

# Geotechnisches Büro Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH

Fritz - Peters - Straße 22  
D - 47447 Moers

Tel.: 02841/ 967 33 - 3  
Fax.: 02841/ 967 33 - 44  
eMail: post@baugrund-moers.de  
Internet: www.baugrund-moers.de

Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH Fritz-Peters-Str. 22 47447 Moers

juwi AG  
Regionalbüro NRW  
Rottstraße 1-3  
44793 Bochum

- Erd- und Grundbau
- Ingenieurgeologie
- Hydrogeologie
- Baugrunduntersuchung
- Erdbaulabor

Moers, 09.04.2021

Unser Zeichen: Ge - sk

## Baugrundgutachten

**Projekt:** Neubau von 3 WEA, Typ GE 5.5-158 NH120,9  
Windpark Aldenhoven-Pattern  
52457 Aldenhoven

**Auftraggeber:** juwi AG  
Energieallee 1  
55286 Wörrstadt

**Gutachten:** 17119-03

**Bearbeiter:** Dipl.-Geol. Ch. Gerdes

**INHALT:**

1	Projekt.....	4
2	Untersuchungsumfang .....	4
3	Bodenverhältnisse.....	5
3.1	Allgemeines .....	5
3.2	Setzungsverhalten der Abraumkippe.....	6
3.3	Bohrergebnisse.....	6
3.3.1	Auffüllungen (Mutterboden: Schicht 1).....	8
3.3.2	Auffüllungen (Lösslehm und Löss: Schicht 2).....	8
3.3.3	Auffüllungen (vorwiegend sandig, z.T. lehmig: Schicht 3).....	8
3.3.4	Auffüllungen (vorwiegend lehmig, z.T. sandig: Schicht 4).....	9
3.4	Ergebnisse der Drucksondierungen.....	9
4	Erdbebenbeeinflussung.....	12
5	Wasserverhältnisse .....	12
5.1	Wasserstände .....	12
5.2	Betonangriff.....	13
5.3	Durchlässigkeitsbeiwerte .....	14
6	Bodenklassen, Bodengruppen, Frostempfindlichkeit.....	14
7	Bodenmechanische Kennwerte.....	15
8	Gründungsvorschläge.....	16
8.1	Grundlagen .....	16
8.2	Gründungsverfahren/Baugrundverbesserung .....	18
9	Verfahrensbeschreibung .....	21
9.1	Tiefenverdichtung/RSV-Säulen .....	21
9.2	Herstellung des Bodenaustausches .....	22
9.3	Allgemeine Erdarbeiten .....	23
10	Nachweis der geforderten Bodenkennwerte.....	25
10.1	Drehfedersteifigkeit.....	26
10.2	Zulässige Bodenpressung/aufnehmbarer Sohldruck.....	26
10.3	Setzungsbedingte Schiefstellung .....	27
10.4	Grundwasserhöchststand.....	28
11	Spezifischer elektrischer Erdwiderstand.....	28
12	Hinweise zum Kranstellflächenbau .....	28
12.1	Allgemeines .....	29
12.2	Oberbau unter Beachtung der RStO-12 .....	29
12.3	Alternative Bemessungsgrundlagen für den Oberbau.....	30
12.3.1	Produktspezifische Bemessungen mit Geogittern.....	31
12.3.2	Optimierung des Oberbaus mit Prüffeldern .....	31
12.4	Wassereinfluss .....	32

12.5	Tragfähigkeit der Kranstellfläche.....	32
12.6	Setzungsverhalten .....	33

## **ANLAGEN:**

### **Dokumentation:**

Anlage 0.1:	Schichtenverzeichnis
Anlage 0.2:	Korngrößenverteilung nach DIN EN ISO 1789-4: 2017-04
Anlage 0.3:	Ergebnisse der Wassergehaltsbestimmung nach DIN 18 121
Anlage 0.4:	Ergebnisse der Bodenanalyse nach DIN 4030, WEA 1
Anlage 0.5:	Ergebnisse der Bodenanalyse nach DIN 4030, WEA 3

