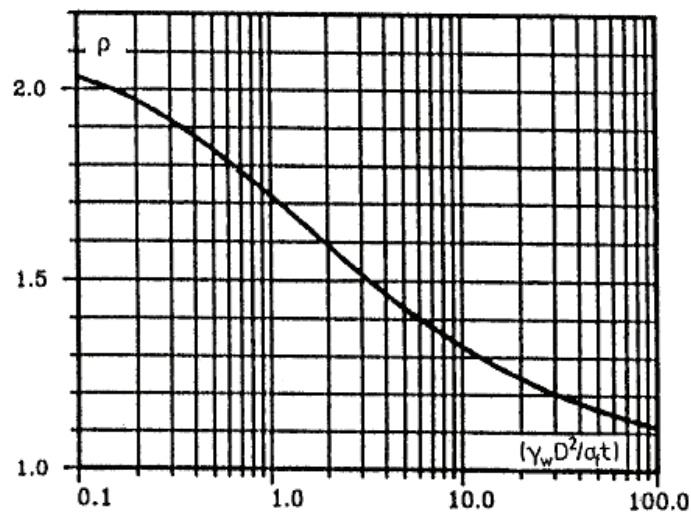


Tabelle 9: Faktor ρ für die Berechnung der Risslänge [37]

Um Belastungen durch treibendes Eis zu minimieren, können Eissperren um einen Windpark eingesetzt werden. Die Eissperren können aus einfachen Holzpfählen bestehen oder aus Steinschüttungen [40].

5.10 Schiffskollision

Bei einer Kollision zwischen großen Schiffen und einer Offshore- Windkraftanlage (OWKA) kann es zu einer wesentlichen Gefährdung der Umwelt kommen. Eine Ursache für eine Kollision ist die Manövrierunfähigkeit eines Schiffes. Das Schiff kann dabei so beschädigt werden, dass Betriebsstoffe und Ladung (z.B. Öl, Chemikalien) auslaufen und so die Meeresumwelt erheblich schädigen. Im Extremfall kann das Schiff so stark beschädigt werden, dass es sinkt. Für den Bau eines Offshore- Windparks muss daher eine detaillierte Risikoanalyse für die Genehmigungsunterlagen aufgestellt werden. Auf Basis dieser Risikoanalyse wird das Risiko der Gefährdung der Meeresumwelt eingeschätzt. Das Risiko R berechnet sich aus [41]:

$$R = f \cdot c \quad \text{Gl.5-44}$$

f Kollisionshäufigkeit

c Konsequenz des unerwünschten Ereignisses (Umweltverschmutzung)

In einem Forschungsvorhaben der TUHH wurden mehrere Kollisionsszenarien mit Hilfe von FE- Programmen durchgerechnet. Zuerst wird für die OWKA der Bodenkörper mit den dazugehörigen Lasten (Eigengewicht, Wind, Wellen usw.) modelliert. Danach wird das Schiff modelliert, mit der kinetischen Energie E_k , die abhängig ist von der Masse des Schiffes m_{Schiff} und des umgebenen Wassers m_{Wasser} , sowie von der Driftgeschwindigkeit v^2 [41].

$$E_k = \frac{(m_{Schiff} + m_{Wasser}) \cdot v^2}{2} \quad \text{Gl.5-45}$$

Zur Berechnung der Kollision werden dann beide Modelle zusammengefügt.

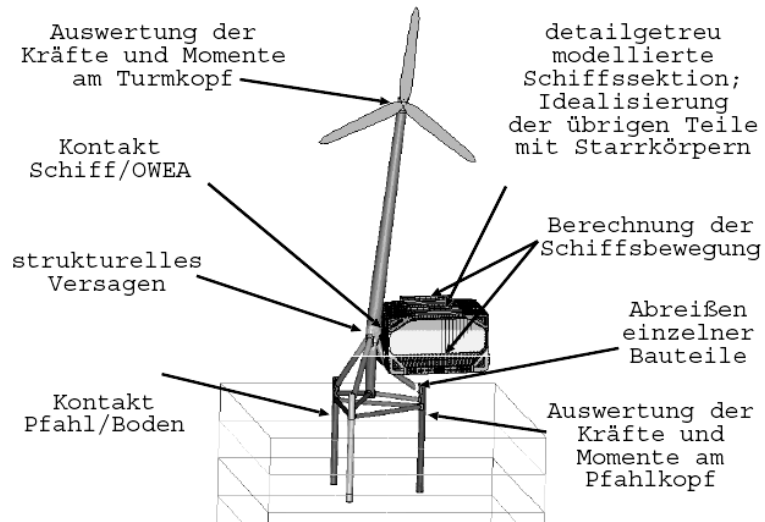


Abb. 39: Kollisionsmodell: Berücksichtigte Randbedingungen und Ausgaben [41]

Mit Hilfe dieser Berechnungen kann die Kollisionssicherheit verschiedener Gründungsvarianten mit verschiedenen Schiffstypen bestimmt werden. Als Ergebnis des Forschungsprojektes wurde für die Kollisionssicherheit eine Matrix (Abb.40) aufgestellt.

Betonfundament	() ¹	(✓) ¹	() ¹	() ¹
Stahl-Tripod	(✓) ¹	(✓) ¹	(✓) ¹	(✓) ¹
Jacket	✓	✓	–	–
Monopile	✓	✓	✓	✓
	Doppelhüllen- tanker 31.600 tdw	Containerschiff 2.300 TEU	Einhüllentanker 150.000 tdw	Schüttgut- frachter 170.000 tdw

✓	Die Konstruktion kann als kollisionssicher angesehen werden.
(✓)	Es konnten gefährliche Szenarien identifiziert und Gegenmaßnahmen vorgeschlagen werden. Die Konstruktion kann als bedingt kollisionssicher für den jeweiligen Schiffstyp angesehen werden.
–	Rot: Es konnten gefährliche Szenarien identifiziert werden. Es konnten noch keine Gegenmaßnahmen vorgeschlagen werden. Ohne eine grundlegende Veränderung der Geometrie ist die Konstruktion als unsicher anzusehen.
	Es sind noch nicht genügend Untersuchungen durchgeführt worden, um genaue die Ergebnisse abzusichern.

Abb. 40: Bewertung der Kollisionssimulation [41]

5.11 Gesamtdynamische Berechnung

Windkraftanlagen sind schwingungsanfällige Bauwerke. Um Resonanz zu vermeiden, ist der Abstand der Eigenfrequenz der Gesamtstruktur von den Erregerfrequenzen entscheidend. In Abb.41 sind verschiedene Kräfte und Schwingungsfreiheitsgrade dargestellt [42].

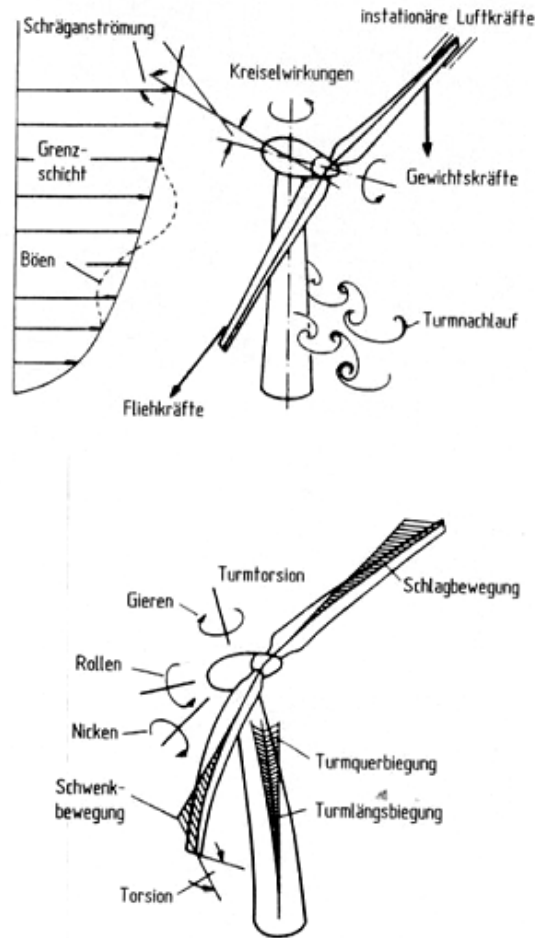


Abb. 41: Anregende Kräfte und Schwingungsfreiheitsgrade einer WKA [42]

Bei ausreichenden Abstand der Eigenfrequenzen des Turmes $f_{0,n}$ im Betrieb zu den Erregerfrequenzen f_R bzw. $f_{R,m}$ kann nach DIBt-RiLi [23] ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der Schnittgrößen angewandt werden. Dabei gilt:

$$\frac{f_R}{f_{0,1}} \leq 0,95 \quad \text{Gl.5-46}$$

$$\frac{f_{R,m}}{f_{0,n}} \leq 0,55 \quad \text{oder} \quad \frac{f_{R,m}}{f_{0,n}} \geq 1,05 \quad \text{Gl.5-47}$$

f_R max. Drehfrequenz des Rotors im Betrieb

$f_{0,1}$ erste Eigenfrequenz des Turmes

$f_{R,m}$ Durchgangsfrequenz der m Rotorblätter

$f_{0,n}$

n-te Eigenfrequenz des Turmes

Als ausreichend wird nach [23] ein Abstand von $\pm 5\%$ angegeben.

Der Zusammenhang zwischen Erregerfrequenzen und Eigenfrequenzen kann mithilfe eines Campell-Diagrammes veranschaulicht werden (Abb.42) Auf der x-Achse ist die Drehzahl aufgetragen, die die Erregerfrequenz bestimmt. Die beiden diagonalen Linien stellen die sich ergebenden Erregerfrequenzen dar. Die vertikalen Linien markieren die untere bzw. obere Grenze der Betriebsdrehzahlen. Im sich ergebenden grau dargestellten Bereich müssen die Turmeigenfrequenzen liegen, damit die Anforderungen für die Anwendung des vereinfachten Verfahrens erfüllt sind [24].

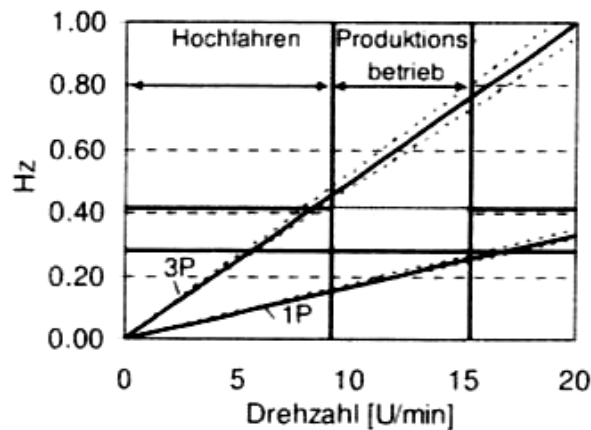


Abb. 42: Beispiel eines Campell Diagrammes [24]

Bei der Ermittlung der Eigenfrequenzen ist der Einfluss der Gründungssteifigkeit zu berücksichtigen. Grenzwerte für die Gründungssteifigkeit werden in Form der Bodendrehfeder festgelegt [24].

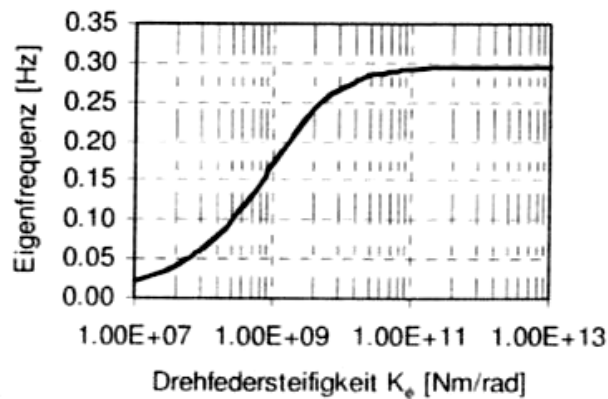


Abb. 43: Beispiel für den Einfluss der Bodendrehfeder auf die Eigenfrequenz des Turmes [24]

Zur Berechnung der Eigenfrequenzen werden in der Regel FE-Programme eingesetzt. Für vereinfachte Berechnung der Grundfrequenz kann die Morleigh-Formel verwendet werden [24].

Kann das vereinfachte Verfahren nicht eingesetzt werden, so ist eine gesamtdynamische Berechnung erforderlich. Es müssen dabei berücksichtigt werden:

- **Turbulenzmodellierung** (nach IEC 64100-1 [25])
- **Aerodynamik/Aeroelastik:** Die Aerodynamischen Eigenschaften der Rotorblätter inklusive ihrer Steuerung sind detailliert abzubilden. Dabei sind Effekte wie Strömungsabriss und dynamisches Nachstromverhalten mit einzuschließen.
- **Strukturdynamik:** Neben den dynamischen Eigenschaften des Turmes mit Gründung sind auch Steifigkeiten und Dämpfung des Antriebstrangs, des Generators sowie elastische Lagerung der Maschine zu berücksichtigen.
- **Funktion:** Die Auswirkungen der Regelung der Anlage mit den realen zeitlichen Verläufen beim Gieren, Anfahren oder Bremsen sind zu erfassen [24].

Mit Kenntnis dieser Angaben kann eine genauere Berechnung durchgeführt werden. Der prinzipielle Unterschied zwischen den beiden Verfahren ist in Abb.44 schematisch dargestellt.

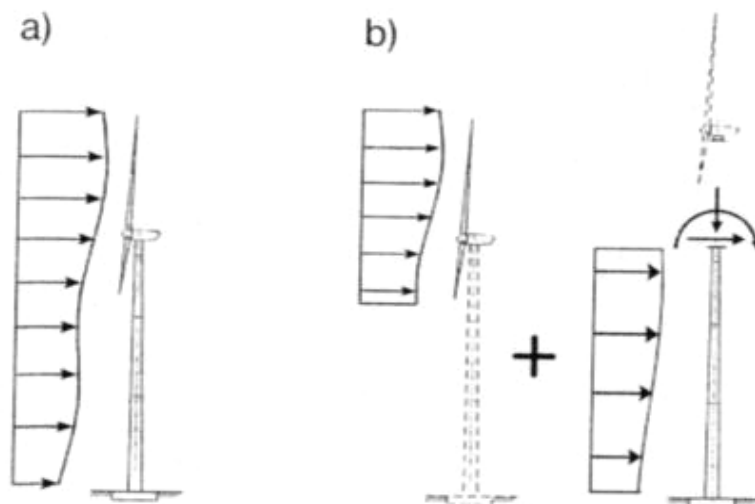


Abb. 44: Schematische Darstellung des Vorgehens bei der gesamtdynamischen Berechnung a) und bei dem vereinfachten Verfahren b) [24]

6 Bemessungsansätze der Gründung

Windkraftanlagen sind mindestens in die geotechnische Kategorie GK2 einzustufen. Es ist zwingend notwendig geotechnische Baugrunderkundungen durchzuführen. Die geotechnischen Baugrunderkundungen dienen primär der Erkundung von Baugrunderkennwerten und der Gewinnung von Bodenproben für die Laborversuche. Für eine sichere Bemessung der Gründung müssen die Eigenschaften des Bodens, wie z.B. Lagerungsdichte, Sättigungsgrad usw., bekannt sein [43].

Für die Gründung von Windenergieanlagen wird nach DIN 1054-4 [22] die Beobachtungsmethode empfohlen.

6.1 Flachgründung (Schwergewichtsgründung)

Erfolgt die Gründung der WKA über eine Schwergewichtsgründung, so müssen nach [43] folgende Nachweise geführt werden:

- Kippen
- Grundbruch
- Gleiten
- Auftrieb
- Setzungen

Die Nachweise können nach DIN 1054-4 [22] geführt werden.

6.1.1 Kippen

Der Kippnachweis nach DIN 1054-4 [22] kann auf nichtbindigen und bindigen Böden nicht geführt werden, da die Kippkante nicht bekannt ist. Es wird daher der Nachweis der Einhaltung der zulässigen Ausmittigung der Sohldruckresultierenden geführt. Die Ausmittigung der Sohldruckresultierenden darf höchstens so groß werden, dass die Gründungssohle des Fundamentes noch bis zu ihrem Schwerpunkt durch Druck belastet bleibt. Nur bis zum Schwerpunkt der Gründungssohle darf somit eine klaffende Sohlfuge auftreten. Die Standsicherheit ist dabei nicht gefährdet. Dieser Bereich wird auch als „2.Kernweite“ bezeichnet.