### **Berechnungen:**

Anlage 1.1:	Berechnung der Drehfedersteifigkeiten
Anlage 1.2:	Grundbruchberechnung nach DIN 4017, Fundament
Anlage 1.3:	Setzungsberechnung nach DIN 4019, Fundament
Anlage 1.4:	Grundbruchberechnung nach DIN 4017, Kranstellfläche
Anlage 1.5:	Setzungsberechnung nach DIN 4019, Kranstellfläche

### **Lageplan:**

Anlage 2:	Übersichtslageplan, ohne Maßstab
	Lageplan mit Anlagenstandort, Maßstab 1:5000
	Säulenprofile, Höhenmaßstab 1:50

### **Darstellung der Bohr- und Sondierergebnisse:**

Anlagen 3.1...3.3:	Fundamentaufsicht mit Bohr- und Sondierpunkten, ohne Maßstab
	Schemaschnitt durch das Fundament, ohne Maßstab
	Interpolierte Schichtenprofile, Maßstab 1:-/100
	Ergebnisse der Drucksondierungen, CPT n. DIN EN ISO 22476-2

## 1 Projekt

Im Windpark Aldenhoven-Pattern ist der Neubau von drei Windenergieanlagen der Fa. General Electric vom Typ GE 5.5-158 NH120,9 geplant. Die vom Auftraggeber angegebenen Koordinaten der Fundamentmittelpunkte gehen aus der folgenden Tabelle hervor:

Standort- bezeichnung	UTM ETRS 89 Ostwert	UTM ETRS 89 Nordwert	GOK [mNHN]
<b>WEA 1</b>	32 310 210	56 40 532	104,26
<b>WEA 2</b>	32 310 675	56 40 511	100,43
<b>WEA 3</b>	32 310 773	56 40 984	105,41

Tab. 1

Der Anlagenstandort WEA 2 wurde bereits für eine ältere Planung untersucht, wobei die damaligen Koordinaten ca. 5,8 m weiter südwestlich der aktuellen Standortplanung lagen. Die damalige Standortbezeichnung war WEA 4. Bei diesem geringen Verschiebungsbetrag können die damaligen Untersuchungsergebnisse für die Bewertung des aktuellen Standortes WEA 2 verwendet werden.

## 2 Untersuchungsumfang

Für die Baugrunduntersuchungen in der Zeit vom 06.09.2017 bis 08.09.2017 (WEA 2) bzw. am 12. und 19.01.2021 (WEA 1 und WEA 3) wurden je Anlagenstandort folgende Prüfungen durchgeführt:

Anzahl je WEA	Art der Untersuchung
3	Kleinrammbohrungen, $\varnothing$ 80/36 mm, mit einer Tiefe von max. 17 m unter Geländeoberkante, bis zur Auslastungsgrenze des schweren Rammgerätes
2	Kleinrammbohrungen, $\varnothing$ 80/36 mm, mit einer Tiefe von max. 4 m unter Geländeoberkante, im Bereich der Kranstellfläche
4	Drucksondierungen (CPT nach DIN 4094) bis max. 36,3 m Tiefe bzw. bis zur Geräteauslastung von 200 kN
1	Nivellement der Bohr- und Sondierpunkte mit Bezug auf die Geländeoberkante im Bereich des Fundamentmittelpunktes (MP = $\pm 0,00$ m)
1	Messung des spezifischen elektrischen Erdwiderstands nach VDE 0413
2	Laboruntersuchungen Korngrößenverteilung nach DIN 18.123 (WEA 2)
1	Laboruntersuchungen Wassergehalt nach DIN 18.121 (WEA 2)
2	Laboruntersuchung der Betonaggressivität n. DIN4030/EN206 (WEA 1 u. WEA 3)

Tab. 2

Das Schichtenverzeichnis und die Laboruntersuchungen sind in den Anlagen 0.1...0.5 dokumentiert. Die WEA-Standorte sind in der Anlage 1 verzeichnet. Die Lage der Bohr- und Sondierpunkte ist den Fundamentskizzen (Anlagen 3.1...3.3) zu entnehmen. Die Ergeb-

nisse der Bohrungen liegen als Schichtenverzeichnis bei und sind in den Anlagen 3.1...3.3 als interpolierte Schichtenprofile zeichnerisch dargestellt. In diesen Profilen sind außerdem die Ergebnisse der Drucksondierungen als Widerstandslinien dokumentiert.