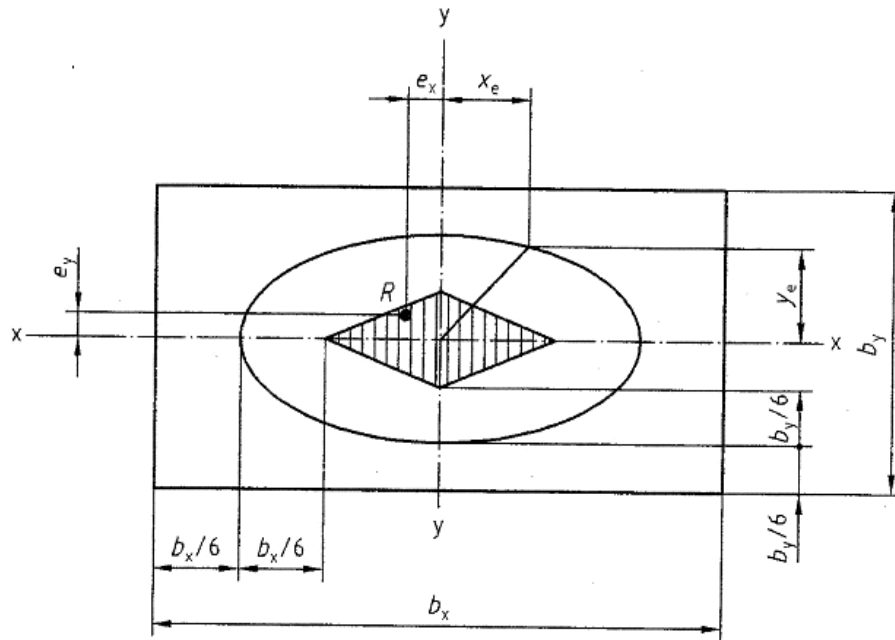


Abb. 45: Grundriss rechteckiges Fundament; Bezeichnungen zweiachsiger Ausmittigkeit [22]

Bei rechteckigen Vollquerschnitten wird die Begrenzungslinie dieses Bereiches durch die elliptische Funktion (Gl.6-1) näherungsweise erfasst [22].

$$\left(\frac{x_e}{b_x}\right)^2 + \left(\frac{y_e}{b_y}\right)^2 \leq \frac{1}{9} \quad \text{Gl.6-1}$$

Bei kreisförmigen Vollquerschnitten durch ein Kreis mit dem Radius r nach Gleichung 6-2 [22].

$$0,59 \cdot r \leq r_e \quad \text{Gl.6-2}$$

6.1.2 Grundbruch

Zur Einhaltung einer ausreichenden Sicherheit gegen Grundbruch ist nach DIN 4017 nachzuweisen, dass für den Grenzzustand GZ 1B die Bedingung

$$N_d \leq R_{n,d} \quad \text{Gl.6-3}$$

erfüllt ist. [44]

N_d Bemessungswert der Beanspruchung senkrecht zur Fundamentsohle

$R_{n,d}$ Bemessungswert des Grundbruchwiderstandes

Der Bemessungswert N_d setzt sich zusammen aus dem ständigen Anteil $N_{G,k}$ der charakteristischen Beanspruchung, multipliziert mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_G nach Tabelle 10 [22] für den Grenzzustand GZ 1B und dem veränderlichen Anteil $N_{Q,k}$ der charakteristischen Beanspruchung, multipliziert mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_Q nach Tabelle 10 [22] für den Grenzzustand GZ 1B.

$$N_d = N_{G,k} \cdot \gamma_G + N_{Q,k} \cdot \gamma_Q \quad \text{Gl.6-4}$$

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Lastfall		
		LF 1	LF 2	LF 3
<u>GZ 1A: Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit</u>				
Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stab}$	0,90	0,90	0,95
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,inst}$	1,00	1,00	1,00
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_{Ht}	1,35	1,30	1,20
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_{Ht}	1,80	1,60	1,35
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,inst}$	1,00	1,00	1,00
<u>GZ 1B: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen</u>				
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen allgemein ^a	γ_G	1,35	1,20	1,00
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen aus Erdruchdruck	γ_{E0g}	1,20	1,10	1,00
Beanspruchungen aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,00
<u>GZ 1C: Grenzzustand des Verlustes der Gesamtstandsicherheit</u>				
Ständige Einwirkungen	γ_G	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00
<u>GZ 2: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit</u>				
$\gamma_G = 1,00$ für ständige Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
$\gamma_Q = 1,00$ für veränderliche Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
^a einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck				

Tabelle 10: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen nach DIN 1054 4 [22])

Der Bemessungswert $R_{n,d}$ des Grundbruchwiderstandes ergibt sich aus dem charakteristischen Grundbruchwiderstand $R_{n,k}$ durch Division mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_{Gr} für den Grenzzustand 1B [22].

$$R_{n,d} = R_{n,k} / \gamma_{Gr} \quad \text{Gl.6-5}$$

$R_{n,k}$ normal zur Sohle wirkende Komponente des Grundbruchwiderstandes R_n nach DIN 4017 [44] aus charakteristischen Bodenkenngrößen

Der charakteristische Grundbruchwiderstand $R_{n,d}$ wird durch Formel. nach DIN 4017 [44] ermittelt.

$$R_{n,k} = a' \cdot b' (\gamma_2 \cdot b' \cdot N_b + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d + c \cdot N_c) \quad \text{Gl.6-6}$$

a'	rechnerische Fundamentlänge mit $a' = a - 2 \cdot e_a$
b'	rechnerische Fundamentbreite mit $b' = b - 2 \cdot e_a$, es gilt $b' \leq a'$
γ_1	Wichte des Bodens oberhalb der Gründungssohle
γ_2	Wichte des Bodens unterhalb der Gründungssohle
c	Kohäsion des Bodens
d	Gründungstiefe
N_b	$= N_{d0} \cdot v_b \cdot i_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b$
N_d	$= N_{d0} \cdot v_d \cdot i_d \cdot \lambda_d \cdot \xi_d$
N_c	$= N_{c0} \cdot v_c \cdot i_c \cdot \lambda_c \cdot \xi_c$

Die einzelnen Beiwerte der Gl.6-6 ergeben sich wie folgt:

Tragfähigkeitsbeiwerte:

- für den Einfluss der Gründungsbreite:

$$N_{b0} = (N_{d0} - 1) \tan \varphi$$

- für den Einfluss der seitlichen Auflast

$$N_{d0} = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) e^{(\pi \tan \varphi)}$$

- für den Einfluss der Kohäsion

$$N_{c0} = (N_{d0} - 1) \cot \varphi$$

Formbeiwerte:

- für den Einfluss der Breite durch v_b
- für den Einfluss der Tiefe durch v_d
- für den Einfluss der Kohäsion durch v_c

Grundrissform	v_b	v_d	$v_c (\varphi \neq 0)$	$v_c (\varphi = 0)$
Streifen	1,0	1,0	1,0	1,0
Rechteck	$1 - 0,3b' / a'$	$1 + b' / a' \sin \varphi$	$(v_d N_{d0} - 1) / (N_{d0} - 1)$	$1 + 0,2b' / a'$
Quadrat/Kreis	0,7	$1 + \sin \varphi$	$(v_d N_{d0} - 1) / (N_{d0} - 1)$	1,2

Tabelle 11: Formbeiwerte nach DIN 4017[44]

Lastneigungsbeiwerte:

- für den Einfluss der Breite i_b
- für den Einfluss der Tiefe i_d
- für den Einfluss der Kohäsion i_c

Geländeneigungsbeiwerte:

- für den Einfluss der Breite λ_b
- für den Einfluss der Tiefe λ_d
- für den Einfluss der Kohäsion λ_c

	UndrÄnierte Bedingungen $(\varphi = 0^\circ \text{ und } c > 0)$	DrÄnierte Bedingungen $(\varphi > 0^\circ \text{ und } c \geq 0)$
GelÄndeneigungsbeiwert fÄr den Einfluss der Breite		$\lambda_b = (1 - 0,5 \tan \beta)^6$
GelÄndeneigungsbeiwert fÄr den Einfluss der Tiefe		$\lambda_d = (1 - \tan \beta)^{1,9}$
GelÄndeneigungsbeiwert fÄr den Einfluss der KohÄsion	$\lambda_c = 1 - 0,4 \tan \beta$	$\lambda_c = \frac{N_{d0} \cdot^{-0,0349 \beta \tan \varphi} - 1}{N_{d0} - 1}$

Tabelle 12: GelÄndeneigungsbeiwerte nach DIN 4017 [44], β = GelÄndeneigung**Sohlneigungsbeiwerte:**

- fÄr den Einfluss der Breite ξ_b
- fÄr den Einfluss der Tiefe ξ_d
- fÄr den Einfluss der KohÄsion ξ_c

	UndrÄnierte Bedingungen $(\varphi = 0^\circ \text{ und } c > 0)$	DrÄnierte Bedingungen $(\varphi > 0^\circ \text{ und } c \geq 0)$
Sohlneigungsbeiwert fÄr den Einfluss der Breite		$\xi_b = e^{-0,045 \alpha \tan \varphi}$
Sohlneigungsbeiwert fÄr den Einfluss der Tiefe	$\xi_d = 1$	$\xi_d = e^{-0,045 \alpha \tan \varphi}$
Sohlneigungsbeiwert fÄr den Einfluss der KohÄsi- on	$\xi_c = 1 - 0,0068 \alpha$	$\xi_c = e^{-0,045 \alpha \tan \varphi}$

Tabelle 13: Sohlneigungsbeiwerte nach DIN 4017 [44], α = Sohlneigungswinkel

6.1.3 Gleiten

Greifen an einem Fundament horizontale Kräfte an, so kann es zum Gleiten des Fundamentes kommen. Daher muss ein Nachweis geführt werden, der das Gleiten ausschließt. Die Horizontalkräfte aktivieren zum einen die Reibung zwischen Fundamentsohle und Baugrund, andererseits wird an der Fundamentstirnseite Erdwiderstand aktiviert.

Zur Einhaltung einer ausreichenden Sicherheit gegen Gleiten ist nach DIN 1054-4 nachzuweisen, dass für den Grenzzustand GZ 1B die Bedingung

$$T_d \leq R_{t,d} + E_{p,d} \quad \text{Gl.6-7}$$

erfüllt ist [22].

T_d	Bemessungswert der Beanspruchung parallel zur Fundamentsohlfläche
$R_{t,d}$	Bemessungswert des Gleitwiderstandes
$E_{p,d}$	Bemessungswert des Erdwiderstandes parallel zur Sohlfläche an der Stirnseite des Fundaments

Der Bemessungswert T_d setzt sich zusammen aus dem ständigen Anteil $T_{G,k}$ der charakteristischen Beanspruchung, multipliziert mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_G nach Tabelle 10 für den Grenzzustand GZ 1B und dem veränderlichen Anteil $T_{Q,k}$ der charakteristischen Beanspruchung, multipliziert mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_Q nach Tabelle 10 für den Grenzzustand GZ 1B [22].

$$T_d = T_{G,k} \cdot \gamma_G + T_{Q,k} \cdot \gamma_Q \quad \text{Gl.6-8}$$

Der zulässige Bemessungswert $E_{p,d}$ setzt sich zusammen aus dem charakteristischen Erdwiderstand $E_{p,k}$ durch Division mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_{Ep} für den Grenzzustand GZ 1B nach Tabelle 10 [22].

$$E_{p,d} = E_{p,k} / \gamma_{Ep} \quad \text{Gl.6-9}$$

Der Bemessungswert des Gleitwiderstandes $R_{t,d}$ ergibt sich aus dem charakteristischen Gleitwiderstand $R_{t,k}$ durch Division mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_{G1} im Grenzzustand GZ 1B.

$$R_{t,d} = R_{t,k} / \gamma_{G1} \quad \text{Gl.6-10}$$

Der charakteristische Gleitwiderstand $R_{t,k}$ ermittelt sich nach DIN 1054-4 [22] wie folgt:

- bei rascher Beanspruchung eines wassergesättigten Bodens (Anfangszustand)

$$R_{t,k} = A \cdot c_{u,k} \quad \text{Gl.6-11}$$

- bei vollständiger Konsolidation des Bodens (Endzustand)

$$R_{t,k} = N_k \cdot \tan \delta_{S,k} \quad \text{Gl.6-12}$$

- bei vollständiger Konsolidierung des Bodens, wenn die Bruchfläche durch den Boden verläuft, z.B. bei Anordnung eines Fundamentspornes

$$R_{t,k} = N_k \cdot \tan \varphi'_k + A \cdot c'_k \quad \text{Gl.6-13}$$

A	für Kraftübertragung maßgebende Sohlfläche
$c_{u,k}$	charakteristischer Wert der Scherfestigkeit des undrnierten Bodens
$\delta_{S,k}$	charakteristischer Wert des Sohlreibungswinkels
φ'_k	charakteristischer Wert des Reibungswinkels des Bodens in der Bruchfläche durch den Boden
c'_k	charakteristischer Wert der Kohäsion des Bodens in der Bruchfläche durch den Boden

6.1.4 Auftrieb

Eine ausreichende Sicherheit gegen Auftrieb muss eingehalten werden, wenn am Fundament Sohlwasserdrücke angreifen. Im Regelfall handelt es sich beim betrachteten Grenzzustand um einen Verlust der Lagesicherheit im Grenzzustand GZ 1A. Die Bemessungswerte der ungünstigen Einwirkungen werden dabei mit den günstigen Einwir-

kungen verglichen. Eine Sicherheit gegen Auftrieb gilt als gewährleistet, wenn die Bedingung nach Gleichung 6-14 erfüllt ist [22].

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stab} \cdot \gamma_{G,stab} \quad \text{Gl.6-14}$$

A_k	Auftriebskraft
$\gamma_{G,dst}$	Teilsicherheitsbeiwert nach Tabelle 10
Q_k	ungünstig wirkende Kraft
$\gamma_{Q,dst}$	Teilsicherheitsbeiwert nach Tabelle 10
$G_{k,stab}$	Eigengewicht des Fundamentes
$\gamma_{G,stab}$	Teilsicherheitsbeiwert nach Tabelle 10

6.1.5 Setzungen

Die Setzungen von WKA können nach DIN 4019 [45] ermittelt werden. Es werden nur die tatsächlich setzungserzeugenden Einwirkungen angesetzt. Während die ständigen Einwirkungen unabhängig von der Bodenart setzungserzeugend sind, werden die nicht-ständigen Einwirkungen beurteilt, ob sie lange genug einwirken, um Konsolidation und damit Setzungen hervorrufen. Durch horizontale Einwirkungen (z.B. Wind) sind die Setzungen an den Fundamenträndern verschieden, was zu einer Schiefstellung führt. Die dynamischen und zyklischen Lasten werden bei der Setzungsberechnung als statische Ersatzlasten berücksichtigt. Setzungen und Schiefstellungen sind nur begrenzt zulässig. Die Grenzwerte werden aus dem Betrieb oder anderweitig vorgegeben. Für WKA wird nach DIN 1054-4 [22] zusätzlich die Beobachtungsmethode empfohlen. Nach DIN 4019-1[45] kann die Setzung lotrecht, mittiger Belastung mit der Gl.6-15 bestimmt werden.

$$s = \frac{\sigma_0 \cdot b \cdot f}{E_m} \quad \text{Gl.6-15}$$

σ_0	mittlerer Sohldruck unter dem Fundament
b	Breite des Fundamentes

f	Setzungsbeiwert
E_m	mittlerer Zusammendrückungsmodul für die maßgebende Schicht

Nach DIN 4019-2[45] kann die Setzung schräger und/oder außermittige Belastung mit der Gl.6-16 bestimmt werden.

$$s = s_m + s_x + s_y \quad \text{Gl.6-16}$$

s	Gesamtsetzung der Eck- oder Randpunkte
s_m	Setzungsanteil infolge mittiger Belastung nach Gl.6-15
s_x	Setzungsanteil aus dem Moment $M_y = V \cdot e_x$ um die y-Achse
s_y	Setzungsanteil aus dem Moment $M_x = V \cdot e_y$ um die x-Achse

$$s_x = \frac{a}{2} \cdot \tan \alpha_y = \frac{a}{2} \cdot \frac{M_y}{b^3 \cdot E_m} \cdot f_x \quad \text{Gl.6-17}$$

$$s_y = \frac{b}{2} \cdot \tan \alpha_x = \frac{b}{2} \cdot \frac{M_x}{b^3 \cdot E_m} \cdot f_y \quad \text{Gl.6-18}$$

a	Länge der Grundfläche
b	Bezugslänge der Grundfläche
f_x, f_y	Einflusswerte für die Schiefstellung

Die Schiefstellung eines starren Gründungstreifens bei homogenem Boden ergibt sich unter der Voraussetzung $e \leq b/4$ nach Gl.6-19.

$$\tan \alpha_x = \frac{12 \cdot M}{\pi \cdot b^2 \cdot E_m} \quad \text{Gl.6-19}$$

Die Schiefstellung eines starren Kreisfundamentes ergibt sich unter der Voraussetzung $e \leq r/3$ nach Gl.6-20.

$$\tan \alpha = \frac{9 \cdot M}{16 \cdot r^3 \cdot E_m} \quad \text{Gl.6-20}$$

6.2 Pfahlgründungen

6.2.1 Inneres Tragverhalten

Das innere Tragverhalten von Pfählen wird durch ihre konstruktive Gestaltung bestimmt. Die innere Tragfähigkeit muss ausreichen, um die anstehenden Belastungen sicher in den Boden abzuleiten. Beim Einbringen des Pfahles in den Boden (z.B. beim Rammen) darf es nicht zu Schäden kommen, deshalb müssen die Abmessungen und Baustoffeigenschaften dementsprechend gewählt werden.