### 3 Bodenverhältnisse

#### 3.1 Allgemeines

Die RWE Power AG informierte in einem frühen Planungsstadium mit Schreiben vom 14.05.2009 über allgemeine und z.T. besondere Eigenschaften von verschiedenen Planbereichen auf rückverfüllten Tagebaugebieten. Nach dem ergänzenden Schreiben der RWE Power AG, AZ.: St 331/15 vom 08.09.2017 liegt der Windpark auf einem verkippten, ehemaligen Tagebau. Bezogen auf die darin enthaltenen Informationen ist die Verschiebung der Standorte WEA 1 und WEA 3 u.E. nicht von Bedeutung.

Gemäß den Angaben der RWE Power AG stammen die Verfüllmassen aus dem Tagebau Inden. Seitens der RWE Power AG bestehen aus Bergschadensgesichtspunkten keine grundsätzlichen Bedenken gegen die Bebauung mit Windenergieanlagen. Empfohlen wird, das hier vorliegende Gutachten der RWE Power AG mit der Bitte um abschließende Stellungnahme zur Verfügung zu stellen.

Die in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellten Daten ergeben sich aus den Unterlagen der RWE Power AG, die den Planern und unserem Büro mit dem Schreiben der RWE Power AG, AZ.: St 331/15 vom 08.09.2017 zur Verfügung gestellt wurden:

Standortbezeichnung	Gemarkung	Kippenfertigstellung [Jahr]	Kippenmächtigkeit [≈ m]	zu erwartende Setzungen 2018...2048 [cm]
Aldenhoven Pattern	Aldenhoven; Flur 24, 25 und Pattern II; Flur 6	2000...2003	120...140	15...20

Tab. 3.1

Die Jahreszahlen für die Bebaubarkeit werden i.A. mit 10 Jahren nach der Kippenfertigstellung angegeben. Diese Jahreszahl stellt nach Angabe der RWE Power AG aus dem Aspekt der Liegezeit den frühestmöglichen Zeitpunkt dar, der mindestens für die Errichtung der WEA abzuwarten ist. Die RWE Power AG wies in früheren Stellungnahmen darauf hin, dass infolge der Kippensetzung gewisse Schiefstellungen im Gelände, insbesondere bei Anlagenstandorten mit kürzeren Liegezeiten als 10 Jahren, nicht ausgeschlossen werden können. Das Risiko ist durch eine mindestens zehnjährige Liegezeit bis zur

Errichtung der Anlagen, durch geeignete Baugrundverbesserungen und u.U. die Kalkulation von späteren Hebungsmaßnahmen im Schadensfall zu minimieren. Die Liegezeit der Kippe beträgt bereits mehr als 10 Jahre, so dass sich die zuvor beschriebenen Risiken stark relativieren.

Die RWE Power AG beabsichtigt i.d.R., mit dem Bauherrn eine Vereinbarung zur Kippen-thematik zu treffen mit dem Ziel, dass evtl. Mehraufwendungen und das Haftungsrisiko für die Baugrundverhältnisse vom Bauherrn zu tragen sind.

Auf verschiedenen Kippen im rheinischen Braunkohlerevier wurden seit 1998 insgesamt rund 100 Windenergieanlagen durch den Unterzeichner begutachtet, von denen bisher mehr als 90 in Betrieb sind. Bei der unten angegebenen Gründungsart sind bisher bei keiner der genannten Anlagen Probleme hinsichtlich einer übermäßigen Schiefstellung aufgetreten.