6.2.2 Äußeres Tragverhalten

Das äußere Tragverhalten wird durch die Abhängigkeit zwischen dem Pfahlwiderstand und der Pfahlkopfverschiebung bzw. auch der Pfahlkopfverdrehung beschrieben. Das äußere Tragverhalten ist dabei abhängig von:

- den Eigenschaften des Bodens in Pfahlumgebung
- der Einbindetiefe in die tragfähigen Schichten
- der Mächtigkeit der tragfähigen Schichten
- der Pfahlform und des Pfahlquerschnittes
- den Grundwasserverhältnissen
- dem Pfahlbaustoff
- der Beschaffenheit der Pfahlmantelfläche und der Ausbildung des Pfahlfußes

Bei Pfählen werden die Pfahlwiderstände unterschieden

- in Richtung der Pfalachse (axial) und
- quer zur Pfalachse (lateral).

Die Widerstandsgrößen können dabei ermittelt werden aus

- Ergebnissen statischer Pfahlprobelastungen
- Ergebnissen dynamischer Pfahlprobelastungen und
- aus Erfahrungswerten.

6.2.2.1 Axiale Pfahlwiderstände

Für den Nachweis der Tragfähigkeit GZ 1B gilt für axiale Pfahlwiderstände [22]:

$$E_{1,d} \leq R_{1,d} \quad \text{Gl.6-21}$$

bzw.

$$\mu = \frac{E_{1,d}}{R_{1,d}} \leq 1 \quad \text{Gl.6-22}$$

$E_{1,d}$ Bemessungswert der Beanspruchung

$R_{1,d}$ Widerstandes des Pfahles

Steht der Pfahl teilweise frei oder im weichen Boden mit der charakteristischen Scherfestigkeit $c_{u,k} \leq 15 \text{ KN} / \text{m}^3$, ist zusätzlich ein Knicksicherheitsnachweis durchzuführen [22].

Der Pfahlwiderstand in axialer Richtung ist abhängig von der axialen Pfahlkopfverschiebung s , dabei ist die Pfahlkopfverschiebung s bei Druck eine Pfahlkopfsenkung und bei Zug eine Pfahlkopfhebung. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit tritt bei der Pfahlkopfverschiebung s_1 ein Versagen bei Widerständen $R_1 = R_{(s_1)}$ durch den Tragfähigkeitsverlustes des Bodens in Pfahlumgebung ein. In Ausnahmefällen ist auch ein Tragfähigkeitsverlust des Pfahlmaterials möglich und es kommt zum Bauteilversagen.

Axiale Widerstände werden nach DIN 1054-4 mit Widerstandssetzungslinien (bei Druck) bzw. Widerstandshebungslinien (bei Zug) beschrieben. Die Ergebnisse dieser Linien stützen sich aus statischen Probelastungen. Der Boden wird dabei solange in Belastungsstufen belastet, bis die zu erwartende Grenzlast erreicht ist. In Abhängigkeit der axialen Pfahlkopfverschiebung kann der Pfahlwiderstand ermittelt werden. Zur Berücksichtigung der möglichen Veränderung des Baugrundes und der möglichen Unregelmäßigkeiten bei der Herstellung wird nach DIN 1054-4 ein Streuungsfaktor ξ berücksichtigt. Der charakteristische Pfahlwiderstand $R_{1,k}$ wird dann bestimmt mit [22]:

$$R_{1,k} = R_{1m,\min} / \xi \quad \text{Gl.6-23}$$

$R_{1m,min}$ kleinster Einzelwert der Pfahlprobelastung

ξ Streuungsfaktor nach Tabelle 14, Spalte 4

Zahl der Probelastungen N	Streuungsfaktor ξ		
	Mittelwert \bar{R}_{1m}^a		Kleinstwert $R_{1m,min}$
Spalte 1	Spalte 2	Spalte 3	Spalte 4
	$s_N / \bar{R}_{1m} = 0$	$s_N / \bar{R}_{1m} = 0,25$	
1	–	–	1,15
2	1,05	1,10	1,05
>2	1,00	1,05	1,00

^a Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden

Tabelle 14: Streuungsfaktor zur Berücksichtigung von Anzahl und Streuung der Ergebnisse von Pfahlprobelastungen [22]

In der Regel werden die axialen Pfahlwiderstände über Erfahrungswerte nach DIN 1054-4 bestimmt. Der Widerstand wird von den unabhängig voneinander ermittelbaren Anteilen aus Pfahlfußwiderstand und dem Pfahlmantelwiderstand bestimmt.

$$R_k = R_{b,k} + R_{s,k} = q_{b,k} \cdot A_b + \sum_{i=1}^n q_{s,k,i} \cdot A_{s,i} \quad \text{Gl.6-24}$$

A_b Pfahlfußfläche

$A_{s,i}$ Pfahlmantelfläche in der Schicht i

$q_{b,k}$ charakteristischer Wert des Pfahlspitzenwiderstandes

$q_{s,k,i}$ charakteristischer Wert der Pfahlmantelreibung in der Schicht i

$R_{b,k}$ charakteristischer Pfahlfußwiderstand

$R_{s,k}$ charakteristischer Pfahlmantelwiderstand

R_k charakteristischer Pfahlwiderstand

Die Werte für den charakteristischen Pfahlspitzenwiderstandes bzw. der charakteristischen Pfahlmantelreibung können aus Tabellen der DIN 1054-4 entnommen werden. Beim axialen Zugwiderstand entfällt der charakteristische Pfahlfußwiderstand.

Die Mächtigkeit der tragfähigen Schicht unterhalb der Pfahlfußfläche darf nicht weniger als drei Pfahlfußdurchmesser mindestens aber 1,50m betragen. Werden diese Werte nicht eingehalten, muss ein Nachweis gegen Durchstanzen geführt werden [22].

Zur Ermittlung der axialen Tragfähigkeit von Offshore-Windkraftanlagen werden auf Ansätze in DNV [37] bzw. API [47] zurückgegriffen, die auf Erfahrungen für konventionelle Offshore-Bauwerke beruhen. Anwendung finden folgende Methoden[2]:

- α - Methode
- β - Methode
- λ - Methode

Die α - Methode wird zur Bestimmung der Mantelreibung für bindige Böden auf Basis der totalen Spannungen eingesetzt. Der Faktor α berücksichtigt dabei das Verhältnis ψ zwischen der undrännierten Scherfestigkeit des Bodens $c_u(z)$ und der wirksamen Vertikalspannungen $\sigma_v'(z)$ in der Tiefe z [2].

$$q_s = \alpha \cdot c_u(z) \quad \text{Gl.6-25}$$

$$\alpha = 0,5 \cdot \psi^{-0,5} \quad \text{für } \psi \leq 1,0 \quad \alpha \leq 1$$

$$\alpha = 0,5 \cdot \psi^{-0,25} \quad \text{für } \psi > 1,0 \quad \alpha \leq 1$$

$$\psi = c_u(z) / \sigma_v'(z)$$

$c_u(z)$ undrännierte Scherfestigkeit des Bodens in der Tiefe z

$\sigma_v'(z)$ wirksame Vertikalspannung in der Tiefe z

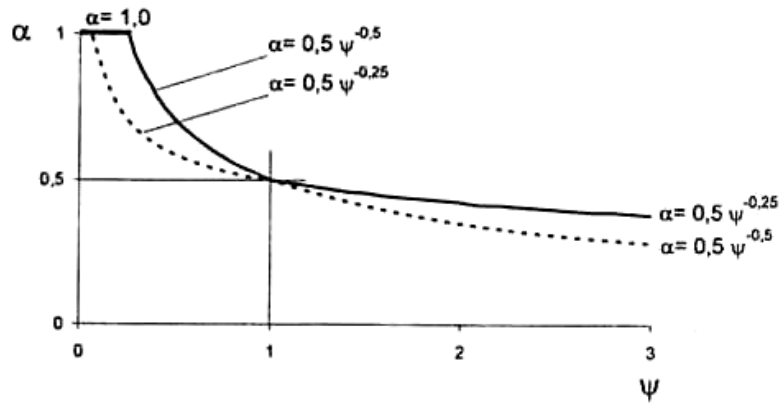


Abb. 46: Faktor α zur Berechnung der Pfahlmantelreibung in Abhängigkeit des Verhältnisses ψ [2]

Der Pfahlspitzenwiderstand wird nach Gleichung 6-26 angesetzt,

$$q_b = 9 \cdot c_u \quad \text{Gl.6-26}$$

q_b Pfahlspitzenwiderstand

c_u undrännierte Scherfestigkeit am Pfahlfuß

Die β - Methode wird zur Bestimmung der Mantelreibung auf Basis der wirksamen Spannung eingesetzt. Für nichtbindige Böden ergibt sich die Pfahlmantelreibung nach Gleichung 6-27 [2].

$$q_s = \beta \cdot \sigma'_v(z) = K \tan \delta \cdot \sigma'_v(z) \quad \text{Gl.6-27}$$

$\sigma'_v(z)$ wirksame Vertikalspannung in der Tiefe z

K Erddruckbeiwert

$K = 0,8$ offene Pfähle

$K = 1,0$ geschlossene Pfähle

δ Wandreibungswinkel (Tabelle 15)

Bodenart und Lagerungsdichte	Wandreibungswinkel δ (°)	Tragfähigkeitsbeiwert N_q	Grenzwert der Pfahlmantelreibung q_s (kN/m ²)	Grenzwert des Pfahlspitzen-drucks q_b (kN/m ²)
Sand, sehr locker gelagert Sand und Schluff, locker gelagert Schluff, mitteldicht gelagert	15	8	48	1900
Sand, locker gelagert Sand und Schluff, mitteldicht Schluff, dicht gelagert	20	12	67	2900
Sand, mitteldicht gelagert Sand und Schluff, dicht gelagert	25	20	81	4800
Sand, dicht gelagert Sand und Schluff, sehr dicht	30	40	96	9600
Sand, sehr dicht gelagert Kies, dicht gelagert	35	50	115	12000

Tabelle 15: Tragfähigkeitsbeiwert und Wandreibungswinkel nach API [47]

Für bindige Böden ergibt sich die Pfahlmantelreibung nach Gleichung 6-28.

$$q_s = \beta \cdot \sigma'_v = K \tan \delta \cdot \sigma'_v \quad \text{Gl.6-28}$$

σ'_v wirksame Vertikalspannung

K Erddruckbeiwert

δ Wandreibungswinkel

Der Erdruchdruckbeiwert ergibt sich für normal konsolidierte Böden aus:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad \text{Gl.6-29}$$

und für überkonsolidierte Böden aus:

$$K_{0c} = K_0 (\sigma'_c / \sigma'_z)^m \quad \text{Gl.6-30}$$

m 0,4 für leichte und 0,5 für ausgeprägt plastische Tone

σ'_c Vorbelastung des Bodens

σ'_z vorhandene wirksame Vertikalspannung

Der Pfahlspitzenwiderstand q_b ergibt sich aus:

$$q_b = N_q \cdot \sigma'_v \quad \text{Gl.6-31}$$

N_q Tragfähigkeitsbeiwert (Tabelle 15)

σ'_v wirksame Vertikalspannung

Die λ -Methode wird zur Bestimmung der Pfahlmantelreibung in bindigen Böden auf Basis der totalen und wirksamen Spannungen angewandt. Der Pfahlmantelwiderstand ergibt sich aus [2]:

$$\bar{q}_s = \lambda \cdot (\bar{\sigma}'_v + 2 \cdot \bar{c}_u) \quad \text{Gl.6-32}$$

λ Beiwert

$\bar{\sigma}'_v$ über die Einbindelänge gemittelte, wirksame Vertikalspannung

\bar{c}_u über die Einbindelänge gemittelte, undrained Scherfestigkeit

\bar{q}_s über die Einbindelänge gemittelte Pfahlmantelreibung

Eine zutreffende Näherung des Beiwertes λ ist im McClelland und Reibel(1986) [48] angegeben.

$$\lambda = 0,178 - 0,016 \ln \frac{(A_s \cdot q_{s,\max} \cdot L)}{(A_{\text{Pfahl}} \cdot E \cdot \Delta z)} \quad \text{Gl.6-33}$$

A_s eingebettete Pfahlmantelfläche

$q_{s,\max}$ Maximalwert der Pfahlmantelreibung q_s , Annahme $q_{s,\max} \approx c_u$

A_{Pfahl} Pfahlquerschnittsfläche

E Elastizitätsmodul des Pfahlmaterials

Δz zur Aktivierung von $q_{s,\max}$ erforderliche Verschiebung zwischen Pfahl und Baugrund

Die Mantelreibung und der Spitzendruck sind abhängig von der axialen Pfahlverformung. In Abhängigkeit von der auf den Pfahldurchmesser D bezogene Axialverschiebung z des Pfahls kann die mobilisierte Pfahlmantelreibung t in die so genannte „t-z

Kurve“ dargestellt werden. Die maximal mögliche Pfahlmantelreibung t_{\max} kann nach den $\alpha - \beta - \lambda$ Methoden ermittelt werden. Dabei gilt $t_{\max} = q_s$ [2].

Bei bindigen Böden wird die Mantelreibung bei

$$\frac{z}{D} = 0,01 = 1\% \quad \text{Gl.6-34}$$

voll mobilisiert und fällt bei größeren Verschiebungen ab [2]

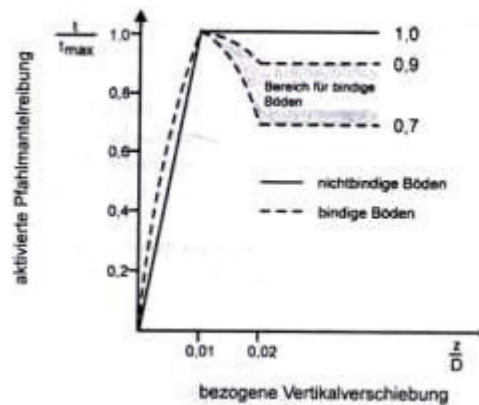


Abb. 47: Aktivierte Pfahlmantelreibung nach API [47]

In der so genannten „Q-z Kurve“ wird die Beziehung zwischen mobilisierten Pfahlfußwiderstand und Axialwiderstand beschrieben und gilt für bindige und nichtbindige Böden. Der volle mobilisierte Pfahlfußwiderstand wird bei einer Verschiebung von 10% des Pfahldurchmessers erreicht [2].

$$\frac{z}{D} = \frac{1}{10} \cdot (Q/Q_p)^3 \quad \text{Gl.6-35}$$

für $z \leq 0,10$

Q mobilisierter Pfahlfußwiderstand

Q_p maximaler Pfahlfußwiderstand, mit $Q_p = q_b \cdot A_b$

A_b Pfahlfußfläche

z Axialverschiebung

D Pfahldurchmesser

6.2.2.2 Horizontal belastete Pfähle

Zur Berechnung der Lastabtragung horizontal gebetteter Pfähle, insbesondere für die Schnittgrößenberechnung, wird häufig das Bettungsmodulverfahren angewandt. Der Boden wird durch einzelne Feder, deren Bewegungen voneinander unabhängig sind, diskret modelliert (Abb.48) [2].

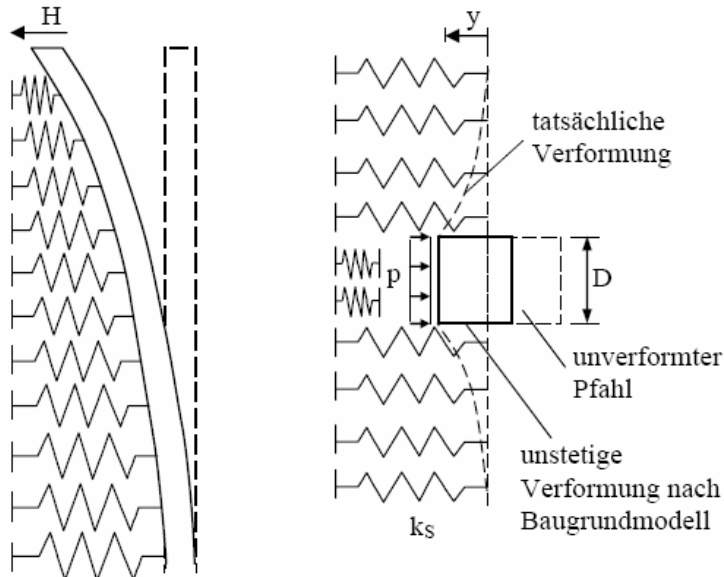


Abb. 48: Bettungsmodulverfahren, Längsschnitt (links), Querschnitt (rechts) [2]

Die Bettungsspannung p ist das Produkt aus Bettungsmodul k_s und Horizontalverschiebung y .

$$p = k_s \cdot y \quad \text{Gl.6-36}$$

Zwischen den einzelnen Federn werden keine Kräfte übertragen. Es findet keine Lastausbreitung quer zur Pfahlachse statt und die Verformung des Bodens ist unstetig. Wird der Boden hingegen als Kontinuum aufgefasst und die Verschiebungen eines Balkens mit Hilfe der Elastizitätstheorie berechnet, dann ergibt sich nach Terzaghi (1955) die Proportionalität $p \approx (y \cdot E_s) / D$ bzw. $y \approx (p \cdot D) / E_s$. Daraus folgt für den Bettungsmodul in Gl.6-37 die Beziehung [2]:

$$K_s \approx \frac{E_s}{D} \quad \text{Gl.6-37}$$

Für die Berechnung der Pfahlverformung ist jedoch der Ansatz eines spannungsunabhängigen Bettungsmoduls nicht ausreichend, da sich die Größe des Bettungsmoduls auf

die Verformungsberechnung wesentlich stärker auswirkt, als auf die Schnittgrößenermittlung zur Pfahlbemessung. Zur genaueren Abschätzung der Pfahlverformungen wird nach DIN 1054-4 empfohlen, die nichtlineare Beziehung zwischen Bettungsspannung und Verformung durch Probelastungen zu ermitteln und für die Verformungsberechnung mit spannungsabhängigen Sekantenmoduln zu arbeiten [2].