### **3.2 Setzungsverhalten der Abraumkippe**

Hinsichtlich des Setzungsverhaltens einer Braunkohlekippe sind im Wesentlichen folgende Punkte zu beachten:

- Setzungseinflüsse aus dem Kippenuntergrund
- Zusammensetzung der Kippe
- Gesamtmächtigkeit der Kippe
- Liegezeit seit Aufbringung der obersten Schüttlage
- Sackungen bei Wassereinstau
- Bodenverflüssigung im Erdbebenfall
- Setzungsdifferenzen im Kippenkörper

Diese Einflüsse wurden im Rahmen eines zwischenzeitlich realisierten Bauvorhabens mit mehr als 20 WEA eingehend bearbeitet. Auf Grund der längeren Liegezeit und des weitgehenden Grundwasserwiederanstiegs sind die zu erwartenden Einflüsse aus dem Kippenkörper auf das Bauvorhaben an diesem Standort noch günstiger einzuschätzen.

### **3.3 Bohrergergebnisse**

Mit Hilfe der ausgeführten Bohrungen wurde bis zur erreichten Endtiefe ein durchgehendes Bodenprofil aufgeschlossen. Die Bodenansprache an diesen gewonnenen Bodenproben wurde durch den Gutachter vorgenommen. Bei einer Bodenansprache nach

DIN 4022 wird eine Kornverteilung in festgelegten Grenzen beschrieben. Die Bodenansprache liefert so eine repräsentative, d.h. kumulative Korngrößenverteilung über die Aufschlusstiefe, vor allem bei feinsequentieller Bodenschichtung. Damit ergibt sich eine repräsentative Beurteilung der Baugrundsichtung.

Eine Korngrößenanalyse im Labor nach DIN 17892-4: 2017-04 (früher DIN 18.123) liefert für eine Stichprobe eine Kornverteilungslinie aus einer räumlich sehr begrenzten Zone. Bei den engräumigen vertikalen und horizontalen Wechsellagen der Schüttschichten können diese genauen Ergebnisse aber keinen definierten Horizonten zugeordnet werden.

Die Genauigkeit des Labormessverfahrens kann bei derartigen Verhältnissen die räumliche Variationsbreite des geschütteten Kippenkörpers nur bei beliebig großer Probenanzahl korrekt wiedergeben. Bei einer Bodenansprache durch einen in den örtlichen Verhältnissen erfahrenen Baugrundgutachter kann diesem Umstand aber Rechnung getragen werden. Zusammenfassend liegt also mit der im Schichtenverzeichnis dokumentierten Bodenansprache eine hinreichend gute Kenntnis über den Bodenaufbau der oberen Kippscheibe im Bereich der untersuchten Anlagenstandorte vor, die sich mit den Kenntnissen der RWE über den Materialbestand der Abraumsschichten im Tagebau deckt (s.u.).

Im erkundeten Tiefenbereich bis ca. 36 m unter Geländeoberkante wurden vorwiegend quartäre und tertiäre Lockergesteine (vorwiegend Sand, Schluff, Ton und Braunkohlereste) abgesetzt. Zur Rekultivierung wurde die Kippe mit einer Schicht aus Lösslehm und Löss und schließlich humosem Boden (Mutterboden) abgedeckt. Die Lösslehmabdeckung lag an den Standorten (s.u.) mit ca. 1,8 m bis max. 2,6 m unter Gelände am jeweiligen Bohrpunkt im üblichen Rahmen.

Die Kippenauffüllungen werden im Bereich der bisher ausgeführten Bohrungen unterhalb der Rekultivierungsschicht vorwiegend von kiesigen Sanden und gleichkörnigen Sanden, die vielfach schwach schluffig und schwach kiesig ausgebildet sind, aufgebaut. In weiten Teilen wurden auch gemischtkörnige und bindige Bodenarten wie sandig-kiesiger Ton, Lehm und Schluff eingebaut.

Diese Hauptgemengteile der Kippe sind mit Beimengungen aus Braunkohlestaub, Braunkohlestücken sowie Schluff- und Tonlinsen bzw. -stücken vermischt. Die Nebengemengteile sind in wechselnden Gehalten eingestreut. Darüber hinaus muss auch mit Lagen aus umgelagerter Braunkohle mit unterschiedlichen Sand- und Schluffgehalten gerechnet werden.

Im Folgenden wird der Bodenaufbau in den Bohrungen zusammenfassend vorgestellt. Dabei ist zu berücksichtigen, dass der Kippenkörper mit Hilfe von Absetzgeräten in sog.