Nach DIN 1054-4 wird der Pfahldurchmesser zur Berechnung des Bettungsmoduls rechnerisch mit maximal 1m berücksichtigt. Zusätzlich ist die Horizontalverschiebung auf höchstens 3% des Pfahldurchmessers oder 2cm beschränkt. Die Folge wäre, dass bei größeren Pfahldurchmessern der Bettungsmodul stets unabhängig vom Pfahldurchmesser ist. Dies ist nicht unbedingt realistisch, da der klassische Bettungsmodul kein reiner Bodenkennwert ist, sondern von den Eigenschaften des Pfahls und der Art der Pfahleinbringung abhängt [2].

In einschlägigen Normen für Offshore-Bauwerke (DNV, API) werden Verfahren zur Bestimmung der Beziehung zwischen Bettungsspannung und Pfahlverschiebung vorgegeben, die vom Federmodell ausgehen, jedoch direkt eine über die Verschiebung veränderliche Bettung berücksichtigen, also nicht mehr von einem konstanten Bettungsmodul ausgehen. Die Beziehung zwischen der horizontalen Pfahlkopfverschiebung y und der Bettungsspannung p wird durch nichtlineare „p-y-Kurven“ beschrieben, die aus den Ergebnissen von Probelastungen entwickelt wurden und den Pfahldurchmesser berücksichtigen [2].

6.2.2.3 Maximale Bettungsspannung in nichtbindigem Boden

Die maximale horizontale Bettungsspannung in nichtbindigem Boden wird nach Gl.6-38 und Gl.6-39 ermittelt. Der kleinere Wert ist dabei maßgebend. Die Spannungsverteilung wird über den Pfahldurchmesser als konstant angenommen (Abb.49) [2].

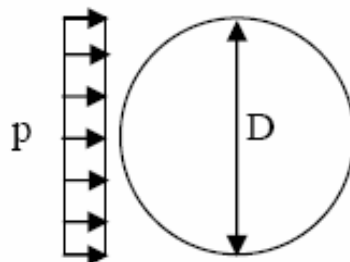


Abb. 49: Spannungsverteilung auf den Pfahl [2]

$$p_u(z) = \left(C_1 \frac{z}{D} + C_2\right) \gamma \cdot z \quad \text{Gl.6-38}$$

$$p_u(z) = C_3 \cdot \gamma \cdot z \quad \text{Gl.6-39}$$

$p_u(z)$ maximale Bettungsspannung

C_1, C_2, C_3 Beiwerte in Abhängigkeit von φ' (Abb.50)

γ wirksame Wichte

z Tiefe der betrachteten Stelle ab Oberfläche des Baugrundes

D mittlerer Pfahldurchmesser zwischen Oberfläche des Baugrundes und der Tiefe z

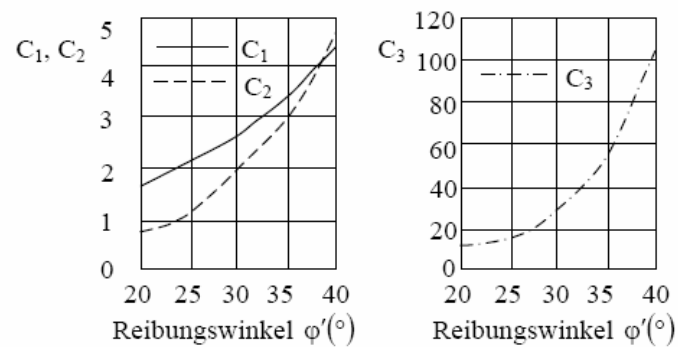


Abb. 50: Faktoren C in Abhängigkeit vom Reibungswinkel φ' [2]

Die Beiwerte C_1, C_2 und C_3 wurde (1974) [49] abgeleitet, wobei im oberen Bereich des Pfahls ein über die Tiefe z keilförmiger Bruchkörper mit ebenen Gleitflächen angesetzt wurden (Abb. 51).

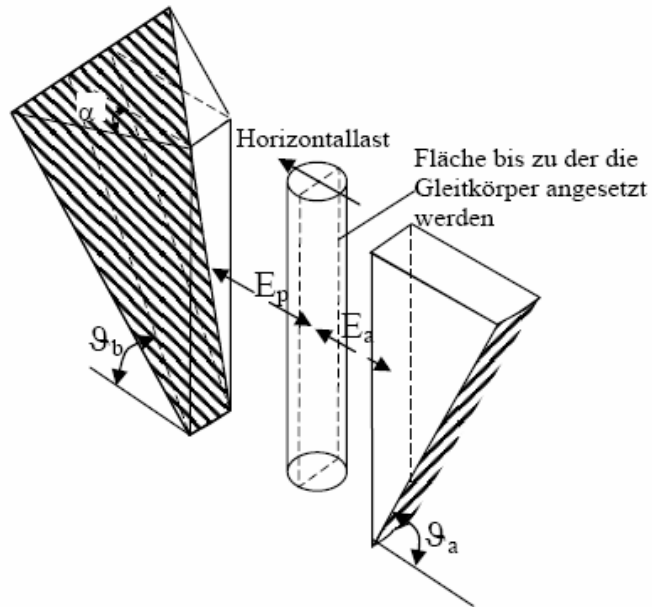


Abb. 51: Bruchkörper zur Ermittlung der maximalen Bettungsspannung im oberen Pfahlbereich [2]

Der maximale Widerstand des Pfahles wird aus der Differenz des passiven Erddrucks und des aktiven Erddrucks berechnet (Gl.6-40). Dabei wird der passive Erddruck E_p in Anlehnung an die Coulombsche Erddrucktheorie für einen starren, aber räumlichen Erddruckkeil mit ebenen Gleitflächen berechnet. Der aktive Erddruck E_a wird nach Theorie von Rankine berechnet, die einen vollständig plastifizierten Boden voraussetzt. Bei Annahme einer konstanten Wichte über die Tiefe ergibt sich [2]:

$$p_u(z) = \gamma \cdot z \left[\frac{K_0 z \tan \varphi \sin \vartheta_a}{\tan(\vartheta_a - \varphi) \cos \alpha} + \frac{\tan \vartheta_a}{\tan(\vartheta_a - \varphi)} (D + z \tan \vartheta_a \tan \alpha) \right] + K_0 z \tan \vartheta_a (\tan \varphi \sin \vartheta_a - \tan \alpha) - K_a D \quad \text{Gl.6-40}$$

$p_u(z)$	maximaler horizontaler Pfahlwiderstand je Einheitslänge des Pfahles
D	Pfahldurchmesser
γ	Wichte des Bodens
z	Tiefe der betrachteten Stelle ab Oberfläche des Baugrundes
ϑ_a	$45^\circ + \varphi/2$ Gleitfläche für aktiven Erddruck
K_a	$\tan^2(45 - \varphi/2)$ aktiver Erddruckbeiwert nach Rankine

K_0	Erdruchdruckbeiwert
α	Ausbreitungswinkel des räumlichen passiven Erdkeils

Diese Gleichung kann nach [47] in folgende Gleichung gebracht werden:

$$p_u(z) = (C_1 z + C_2 D) \gamma \cdot z \quad \text{Gl.6-41}$$

mit

$$C_1 = K_0 \frac{\tan \varphi \sin \vartheta_a}{\tan(\vartheta_a - \varphi)} + \frac{\tan^2 \vartheta_a \tan \alpha}{\tan(\vartheta_a - \varphi)} + K_0 \tan \vartheta_a (\tan \varphi \sin \vartheta_a - \tan \alpha) \quad \text{Gl.6-42}$$

$$C_2 = \frac{\tan \vartheta_a}{\tan(\vartheta_a - \varphi)} - K_a \quad \text{Gl.6-43}$$

Der Winkel α wurde durch Probelastungen an Pfählen mit einem Durchmesser von rd. 0,60m und einer Einbindetiefe von rd. 21m zu $\alpha = \varphi/3 - \varphi/2$ für lockeren Sand und $\alpha = \varphi$ für dichten Sand bestimmt [2].

In tieferen Bodenschichten wird der Boden in der Pfahlumgebung durch kubische Elemente idealisiert, deren Seitenlänge dem Pfahldurchmesser entspricht (Abb.52). Vertikalverschiebungen der Elemente sind ausgeschlossen [2].

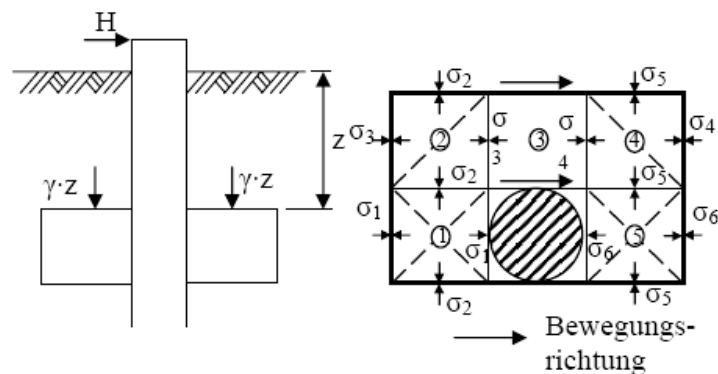


Abb. 52: Bruchkörper zur Ermittlung der maximalen Bettungsspannung im unteren Pfahlbereich [2]

Mit diesem Modell wird der maximale Horizontalwiderstand unter Anwendung der Mohr-Coulombschen Theorie berechnet zu:

$$p_u(z) = K_a D \gamma \cdot z (\tan^8 \vartheta_a - 1) + K_0 D \gamma \cdot z \tan \varphi \tan^4 \vartheta_a \quad \text{Gl.6-44}$$

Diese Gleichung kann mit

$$C_3 = K_a (\tan^8 \vartheta_a - 1) + K_0 \tan \varphi \tan^4 \vartheta_a \quad \text{Gl.6-45}$$

in die Form von Gl.6-39 überführt werden.

Der Übergang zwischen den Modellen der Abb.51 und der Abb.52 ergibt sich durch Gleichsetzen der Gl.6-38 und Gl.6-44.

6.2.2.4 Maximale Bettungsspannung in weichem, bindigen Boden

Für die maximale Bettungsspannung p_u in der Tiefe z ist der kleinere der folgenden Werte maßgebend [2]:

$$p_u(z) = 2\bar{c}_u + \gamma \cdot z + 2,83 \frac{z \cdot \bar{c}_u}{D} \quad \text{Gl.6-46}$$

für $0 \leq z < z_R$

$$p_u(z) = 11c_u(z) \quad \text{Gl.6-47}$$

für $z \geq z_R$

mit

$$z_R = \frac{(11c_u - 2\bar{c}_u)D}{\gamma D + 2,83\bar{c}_u} \quad \text{Gl.6-48}$$

\bar{c}_u über die Einbindetiefe z gemittelte, undrännierte Scherfestigkeit

$c_u(z)$ undrännierte Scherfestigkeit in der Tiefe z

Gl.6-46 liegt die Annahme eines Gleitkörpers nach Abb.53 zugrunde[2]. Bei Ansatz der undrännierten Scherfestigkeit in der Gleitfläche und in den Seitenflächen der Erdkeils und unter Vernachlässigung der Schubkraft am Pfahlmantel ergibt sich für einen Gleitflächenwinkel von $\vartheta = 45^\circ$ der Ausdruck nach Gl.6-46. Die Bettungsspannung wird dabei über den Pfahldurchmesser als konstant angesetzt.

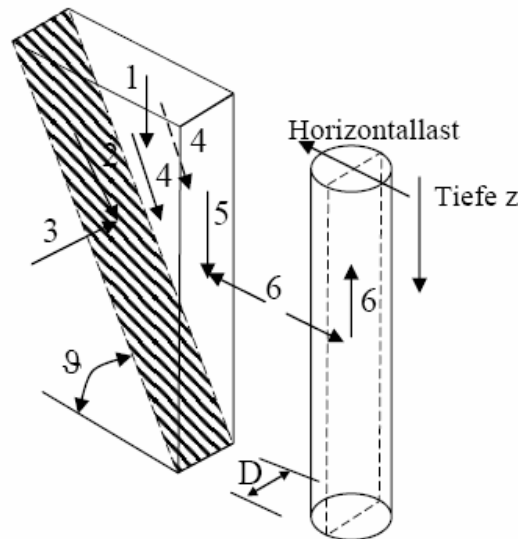


Abb. 53: Bruchkörper zur Ermittlung der Bettungsspannung im oberen Pfahlbereich [2]

Für größere tiefen wird nach [50] ein Modell vorgeschlagen, das den Pfahl und den umgebenden Baugrund durch kubische Elemente idealisiert, deren Seitenlänge dem Pfahldurchmesser entspricht (Abb.54). Unter der Annahme, dass die Elemente nur Horizontalverschiebungen erfahren, berechnete Reese für den Bruchzustand eine theoretische Bettungsspannung von $12c_u$. Aus dem Vergleich von Ergebnissen aus Pfahlprobelastungen und Triaxialversuchen wurde nach [50] eine maximale Bettungsspannung von $11c_u$ ermittelt [2].

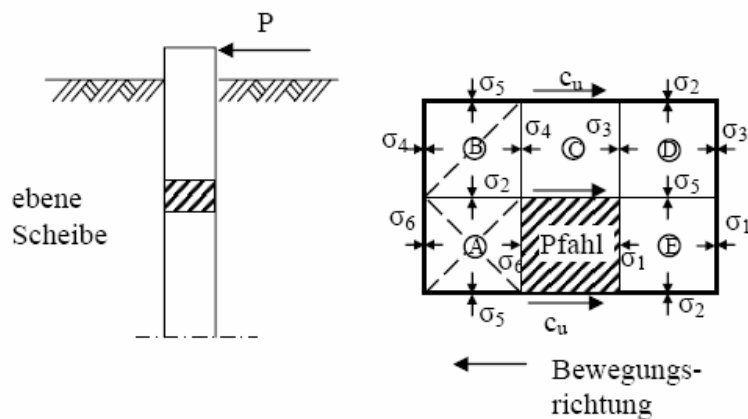


Abb. 54: Bruchkörper zur Ermittlung der Bettungsspannung im unteren Pfahlbereich [2]

6.2.2.5 Maximale Bettungsspannung in steifem, bindigen Boden

Für die maximale Bettungsspannung p_u in der Tiefe z ist der kleinere der folgenden Werte maßgebend [2]:

$$p_u(z) = 3\bar{c}_u + \gamma \cdot z + J \frac{z\bar{c}_u}{D} \quad \text{für } 0 \leq z < z_R \quad \text{Gl.6-49}$$

$$p_u(z) = 9c_u(z) \quad \text{für } z \geq z_R \quad \text{Gl.6-50}$$

mit

$$z_R = \frac{6D}{\frac{\gamma D}{c_u} + J} > 2,5D \quad \text{Gl.6-51}$$

\bar{c}_u über die Einbindetiefe z gemittelte, undränierete Scherfestigkeit

$c_u(z)$ undränierete Scherfestigkeit in der Tiefe z

γ wirksame Wichte des Bodens

z Tiefe der betrachteten Stelle ab Oberfläche des Baugrunds

D Pfahldurchmesser

J empirischer Korrekturwert aus Feldversuchen

6.2.2.6 Bettungsspannung in Abhängigkeit von der Horizontalen Pfahlverformung

Für die Berechnung der Bettungsspannung in Abhängigkeit von der horizontalen Pfahlverformung in weichem, bindigen Boden unter statischer Belastung wird nach [37] folgende, nichtlineare Beziehung angegeben (Abb.55).