Schüttlagen aufgebaut wurde. Innerhalb dieser Schüttlagen wurde jeweils an den Böschungen verkippt, so dass eine ausgeprägte Schrägschichtung innerhalb der einzelnen Schüttlagen anzunehmen ist. In horizontalen Ebenen können daher auf kurzer Distanz starke Materialwechsel und damit Inhomogenitäten im Tragverhalten auftreten.

### 3.3.1 Auffüllungen (Mutterboden: Schicht 1)

Im höchsten Teil der Bohrungen wurde aufgefüllter **Mutterboden** in einer Stärke um ca. 0,4 m angetroffen. Dabei handelt es sich überwiegend um humosen, sandigen Lösslehm mit dunkler, graubrauner Farbe.

### 3.3.2 Auffüllungen (Lösslehm und Löss: Schicht 2)

Nach den Bohrerergebnissen wird der höchste Teil der Kippe aus umgelagertem Lösslehm und Löss aufgebaut. Dabei handelt es sich um schluffige Böden mit leicht wechselnden Ton- und Sandgehalten. Die Tonanteile sind in der Regel nur sehr gering bzw. fehlen lagenweise vollständig. Der Sandgehalt besteht i.W. aus Feinsanden, wobei die Sandanteile meist bei schätzungsweise  $\leq 10\%$  liegen und nur lagenweise etwas erhöht sind.

Außerdem sind in den Lösslehmauffüllungen einzelne Linsen aus Sand, teils auch kiesigem Sand nicht auszuschließen. Sehr untergeordnet können auch geringe Braunkohlebeimengungen enthalten sein.

Die Unterkante der Rekultivierungsschicht (UK-Lösslehm und Löss; Schicht 2) wurde in den Bohrungen und Sondierungen in folgenden Tiefen (bezogen auf die Geländehöhe am jeweiligen Fundamentmittelpunkt; MP) angetroffen:

Standort- bezeichnung	MP = GOK am Fundamentmittelpunkt	UK-Lösslehm und Löss
	[m]	[m u. MP]
<b>WEA 1</b>	$\pm 0,00$	1,7/2,6
<b>WEA 2</b>	$\pm 0,00$	1,8/2,1
<b>WEA 3</b>	$\pm 0,00$	1,9/2,4

Tab. 3.2

### 3.3.3 Auffüllungen (vorwiegend sandig, z.T. lehmig: Schicht 3)

Unmittelbar unter dem Lösslehm (s. auch Drucksondierungen) wurden vorwiegend sandige Auffüllungen (Schicht Nr. 3) angetroffen. Bei den aufgefüllten Sanden handelt es sich größtenteils um Gemische aus quartären Kies-Sanden und tertiärzeitlichen Fein- bis Mittelsanden mit meist nur geringen Grobsand-Anteilen.

### 3.3.4 Auffüllungen (vorwiegend lehmig, z.T. sandig: Schicht 4)

Im tieferen Teil der Bohrungen an dem Standort WEA 3 überwiegen aufgefüllte, bindige Böden (Schicht Nr. 4) mit sandigen Einlagerungen. Die unregelmäßige Verteilung von Sand und Lehm/Ton lässt auf eine ausgeprägte Schrägschichtung aufgrund der Einbaubedingungen mit Band-Absetzern schließen. An den Anlagenstandorten WEA 1 und WEA 2 sind unterschiedlich starke Lagen und Linsen der überwiegend lehmigen Auffüllungen unregelmäßig über die gesamte Höhe des untersuchten Bereiches verteilt.