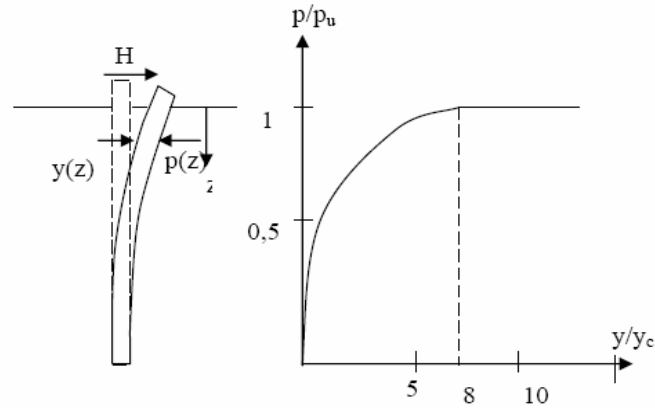


Abb. 55: p - y Kurve für einen Pfahl in weichem, bindigen Boden bei statischer Horizontalbelastung [47]

$$\frac{p(y)}{p_u} = \frac{1}{2} \sqrt[3]{\frac{y}{y_c}} \quad \text{Gl.6-52}$$

$p(y)$ Bettungsspannung in der Tiefe z

p_u Maximalwert der Bettungsspannung bei statischer Belastung in der Tiefe z

y horizontale Pfahlverschiebung in der Tiefe z

y_c $2,5 \cdot \varepsilon_c D$

ε_c : Dehnung bei der Hälfte der maximalen Spannung in einem undrännierten Triaxialversuch, Erfahrungswert aus [50]

Für steife, bindige Böden sind in [37] Ansätze zur Aufstellung von p - y -Kurven enthalten.

Bei statischer Belastung können die p - y -Kurven wie folgt erzeugt werden:

$$p = \frac{p_u}{2} \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/3} \quad \text{für } y \leq 8y_c \quad \text{Gl.6-53}$$

$$p = p_u \quad \text{für } y > 8y_c \quad \text{Gl.6-54}$$

Bei zyklischer Belastung und $X > X_R$, kann die p - y -Kurve nach wie folgt bestimmt werden.

$$p = \frac{p_u}{2} \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/3} \quad \text{für } y \leq 3y_c \quad \text{Gl.6-55}$$

$$p = 0,72 p_u \quad \text{für } y > 3y_c \quad \text{Gl.6-56}$$

Bei zyklischer Belastung und $X \leq X_R$, kann die p-y-Kurve wie folgt bestimmt werden.

$$p = \frac{p_u}{2} \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/3} \quad \text{für } y \leq 3y_c \quad \text{Gl.6-57}$$

$$p = 0,72 p_u \left(1 - \left(1 - \frac{X}{X_R} \right) \frac{y - 3y_c}{12y_c} \right) \quad \text{für } 3y_c < y \leq 15y_c \quad \text{Gl.6-58}$$

$$p = 0,72 p_u \frac{X}{X_R} \quad \text{für } y > 15y_c \quad \text{Gl.6-59}$$

mit:

$$y_c = 2,5 \cdot \varepsilon_c D$$

X Tiefe unter Bodenoberfläche

X_R Übertragungstiefe

ε_c Stauchung, die bei 50% der Maximalspannung von ungestörten Bodenproben in undrännierten Kompressionsversuchen auftritt

D Pfahldurchmesser

Für nichtbindigen Boden wird nach [37] die Gl. 6-60 empfohlen.

$$p(y) = A \cdot p_u \tanh \left(\frac{k_s z}{A \cdot p_u} y \right) \quad \text{Gl.6-60}$$

$p(y)$ Pfahlwiderstand in der Tiefe z

p_u maximaler Pfahlwiderstand in der Tiefe z

k_s Anfangswert des Bettungsmoduls

A Beiwert, für zyklische Belastung $A = 0,9$

für statische Belastung $A = \left(3 - 0,8 \frac{z}{D} \right) \geq 0,9$

- z Tiefe ab Oberfläche des Baugrunds
- y Horizontalverschiebung des Pfahls in der betrachteten Tiefe z

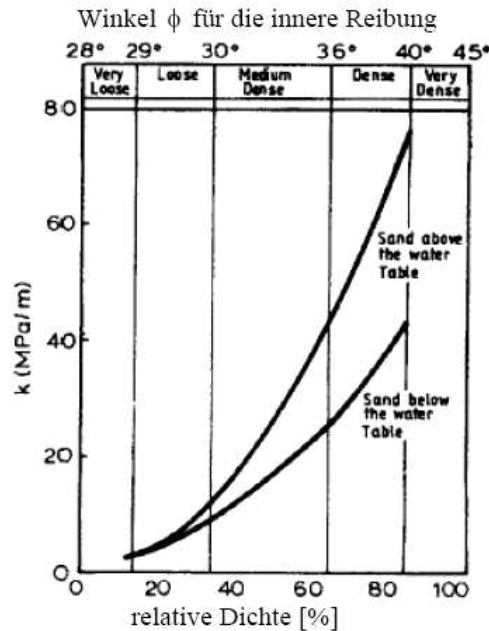


Abb. 56: Anfangsmodul der Untergrundreaktion k als Funktion des Reibungswinkels ϕ [37]

6.3 Pfahlgruppen

Die Tragfähigkeit einer Pfahlgruppe unterscheidet sich von der Summe der Tragfähigkeit einer gleichen Anzahl von Einzelpfählen. Damit gibt es auch Unterschiede bei den Setzungen bei gleicher Last. Die Pfähle einer Pfahlgruppe weisen ein unterschiedliches Widerstands- Setzungsverhalten auf. Die Ursache dafür ist die Beeinflussung eines Pfahles durch umliegende Pfähle (Gruppenwirkung). Zur Berücksichtigung der Gruppenwirkung kann ein vereinfachtes Nomogrammverfahren angewandt werden [51].

Die mittlere Setzung s_G einer Pfahlgruppe entspricht der mit dem Gruppenfaktor G_s belegten Setzung eines Einzelpfahles infolge der mittleren Einwirkung F_G / n_G auf die Gruppenpfähle.

$$s_G = s_E \cdot G_s$$

Gl.6-61

s_G	mittlere Setzung einer Pfahlgruppe
s_E	Setzung eines vergleichbaren Einzelpfahles
G_s	setzungsbezogener Gruppenfaktor für die mittlere Setzung einer Pfahlgruppe

Der setzungsbezogene Gruppenfaktor G_s ergibt sich mit:

$$G_s = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad \text{Gl.6-62}$$

S_1	Einflussfaktor Bodenart, Gruppengeometrie (Pfahlachsabstand a , Pfahleinbindetiefe in den tragfähigen Boden d (Abb. 57)
S_2	Einflussfaktor Gruppengröße (Abb. 58)
S_3	Einflussfaktor Pfahlart

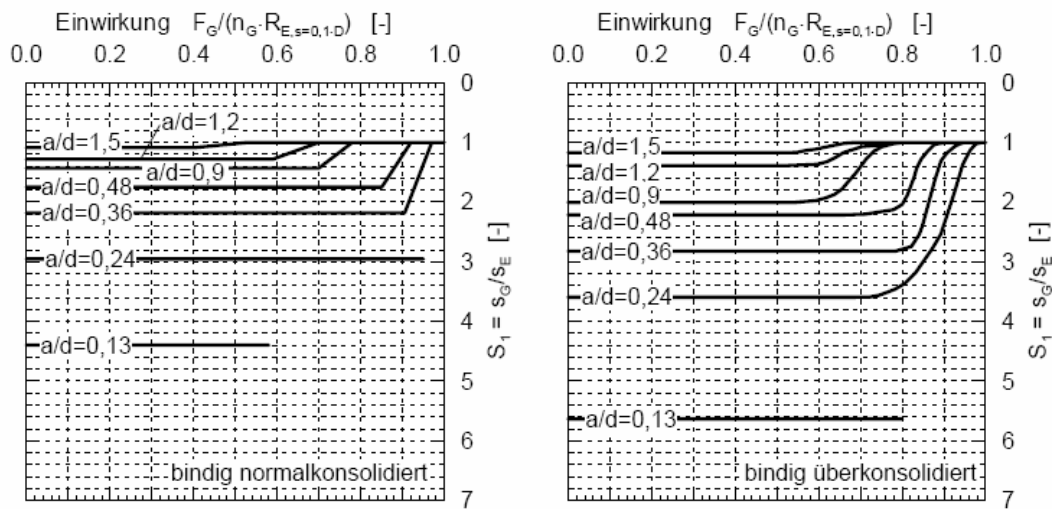


Abb. 57: Nomogramme zur Bestimmung der mittleren Setzung einer Bohrpfahlgruppe [51]

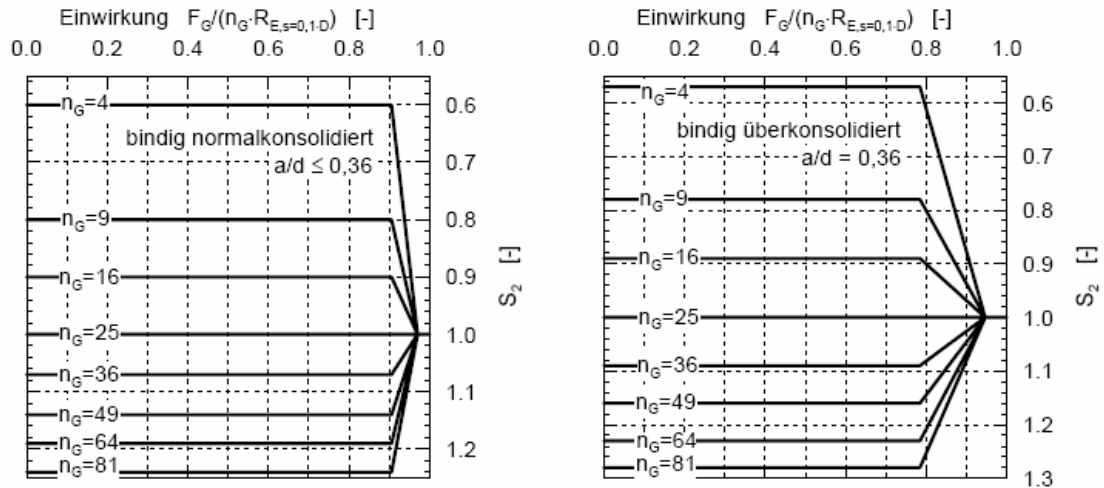


Abb. 58: Nomogramme zur Berücksichtigung des Einflusses der Gruppengröße zur Bestimmung der mittleren Setzung einer Pfahlgruppe für $a / d = 0,36$ [51]

Momenteneinwirkungen bewirken im Wesentlichen eine Verdrehung der Pfahlgründung, die zu zusätzlichen Setzungen führen. Über die Verdrehung $\tan \delta$ können die zusätzlichen Setzungen für alle Gruppenpfähle ermittelt werden (Abb. 59).

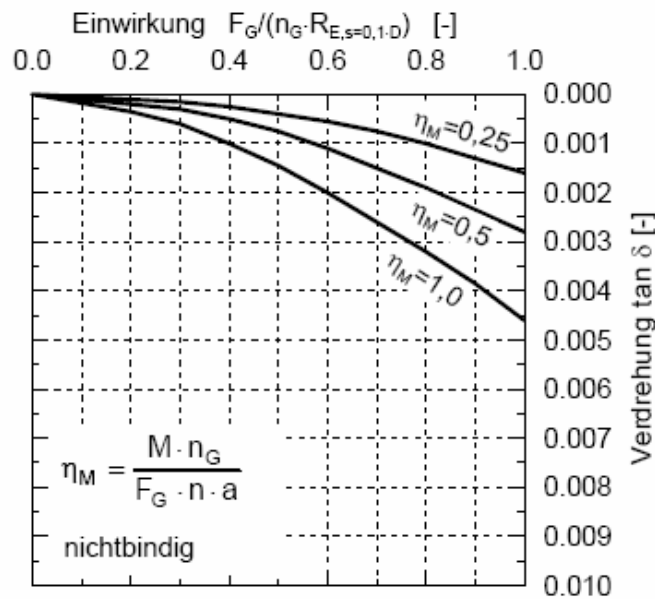


Abb. 59: Nomogramme zur Bestimmung der Verdrehung infolge Momenteneinwirkung [51]

Der Faktor η_M dabei ein Maß für die Höhe der Momenteneinwirkung im Verhältnis zur Vertikaleinwirkung und berücksichtigt gleichzeitig die Gruppengeometrie über die Pfahlanzahl und Pfahlabstand (Gl. 6-63).

$$\eta_M = \frac{M \cdot n_G}{F_G \cdot n \cdot a} \quad \text{Gl.6-63}$$

η_M Faktor für die Höhe der Momenteneinwirkung

M Momenteneinwirkung

n_G Anzahl der Pfähle in der Gruppe

F_G vertikale Gesamteinwirkung

n Anzahl der Pfähle in der Pfahlreihe

a Pfahlabstand

Bei der Ermittlung der Pfahlwiderstände wird ebenfalls die Gruppenwirkung berücksichtigt.

Der Pfahlwiderstand eines Pfahles in der Gruppe ergibt sich mit:

$$R_{G,i} = R_E \cdot G_{R,i} \quad \text{Gl.6-64}$$

$R_{G,i}$ Gruppenpfahlwiderstand i-ter Pfahl

R_E Pfahlwiderstand eines vergleichbaren Einzelpfahles

$G_{R,i}$ widerstandsbezogener Gruppenfaktor für den i-ten Pfahl einer Gruppe

Der widerstandsbezogene Gruppenfaktor $G_{R,i}$ ergibt sich mit:

$$G_{R,i} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \quad \text{Gl.6-65}$$

λ_1 Einflussfaktor Bodenart, Gruppengeometrie (Pfahlachsabstand a , Pfahleinbindetiefe in den tragfähigen Boden d (Abb.60))

λ_2 Einflussfaktor Gruppengröße (Abb.61)

λ_3 Einflussfaktor Pfahlart

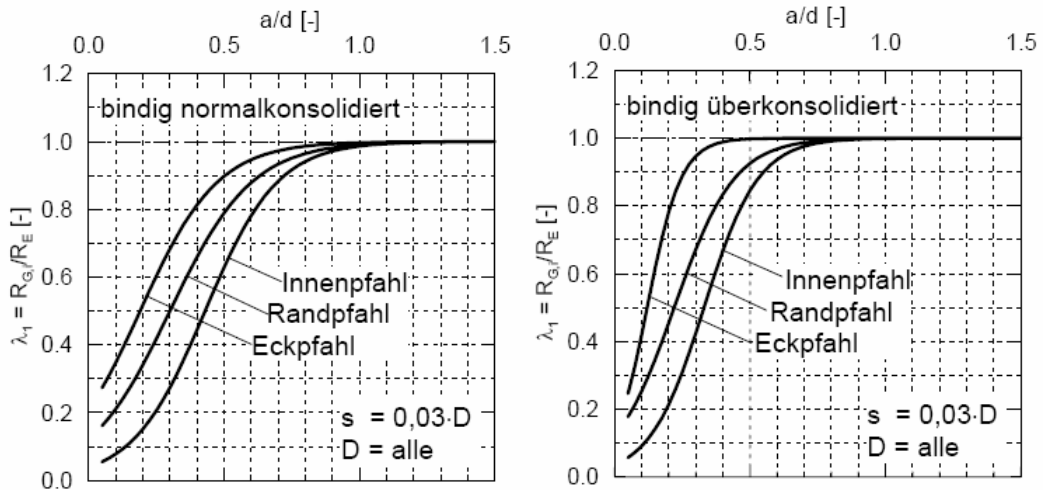


Abb. 60: Nomogramme zur Berücksichtigung der Gruppenwirkung bei Bohrpfahlgruppen [51]

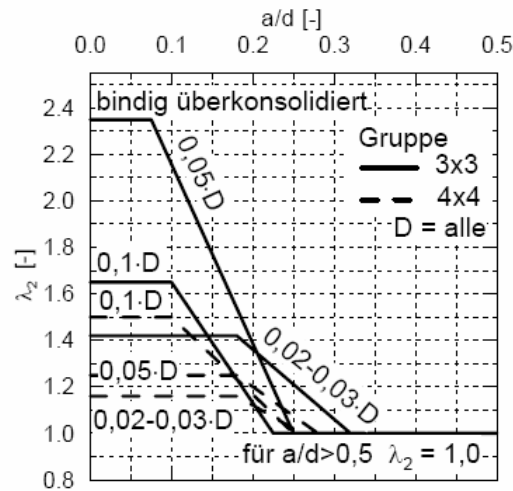


Abb. 61: Nomogramme über den Einfluss der Gruppengröße auf die Gruppenwirkung [51]

Bei Pfahlgruppen mit 5 oder mehr Pfählen je Seite kann der Einflussfaktor mit $\lambda_2 = 1,0$ angenommen werden.

6.4 Saugrohrgründung

Je nach Art der Lastabtragung und der geometrischen Abmessungen entspricht die Saugrohr-Gründung einem Flachfundament, einem Pfahl oder einem Anker (Abb. 62). Die besondere Installationsweise unterscheidet sich lediglich von den klassischen Gründungskonzepten.