Aus den bindigen Auffüllungsböden wurde am Anlagenstandort WEA 2 eine Probe entnommen und daran im Labor der natürliche Wassergehalt nach DIN 18.121 ermittelt. Die Ergebnisse sind in der Anlage 0.3 dokumentiert und werden in der folgenden Tabelle zusammengefasst:

Probe	Bodenart nach Bohrkernaufnahme	Wassergehalt w [-]
WEA 2, B 2.1, 12,0...14,0 m	Lehm, tonig, sandig, halbfest	10,5

Tab. 3.3

## 3.4 Ergebnisse der Drucksondierungen

Bei Drucksondierungen (CPT) wird eine konische Stahlspitze mit gleichbleibender Geschwindigkeit in den Untergrund eingedrückt, wobei der Spitzenwiderstand, die lokale Mantelreibung und ggf. der Gesamtwiderstand in Abhängigkeit von der Sondiertiefe gemessen werden. Bei der elektrischen Sonde befindet sich eine Kraftmesseinrichtung in der Sondenspitze. Diese Messeinrichtung überträgt den Spitzendruck und die lokale Mantelreibung einer Stahlhülse, die unmittelbar oberhalb der Sondenspitze angeordnet ist, mittels Kabel in das Messfahrzeug. Bei der mechanischen Sonde wird ausschließlich der Spitzendruck über ein Gestänge in das Messfahrzeug übertragen. Das Messfahrzeug besteht aus einem schweren LKW, der mit Hydraulikpressen Lasten von 160 kN auf die Sonde aufbringen kann.

Die Ergebnisse der Drucksondierungen sind als Widerstandsdiagramme in den Anlagen 3.1...3.3 dargestellt. Der Spitzendruck ist als rote Linie und das Verhältnis Mantelreibung zu Spitzendruck als blaue Linie aufgetragen.

Der Spitzenwiderstand, gemessen in MPa bzw. MN/m<sup>2</sup>, ist ein Maß für die Lagerungsdichte und das Verhältnis Mantelreibung zu Spitzendruck in Prozent gibt Auskunft über die geprüfte Bodenart. Ein geringes Reibungsverhältnis spricht für rollige Böden (Sand und Kies). Ein hohes Reibungsverhältnis spiegelt bindige Bodenschichten wider.

Die Auswertung kann u.a. auch zur Abschätzung der Bodenzusammensetzung nach dem folgenden Diagramm vorgenommen werden:

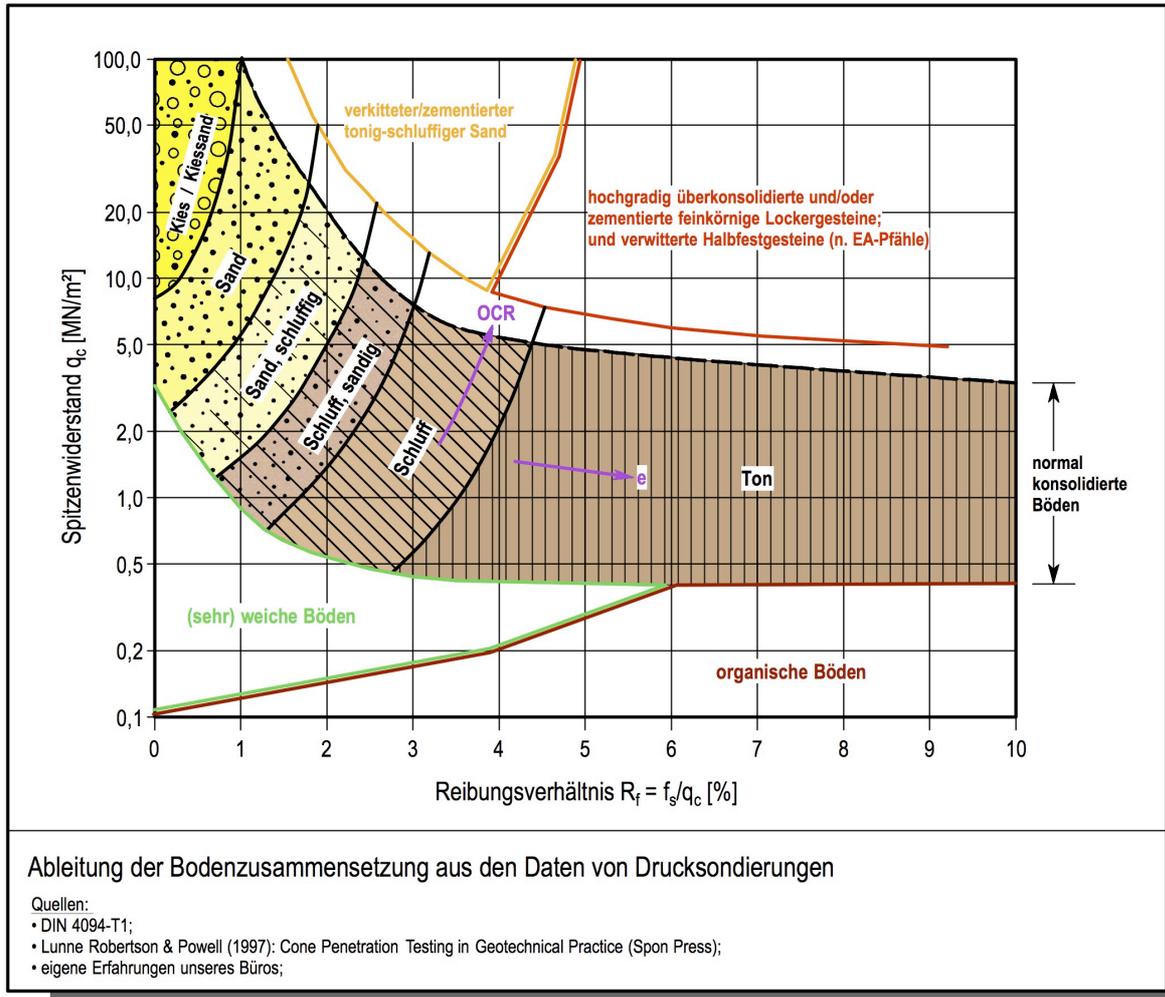


Bild 3.1

Die Auswertung der Drucksondierungen führt zu folgenden Ergebnissen:

Der höchste Teil der Sondierungen dokumentiert mit sehr geringen Spitzwiderständen von 0...2 MN/m<sup>2</sup> die **Mutterbodenabdeckung** (Schicht Nr. 1). Am Anlagenstandort WEA 2 liegen die Spitzwiderstände mit Maximalwerten von 4 MN/m<sup>2</sup> etwas höher. Unter dem Mutterboden folgt die Rekultivierungsschicht aus **Lösslehm und Löss** (Schicht Nr. 2). Hier steigen die Spitzwiderstände im höchsten Teil des Lösslehms lokal auf Werte von ca. 4...16 MN/m<sup>2</sup> an. Dies ist auf die Austrocknung während der Baugrunduntersuchung bzw. oberflächennahe Verdichtung der oberen Bodenzone zurückzuführen. Mit zunehmender Tiefe pendeln sich die Spitzwiderstände dann bei Werten von ca. 1...2 MN/m<sup>2</sup> ein. Das Reibungsverhältnis innerhalb der bindigen Schicht liegt bei Werten um ca. 2...3 % mit lokalen Spitzen von > 4 %.

Mit dem Auftreffen der Drucksonde auf die **vorwiegend sandigen Auffüllungen** (Schicht Nr. 3) ist in allen Drucksondierungen ein deutlicher Abfall des Reibungsverhältnisses auf etwa 1...2 % zu beobachten. Zugleich steigen die Spitzenwiderstände im höchsten Teil, d.h. etwa im oberen Meter des aufgefüllten, sandigen Bodens zunächst auf Werte von ca. 4 MN/m<sup>2</sup> bis z.T.  $\geq 20$  MN/m<sup>2</sup> an. Dies ist vermutlich auf die oberflächliche Verdichtung des Sandes durch die Befahrung beim Aufbringen der Rekultivierungsschicht zurückzuführen.

Mit zunehmender Tiefe gehen die Spitzenwiderstände innerhalb der sandigen Auffüllungen bei gleichbleibendem Reibungsverhältnis auf etwa 2...6 MN/m<sup>2</sup> zurück. Dies spiegelt die nur locker bis mitteldichte Lagerung der oberen Schüttlage wider. Lokal wurden auch höhere Spitzenwiderstände in den sandigen Auffüllungen festgestellt, was auf eingeschaltete, stärker kiesige Lagen hindeutet.