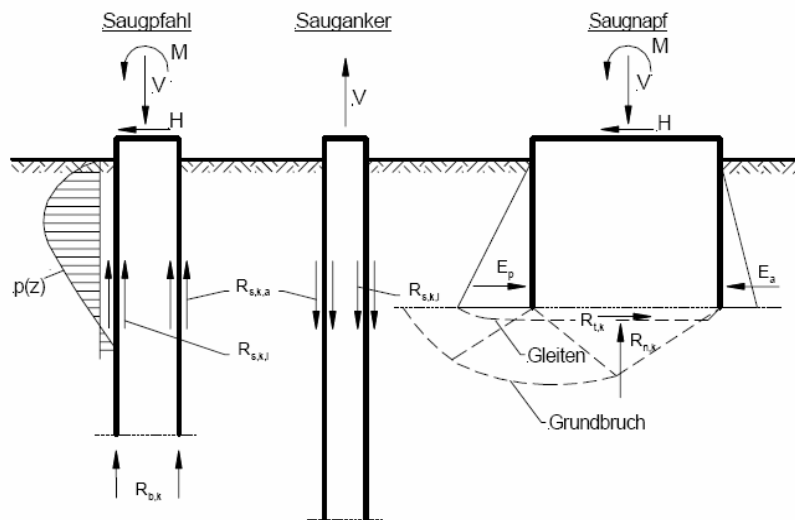


Abb. 62: Tragverhalten im Endzustand [12]

Ein Saugpfahl trägt die Belastung über Spitzendruck und Mantelreibung ab, ein Sauganker über Mantelreibung und Eigengewicht. Bei horizontalen Lasten oder Momenten erfolgt die Lastabtragung über die seitliche Bettung. Eine Flachgründung trägt die Belastung auf den Baugrund überwiegend über Normal- und Schubspannungen in der Gründungssohle ab. Durch die Schürzen werden die Gründungsebenen in tiefere Zone verlagert. Die Einbindezone wird ebenfalls zur Lastabtragung herangezogen und erhöht die Sicherheit gegen Grundbruch und Gleiten [12].

Im Rahmen einer Forschungsarbeit wurde das Tragverhalten von Saugrohrgründungen analysiert und am Beispiel der von der Firma Oevermann GmbH & Co KG (Münster) entwickelten Hexafix-Strebenstruktur (Abb. 63) eine Saugrohrgründung bemessen (Abb. 64).

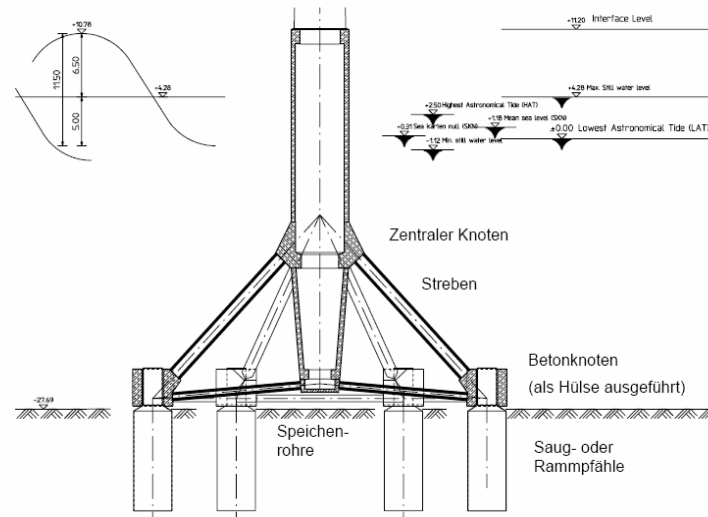


Abb. 63: Saugrohrgründung mit Hexafix Strebenstruktur [12]

Die Bemessung des auf Druck beanspruchten Saugrohres als Flachgründung kann nach den klassischen Bemessungsverfahren erfolgen. Die zulässigen Abmessungen resultieren aus dem Nachweis der zulässigen Ausmitte, der Höhe des Saugrohres und damit des maximal aufnehmbare Biegemoment. Die Bemessung unter kombinierter Zugbelastung ist mit den klassischen Nachweisverfahren nicht mehr möglich, da eine Zugfestigkeit unberücksichtigt bleibt. Das konsistente Versagensmodell nach Lesny (2001) bietet dafür eine Lösung an. Das Versagensmodell beruht auf so genannte Interaktionsansätze, die die Interaktion der Lastkomponenten direkt abbildet (Abb. 64)[12].

Die Bemessung des Saugrohres als Pfahlgründung erfolgt über die klassischen Nachweisverfahren getrennt für Horizontal- und Momentenbelastung und für die vertikale Zug- bzw. Druckbelastung. Durch einen Vergleich der Ergebnisse können die maßgebenden Abmessungen ermittelt werden. Für verschiedene Durchmesser sind in Abb.64 maßgebende Einbindelängen dargestellt [12].

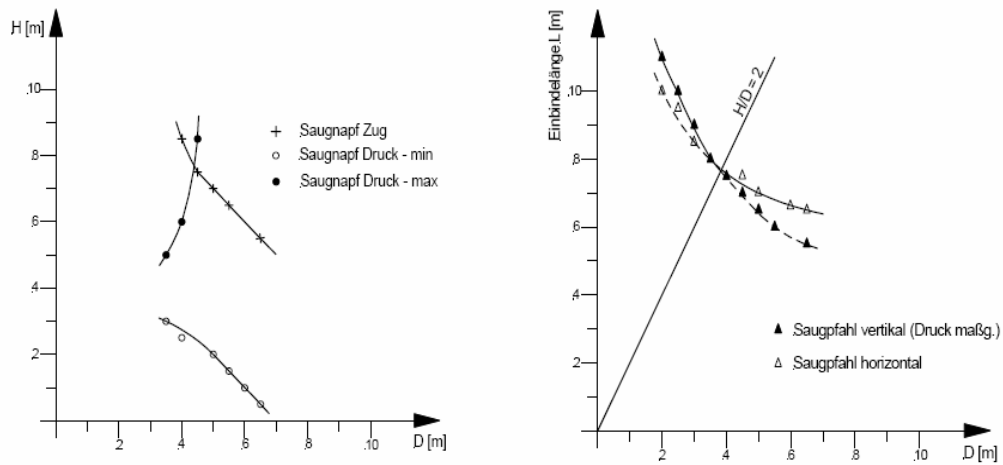


Abb. 64: Bemessung der Saugrohrgründung für das Hexafix als Schwergewichtsfundament (Saugnapf links, oder als Pfahl rechts [12])

Für Saugrohrgründungen sind Nachweise in Analogie zu den Nachweisen für Pfahl- und Schwergewichtsfundamenten in Abstimmung mit dem BSH zu führen [12].

7 Erfahrungen mit Windkraftanlagen

Seit 1989 wurden Windkraftanlagen (WKA) in einem „Wissenschaftlichen Mess- und Evaluierungsprogramm“ (WMEP) aufgenommen. Inzwischen liegen für über 1500 Anlagen Erfahrungen über mehrere Betriebsjahre vor (Abb. 65) [52]

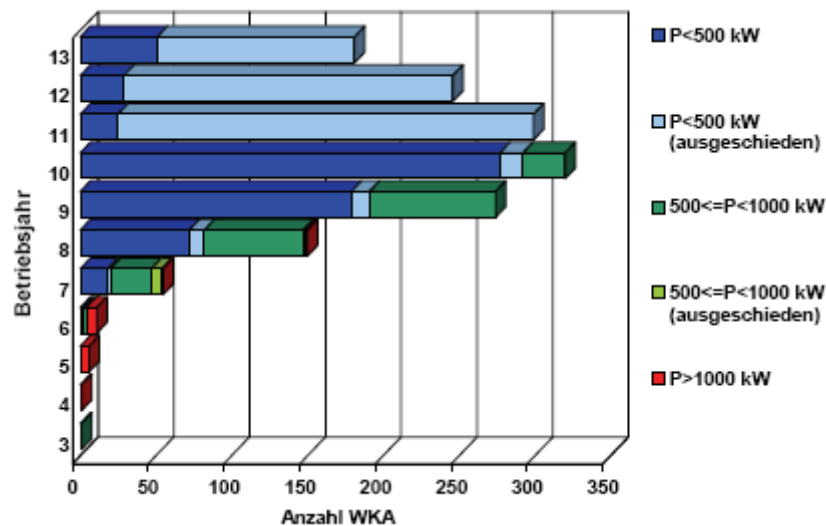


Abb. 65: Altersverteilung der im WMEP beobachteten WKA [52]

In den letzten 20 Jahren fand bei der WKA eine umfangreiche technische Weiterentwicklung statt. Dadurch erreichen die WKA eine technische Verfügbarkeit von 98% (Abb. 66). Das bedeutet, dass die WKA durchschnittlich eine Woche pro Jahr für Wartungen oder Reparaturen stillgesetzt wird.

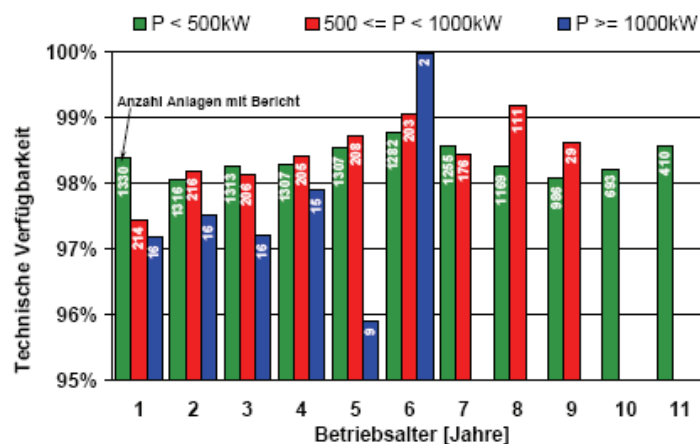


Abb. 66: technische Verfügbarkeit der WKA im WMEP [52]

In Abb. 67 sind Schäden an Komponenten der WKA schematisch dargestellt. Die großen Hauptkomponenten Rotorblätter, Getriebe und Generator haben einen relativ geringen Anteil an den Gesamtschäden, dagegen sind die elektrische Anlage in der WKA und die elektronische Betriebsführung besonders anfällig.

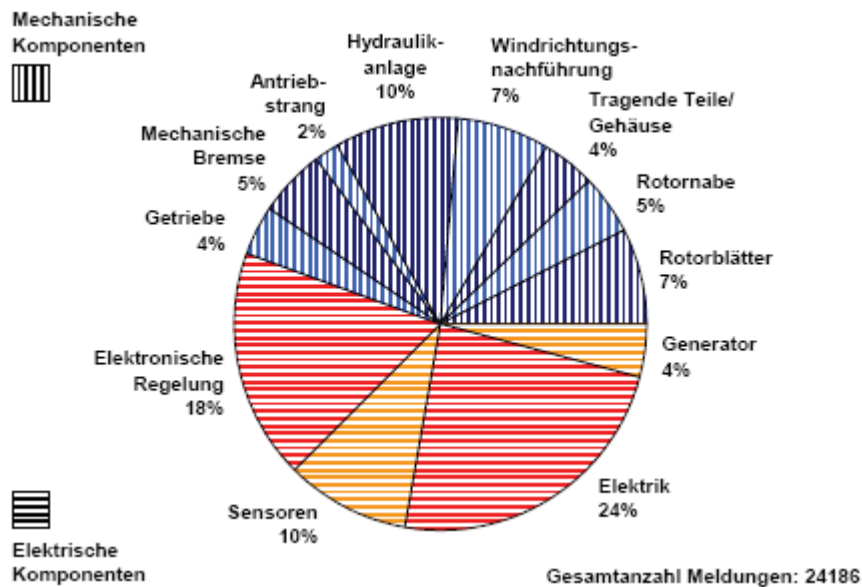


Abb. 67: Anteile der betroffenen Hauptkomponenten an der Gesamtzahl der Schäden [52]

Windkraftanlagen sind für eine Betriebsdauer von 20 Jahren ausgelegt. Noch liegen allerdings keine so langjährigen Betriebserfahrungen vor, so dass noch keine Aussagen über die tatsächliche zu erwartende Lebensdauer getroffen werden können.

In dem WMEP wurden nur Windkraftanlagen im Binnenland berücksichtigt. Für Offshore-Windkraftanlagen (OWKA) sind die Erfahrungen noch sehr begrenzt. Es liegen zwar Erfahrungen aus anderen Offshorebauwerken (z.B. Ölbohrinsel) vor, jedoch können diese nur bedingt auf eine OWKA übertragen werden. Deshalb wurden in den letzten Jahren Messstationen eingerichtet, die neben den Wind-, Wetter und Strömungsdaten auch die technischen Randbedingungen wie z.B. die Wechselwirkung von Offshoregründungen mit dem Meeresboden, sowie die möglichen Einflüsse der OWKA auf die Natur erforscht (Tabelle 16).

Name der Messstation	Art der Gründung	Betriebsaufnahme
FINO1	Jacketgründung	Juli 2003
FINO2	Monopilegründung	Mai 2007
FINO3	Monopilegründung	ab August 2008
Amrumbank	Monopilegründung	April 2005
Messmast Arkona- Becken-Südost	Schwerkraftgründung	März 2007

Tabelle 16: Beispiele von Messstationen

8 Bemessungsbeispiel

Für eine Windkraftanlage sollen für das Bemessungsbeispiel die erforderlichen Pfahlwiderstände ermittelt werden. Die maßgebenden Einwirkungen und die Abmessungen der Gründung sind im Anhang 2 vorgegeben. Die Berechnung erfolgt mit dem Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054.

Im Vorfeld wurden eine Drucksondierung (CPT) und eine Bohrprobe durchgeführt. Die Ergebnisse sind im Anhang 1 dargestellt. Anhand dieser Ergebnisse wurden die Bodenkennwerte in Tabelle 17 nach [28] zusammengestellt.

Tiefe z	Schicht- dicke	γ	γ'	φ'_k	c'_k	$c_{u,k}$	q_c	Boden- art
0-4,5	4,5	18,5	10,0	30,0	3,5	80	0,5	UL
4,5-6,4	1,9	18,0	9,5	27,5	2,0	60	4,0	UL
6,4-7,0	0,6	18,0	9,5	27,5	2,0	60	0,8	UL
7,0-8,0	1,0	18,0	9,5	27,5	2,0	60	5,0	UL
8,0-10,8	2,8	18,0	9,5	27,5	-	60	1,0	UL
10,8-13,4	2,6	16,5	9,0	31,5	-	-	5,2	SU
13,4-18,5	5,1	17,0	9,0	30,0	5,0	60	1,2	UM
18,5-21,0	2,5	19,5	12,0	37,5	-	-	26,6	SU
21,0-26,0	5,0	19,5	12,0	37,5	-	-	18,0	SU
26,0-27,0	1,0	19,5	12,0	37,5	-	-	30,0	SU
27,0-28,0	1,0	18,0	10,5	36,0	-	-	14,0	SU

Tabelle 17: Zusammenstellung der erforderlichen Bodenkennwerte

Mit den Bodenkennwerten und den gegebenen Einwirkungen wurde die Berechnung mit dem Softwareprogramm GGU durchgeführt. Mit der Randbedingung, dass wegen der Zugkraft eine Pfahleinbindetiefe von mindestens 5m in tragfähigen Baugrund vorhanden sein muss, wurde folgende Annahme getroffen:

- Einbindelänge: 23,50m-28,0m (tragfähiger Baugrund ab einer Tiefe von 18,50m)
- Durchmesser: 0,56m (Ortbetonrammpfahl)
- Anzahl der Pfähle 56

Bemessungswerte für den Tragsicherheitsnachweis:

- Maximale Druckkraft -3327 KN
- Maximale Zugkraft 664 KN
- Horizontale Ersatzkraft 28,1 KN

Grundwasser steht bei 1,45m unterhalb der Geländeoberfläche an.

Das Ergebnis ergab, dass für eine Einbindelänge bis 28,0m der Pfahlwiderstand nicht ausreicht und somit der Nachweis nicht erfüllt ist (Anhang 2).

$$E_{1,d} > R_{1,d}$$

Zur Erhöhung des Pfahlwiderstandes wurde im zweiten Schritt der Pfahldurchmesser erhöht und auf 0,61m festgelegt. Auch hier gab es kein befriedigendes Ergebnis (Anhang 2)

Im dritten Schritt wurde der Pfahldurchmesser noch einmal erhöht und auf 0,70m festgelegt. Bei einer Einbindelänge von 27,5m des Pfahles konnte ein ausreichender Pfahlwiderstand ermittelt werden und damit der Nachweis der Tragfähigkeit erfüllt werden:

$$3347KN \leq 3374KN$$

9 Schlussfolgerung und Zusammenfassung

Windkraftanlagen (WKA) sind hohen dynamischen und zyklischen Einwirkungen ausgesetzt, die sicher in den Baugrund abgeleitet werden müssen. Gerade die zyklischen Einwirkungen sind mit Unsicherheiten behaftet, da eine genaue Prognose nicht möglich ist und auf Erfahrungswerte (Statistiken) zurückgegriffen werden muss.

Zur Darstellung der Einwirkungen auf eine WKA und dessen Baugrundumgebung existieren bereits einige Simulationsprogramme, mit denen hinreichend genau gearbeitet werden kann.

Mit dem heutigen vorhandenen Wissen können WKA sicher ausgeführt werden. Gerade die Zertifizierung von WKA hat dies unter anderem ermöglicht. WKA können dadurch in Serie hergestellt werden und sind keine Unikate mehr. Totalversagen sind sehr selten und meistens auf Materialfehler oder unerwartete Extrembelastung zurückzuführen. Mit den Erfahrungen die man seit den letzten 20 Jahren gesammelt hat konnten immer größere und leistungsfähigere WKA gebaut werden.

Allerdings gibt es im Offshore-Bereich noch einige Unsicherheiten bei Fragen wie z.B. Berechnung der Kolkentiefe, Wirtschaftlichkeit von schwimmenden Gründungen oder der Interaktion zwischen Baugrund und Gründungskörper. Laufende Forschungen und neue Forschungsvorhaben sollen auf diese Fragen Antworten geben.

Quellenverzeichnis

- [1] Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit: Erneuerbare Energien in Zahlen- nationale und internationale Entwicklung, Referat Öffentlichkeitsarbeit, Berlin, 2007
- [2] Wiemann, J., Lesny, K., Richwien, W.: Gründung von Offshore-Windkraftanlagen- Gründungskonzepte und geotechnische Grundlagen, Verlag Glückauf GmbH, Essen, 2002
- [3] Gasch, R., Twele, J.: Windkraftanlagen- Grundlagen, Entwurf, Planung und Betrieb, B. G. Teubner Verlag, Wiesbaden, 2007
- [4] Lesny, K.: Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen - Ein Systemvergleich, Tagungsband zum HTG-Kongress, Dresden, 2007
- [5] Franki Grundbau: Windenergieanlagen- Wir schaffen die sichere Gründung, <http://www.franki.de/pdf/windenergieanlagen.pdf>, Stand 05.08.2008
- [6] Funke, G.: Spannbetontürme für Multiwatt-Windenergieanlagen in modularer Bauweise, Optimierung von Schalung, Rüstung, Bewehrung und Beton für On- und Offshore Turmkonstruktionen, VDI Jahrbuch, Münster, 2005
- [7] KPP-Richtlinie: Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP), Bautechnik 77, Heft 9, 2000
- [8] Köhler, U., Heilbrock, G.: Geopier Bohr-Rammsäulen eine alternative zu Tiefgründungen, geotechnik 27, Nr.3, S.279-284, 2004
- [9] Lesny, K., Richwien, W., Hinz, P.: Bemessung von Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen, 5. Symposium Offshore-Windenergie: Bau- und umwelttechnische Aspekte, Hannover, 2007
- [10] Quast, P.: Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen, 1.EFUC-Konferenz, Suderburg, 2003

- [11] Schaumann, P.; Wilke, F.: Grouted Joints für Offshore-WEA, 5. Symposium Offshore-Windenergie: Bau- und umwelttechnische Aspekte, Hannover, 2007
- [12] Lesny, K., Funke, G.; Jakubiec, K.: Saugrohrgründungen für Offshore-Windenergieanlagen, dargestellt am Beispiel der Hexafix-Gründungsstrebenstruktur, Tagungsband zum HTG-Kongress, Bremen, S. 285-296, 2005
- [13] Lotter, S., Hinze, U., Kent, E.: Modulare Offshore-Gründungen mit Betonfertigteilen, OBS Offshore, Hamburg, 2004
- [14] ARCADIS: Weltweit erste Offshore-Windanlagen mit schwimmendem Fundament,
<http://www.arcadis.de/web/arcadis.de.nsf/web/99636D9AE7612023C12572E2005446CE/>, Stand 05.07.2008
- [15] vistaverde: Hywindkonzept,
www.vistaverde.de/news/Wirtschaft/0511/10_offshore-wind.php,
 Stand 05.07.2008
- [16] Multiple Units Floating Offshore Windfarms: Hendersonkonzept,
<http://www.eru.rl.ac.uk/mufow.pdf>, Stand 05.07.2008
- [17] Fairley, P.: Windenergie aus tiefen Gewässern
<http://www.heise.de/tr/Windenergie-aus-tiefen-Gewaessern--/artikel/109839/0/7>, Stand 05.07.2008
- [18] Ritec Industries: renewable energy to save the planet,
<http://www.ritec-industries.de/>, Stand 05.08.2008
- [19] Kusan, K.: Welche Art Windkraftanlage eignet sich optimal für den Offshorebereich?, <http://www.kusan.de/mwsw/200.pdf>, Stand 05.07.2008
- [20] Gattermann, J., Berndt, U., Bruns, B., Stahlmann, J.: FINO3- Geotechnische in situ Messungen und ergänzende Modellversuche zu Grenzzustandsbetrachtung für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, 2007
- [21] DIN 1055-4: Einwirkungen auf Tragwerke, 2005
- [22] DIN 1054-4: Baugrund, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, 2005

- [23] DIBt: Richtlinie für Windkraftanlagen: Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2003
- [24] Stahlbau-Kalender: Tragstrukturen für Windenergieanlagen, Ernst&Sohn, Berlin, S.569-645, 2007
- [25] IEC 61400-1: Wind turbines- Part 1:Design requirements, International Electrotechnical Commission, Geneva, 2005
- [26] Germanischer Lloyd: Richtlinie für die Zertifizierung von Windenergieanlagen, Selbstverlag Germanischer, Lloyd, Hamburg, 2003.
- [27] Eurocode 8: Auslegung von Bauten gegen Erdbeben, Teil 6: Türme, Masten und Schornsteine, 2006
- [28] Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“: Ernst&Sohn, Hamburg, 2005
- [29] SPM: Shore Protection Manual-US Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, 1984
- [30] Kokkinowrachos, K.: Handbuch der Werften, Band 15, Hamburg, 1980
- [31] Hafner, E.: Bemessungsdiagramme zur Bestimmung von Wellenkräften auf vertikale Kreiszyylinder, Wasserwirtschaft 68, Heft 7/8, S.227, 1978
- [32] Streeter, V.L.: Handbook of Fluid Dynamics, New York, 1961
- [33] Det Norske Veritas: Rules of Design, Construction and Inspection of Fixed Offshore Structures, 1977
- [34] Richwien, W., Lesny, K.: Kann man Kolke an Offshore-Windenergieanlagen Berechnen?, BAW-Workshop Boden- und Sohlstabilität Betrachtungen an der Schnittstelle zwischen Geotechnik und Wasserbau, Karlsruhe, 2004
- [35] Richwien, W.; Lesny, K.: Herausforderungen für die Forschung im Küsteningenieurwesen am Beispiel der Offshore-Windenergie, Hansa, Heft 2, S. 68-72, 2007
- [36] Grüne, J., Sparboom, U., Oumeraci, H., Schmidt-Koppenhagen, R., Wang, Z.: Kolkschutz an Monopile Tragkonstruktionen von OWEA, Forschungszentrum Küste, Hannover, 2007

- [37] Det Norske Veritas: Design of Offshore Wind Turbine Structures, Offshore Standard DNV-OS-J 101, 2004
- [38] Kohlhase, S.: Empfehlungen zur Bemessung der Einbindelänge von Holzpfählen im Bühnenbau, KFKI-Bibliothek, Hamburg, 2006
- [39] Hager, M.: Eisdruck, Grundbautaschenbuch, Teil 1, 5.Auflage, Ernst & Sohn-Verlag, Berlin, 1996
- [40] Weihrauch, A., Berger, J., Evers, K.-U.: Eisbelastung auf Gründungsstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen, Hansa, Heft 11, S.58-60, 2004
- [41] Biehl, F.: Kollisionssicherheit verschiedener Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen, Technische Universität, Hamburg-Harburg, 2005
- [42] Hau, E.: Windkraftanlagen-Grundlagen, Technik, Einsatz, Wirtschaftlichkeit, 3. Auflage, Springer Verlag, Berlin-München, 2003
- [43] BSH: Standard Baugrunderkundung- Mindestanforderungen für Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen, Eigenverlag, 2003
- [44] DIN 4017: Baugrund-Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen, 2006
- [45] DIN 4019-1: Baugrund; Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung, 1979
- [46] DIN 4019-2: Baugrund; Setzungsberechnungen bei schräg und bei außermittig wirkender Belastung, 1981
- [47] API: Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms. Working Stress Design, American Petroleum Institute, Dallas, 2000
- [48] McClelland, B., Reifel, M.D.: Planning and Design of Fixed Offshore Platforms, Van Nostrand Reinhold Company Inc, New York, 1986
- [49] Reese, L.C., Cox, W.R., Koop, F.D.: Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand, Offshore Technology Conference, Paper No. OTC 2080, pp. 473-483, 1974

- [50] McClelland, B., Focht, J.A.: Soil Modulus for Laterally Loaded Piles, Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol 123, Paper No.2954, pp.1049-1086, 1958
- [51] Rudolf, M.: Beanspruchung und Verformung von Gründungskonstruktionen auf Pfahlrosten und Pfahlgruppen unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzeptes, Institut für Geotechnik und Geohydraulik, Kassel, 2006
- [52] Hahn, B.: Zuverlässigkeit, Wartung und Betriebskosten von Windkraftanlagen- Auswertung des wissenschaftlichen Mess- und Evaluierungsprogramms (WMEP), Institut für Solare Energieversorgungstechnik, Kassel, 2004



SG BAUINGENIEURWESEN

FG Verkehrsbau, Grundbau und Bodenmechanik
Prof. Dr.-Ing. Karl Mallwitz

Hochschule Neubrandenburg
Postfach 110121, 17041 Neubrandenburg

Bearbeiter/in
Aktenzeichen

Telefon (03 95) 5 69 30 / 324

Telefax (03 95) 5 69 33 99

e-mail: mallwitz@hs-nb.de

Datum 07.06.2008

Anlage 1

Für Teil 4 der Diplomarbeit

Baugrunddaten Geotechnische Bemessung einer Gründung

für Herrn cand.-ing.

Frank Caselowsky

Matr. Nr.: 241903

Bohrprofil WRN 12 West (bis -11,0 m)

Bohrprofil Brunnen WRN 12 (bis – 25,0 m)

Anlage 46 (CPT 1) bis -28,0 m

Anlage 42 (CPT2) bis -28,5 m

Fachbereiche

Agrarwirtschaft und Landespflege
Bauingenieur- und Vermessungswesen
Soziale Arbeit und Gesundheit

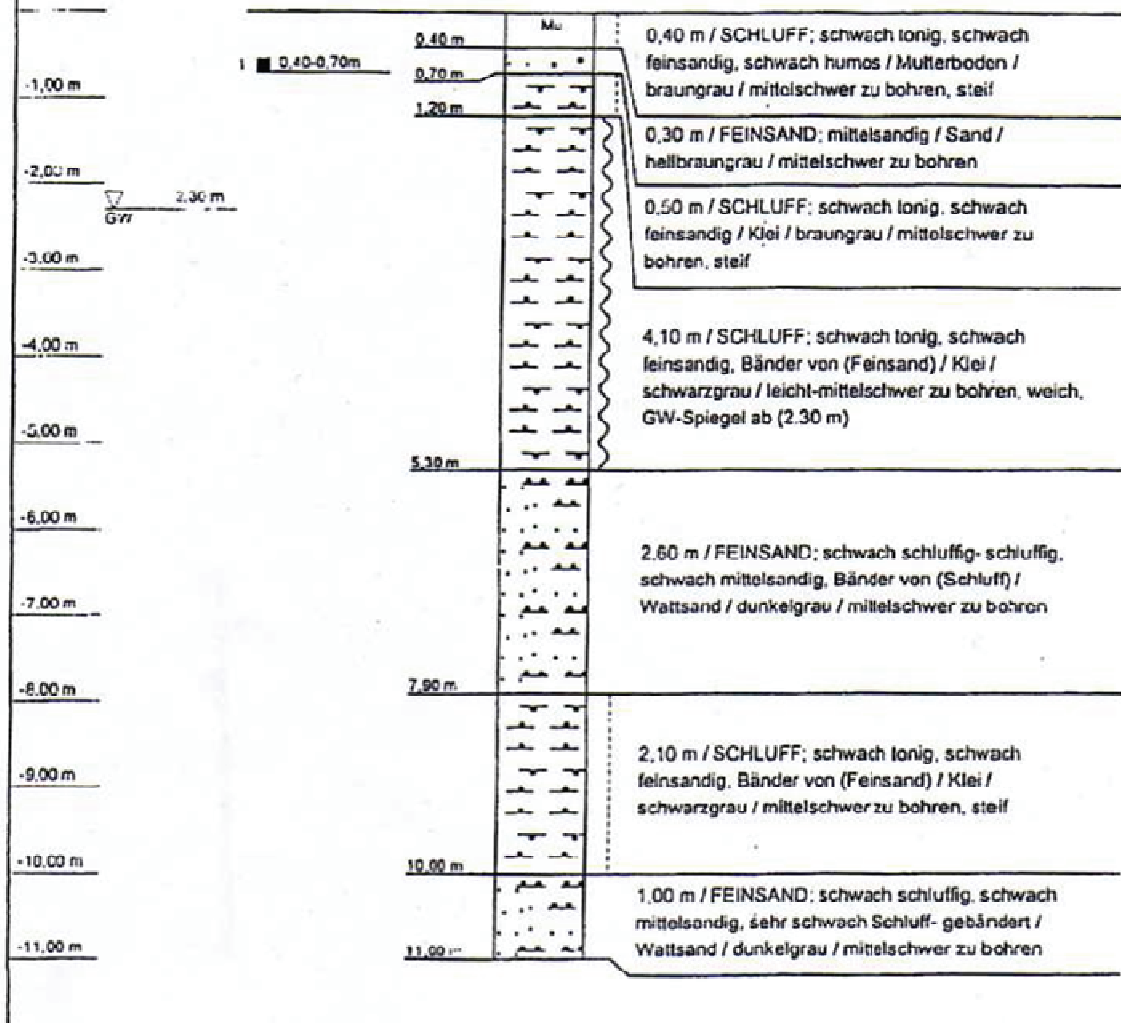
Bankverbindung

Landesbezirkskasse Neubrandenburg
BLZ 150 000 00
Kto 150 015 03

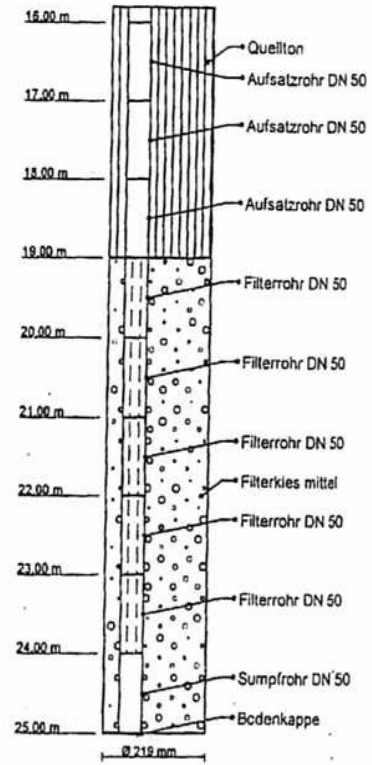
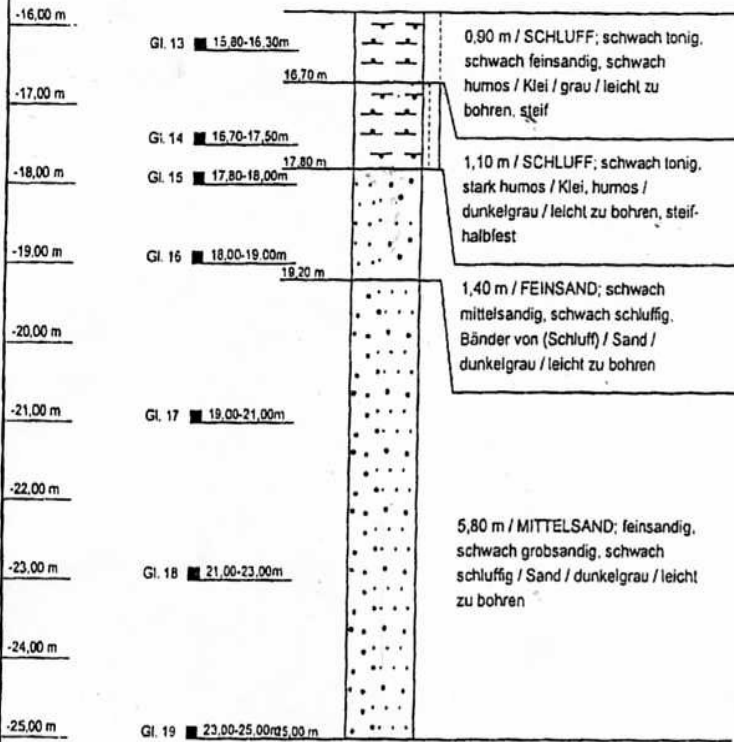
Haus- und Lieferadresse

Brodaer Straße 02
17033 Neubrandenburg

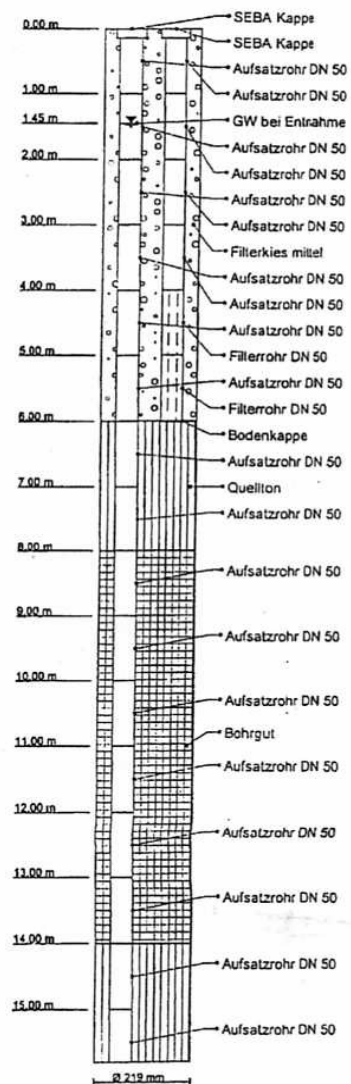
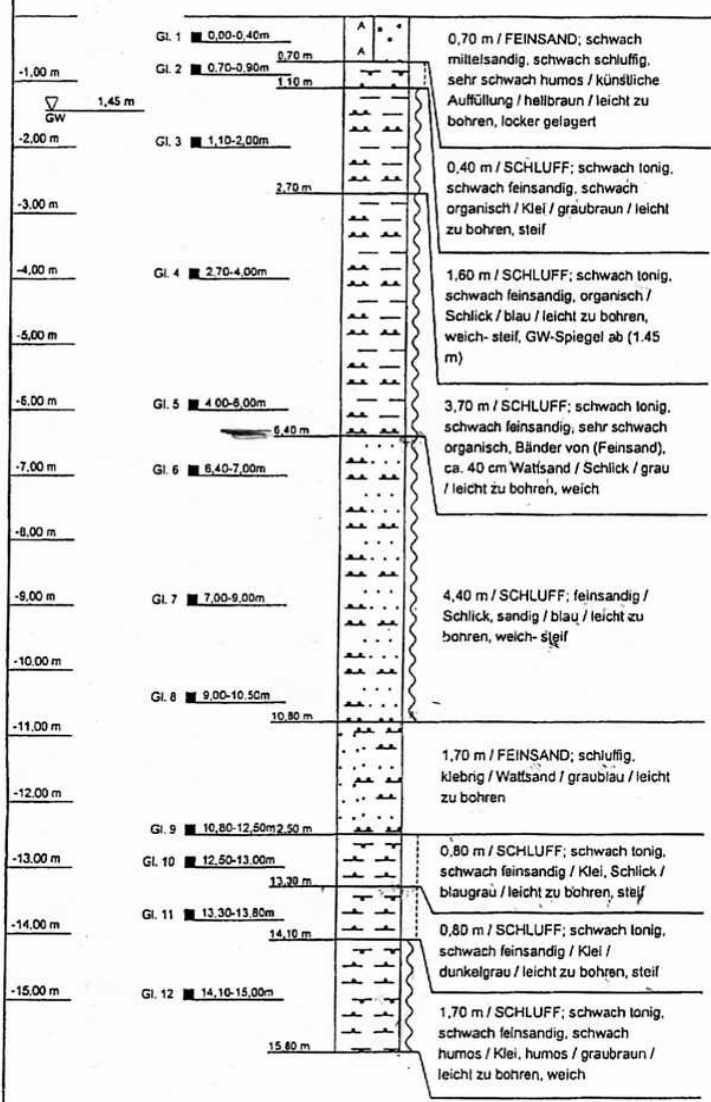
WRN 12 West



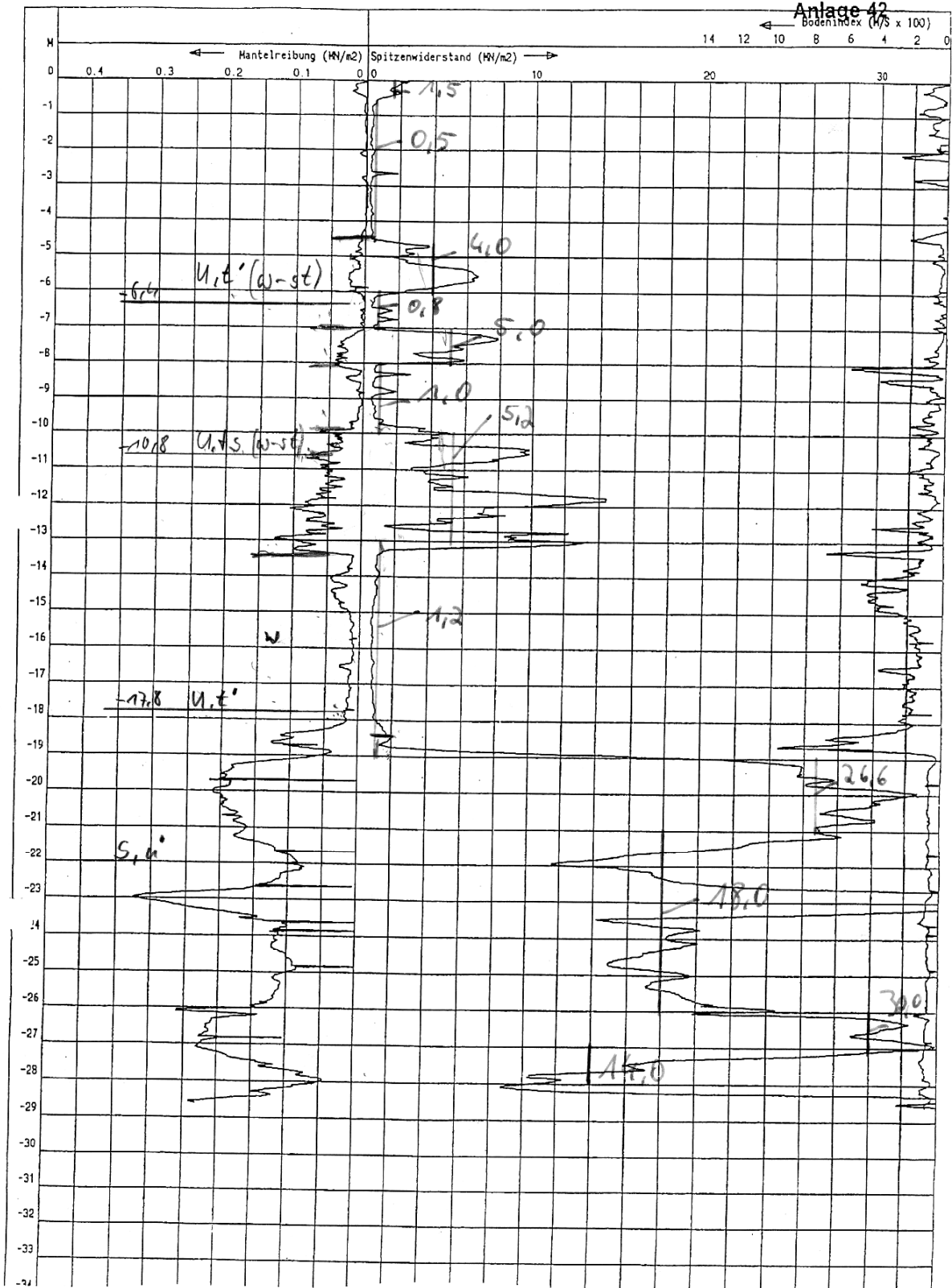
Fortsetzung
WRN 12



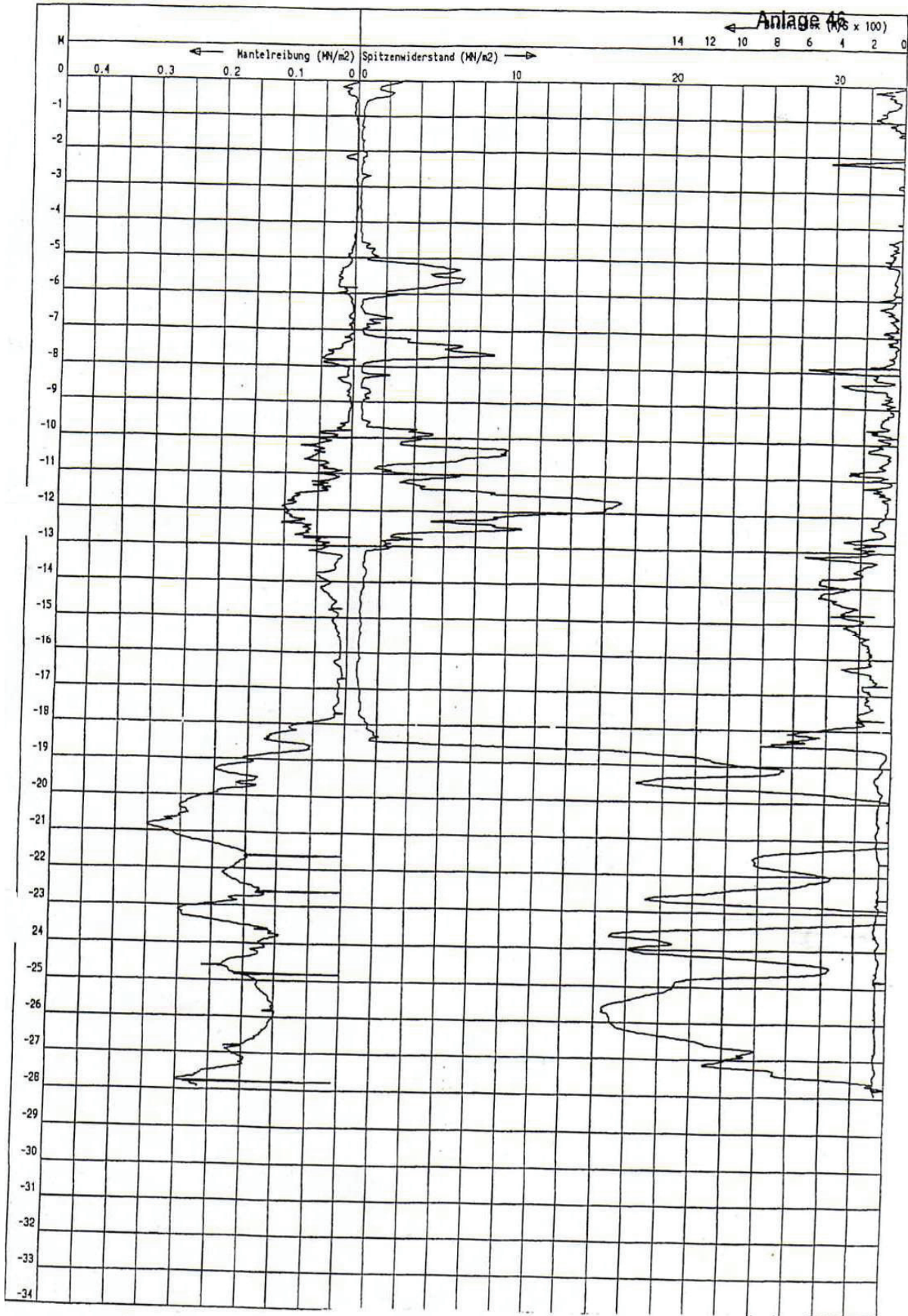
Brunnen WRN 12



(CPT 2)



(CPT 1)





SG BAUINGENIEURWESEN

FG Verkehrsbau, Grundbau und Bodenmechanik
Prof. Dr.-Ing. Karl Mallwitz

Hochschule Neubrandenburg
Postfach 110121, 17041 Neubrandenburg

Bearbeiter/in
AktENZEICHEN

Telefon (03 95) 5 69 30 / 324

Telefax (03 95) 5 69 33 99

e-mail: mallwitz@hs-nb.de

Datum 26.06.2008

Anlage 2

Für Teil 4 der Diplomarbeit

Geotechnische Bemessung einer Gründung

für Herrn cand.-ing.

Frank Caselowsky

Matr. Nr.: 241903

Fundamentdatenblatt für eine Windkraftanlage

Typenklasse: Windzone III (DIBt- Richtlinie)
Fundamenttyp: Tiefgründung – Kreisfundament
 Mit Auftrieb – \varnothing 29,00 m

Lastfallbeschreibung:

E 2.1 50- Jahresbö, $v = 50,0$ m/s, $v_{b0} = 15,1$ m/s, -15°
N1,0 Produktionsbetrieb bei Normalturbulenz

Lasten an der Fundamentunterkante für geotechnische Nachweise

Lastfall	F _{xy} (kN)	F _z (kN)	M _{xy} (kNm)	M _z (kNm)
DLC 1.0	1.661	-55.660	159.678	7.920
		-79.769		
DLC 6.2	3.282	-55.660	383.300	7.900
		-79.769		

Alle Lasten mit Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_F = 1,0$

Pfahlgeometrie

Pfahllänge	14,0 m	
Pfahlanzahl	56	
Pfahlneigung	14	6,5 : 1 (nach innen)
	14	6,5 : 1 (nach außen)
	28	4 : 1 (nach außen)
Pfahlquerschnitt	Kreis	\varnothing 56 cm (Ortbetonrammpfahl)

Die Pfähle müssen wegen der Zugbeanspruchung mindestens 5,0 m in den tragfähigen Baugrund einbinden.

Minstdrehsteifigkeiten

Folgende Mindestwerte sind einzuhalten:

Gesamtsystem (Turm und Gründung inkl. Pfahlssystem)	$k_{\phi,stat}$ 75.000 (Mnm/rad)
	$k_{\phi,dyn}$ 300.000 (MNm/rad)

Zulässige Schiefstellung

Maximale zulässige Schiefstellung infolge Baugrundsetzung in 20 Jahren bezogen auf den Pfahlkreisdurchmesser

$$\Delta s \leq 3 \text{ mm/m}$$

Charakteristische Pfahlkräfte

maximale Druckkraft	-2671 kN
maximale Zugkraft	429 kN

alle Lasten mit Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_F = 1,0$

Bemessungswerte für Tragsicherheitsnachweise der Pfähle

maximale Druckkraft (Pfahloberkante)	- 3327 kN
--------------------------------------	-----------

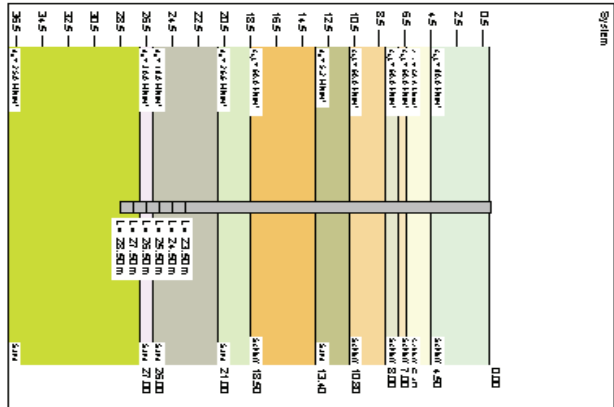
maximale Zugkraft (Pfahloberkante)	664 kN
------------------------------------	--------

Horizontale Ersatzkraft (Pfahloberkante)	28,1 kN
--	---------

Alle Lasten mit Teilsicherheitsbeiwerten

Fundamentgeometrie

Außendurchmesser	da	25,40m
Innendurchmesser	di	14,80m
Sockeldurchmesser, innen	dso,i	12,60m
Sockeldurchmesser, außen	dso,a	16,50m
Pfahlkreisdurchmesser	dpi	22,00m
	dpa	24,20m
Fundamenthöhe	hges	3,90m
Sockelhöhe	hso	0,50m
Höhe Spornneigung	hn	



Soil Layer	Depth [m]	Length [m]	R_{10} [kN]	R_1 [kN]	R_2 [kN]	zul V [cm]	s [cm]
05	0	0	0	0	0	0	0
26	0.610	23.50	4.34	3.103	2.178	2.178	0.84
45	0.610	24.50	4.645	3.318	2.328	2.328	0.84
65	0.610	26.50	5.183	3.702	2.588	2.588	0.80
85	0.610	27.50	5.432	3.880	2.723	2.723	0.78
105	0.610	28.50	5.681	4.058	2.848	2.848	0.76

zul V = $R_{10} \cdot f_{yk} \cdot \gamma_{Axi}$ / $\gamma_{Axi} \cdot R_{10} = R_{10} \cdot (1.400 \cdot 1.425) = R_{10} \cdot 1.99$
 Verhältnis Verschiebung(zu)Betonlastwert(zu) $\gamma_{Axi} = 0.50$