In den Bereichen, wo die – auch in den Bohrungen angetroffenen – **stärker bindigen Auffüllungen** (Schicht Nr. 4) durchteuft wurden, gehen die Spitzenwiderstände auf Werte von  $\leq 2$  MN/m<sup>2</sup> zurück, während zugleich ein starker Anstieg des Reibungsverhältnisses zu beobachten ist. Schichtweise werden auch höhere Werte um 4 MN/m<sup>2</sup> erreicht. Das ist erfahrungsgemäß auf eine halbfeste Konsistenz bzw. auf leicht erhöhte sandig-kiesige Gemengteile zurückzuführen.

Bei WEA 2 wurde in einer Tiefe von rund 9 m  $\pm$  1,0 m bzw. im Bereich der WEA 3 bei etwa 4,7 m  $\pm$  0,3 m ein deutlicher Anstieg der Spitzenwiderstände auf Werte von  $\geq 40$  MN/m<sup>2</sup> bzw.  $\geq 20$  MN/m<sup>2</sup> gemessen. Dieser Peak zeigt vermutlich die **Grenze** zwischen der oberen und **der nächst tieferen Schüttlage**. Unterhalb dieser Grenze wurden in sandigen Auffüllungsböden im Mittel etwas höhere Spitzenwiderstände von ca. 8 MN/m<sup>2</sup> bis 10 MN/m<sup>2</sup> gemessen. An dem Anlagenstandort WEA 1 ist diese Grenze nicht eindeutig auszumachen. Sie ist unterhalb von etwa 11 m unter Gelände zu vermuten.

Standort	MP = GOK am Fundamentmittelpunkt [m]	OK der unteren Schüttlage [m u. MP]
WEA 1	$\pm 0,00$	ca. 11
WEA 2	$\pm 0,00$	ca. 9...10
WEA 3	$\pm 0,00$	ca. 4...5

Tab. 3.4

In den Drucksondierungen zeichnet sich im tieferen Teil eine weitere Grenze zur nächst tieferen Schüttlage durch Peaks in Tiefen um 24...25 m (WEA 1) bzw. um 29 m (WEA 2) ab. Am Anlagenstandort WEA 3 ist der Übergang zur nächst tieferen Schüttlage auf-

grund der vorwiegend lehmigen Auffüllungen im tieferen Haldenbereich nicht eindeutig auszumachen.

Zusammenfassend ergibt sich nach den Bohr- und Sondierergebnissen, dass unter der Lösslehmabdeckung ein aufgefüllter Bodenaufbau zunächst mit vorwiegend sandigen Böden und im tieferen Teil verbreitet lehmig/tonigen Böden vorliegt. Unterhalb einer oberflächennahen, geringmächtigen Verdichtungszone hat die obere Schüttlage eine lockere bis annähernd mitteldichte Lagerung. In der unteren Schüttlage kann von einer mitteldichten Lagerung der vorwiegend sandigen Böden ausgegangen werden. Die bindigen Böden sind überwiegend steif und steif bis halbfest.

## 4 Erdbebenbeeinflussung

Gemäß DIN 4149 vom April 2005 „Bauen in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten“ und der ergänzenden Karte des Geologischen Dienstes NRW sind im Standortbereich folgende Daten anzusetzen:

Kriterium	Größe
Erdbebenzone	3
Untergrundklasse	S
Baugrundklasse	C

Tab. 4.1

Das Beben von Roermond 1992 hat zu keinen erkennbaren Bewegungen an den Messpunkten auf den Kippen im rheinischen Braunkohlenrevier geführt. Nach den Beobachtungen der RWE im Erdbebenfall ist eine ausreichend hohe Sicherheit gegen Bodenverflüssigung gegeben.

## 5 Wasserverhältnisse

### 5.1 Wasserstände

Der Grundwasserspiegel wurde in den Bohrungen nicht angetroffen. Nach Mitteilung des Erftverbands vom 17.08.2017 weist die Grundwassergleichenkarte von Oktober 1955 für den Bereich des Windparks Wasserstände von 99...102 mNHN aus. Die Grundwasser Oberfläche wurde durch den Braunkohlebergbau abgesenkt und lag 2016 zwischen 7 mNHN und 13 mNHN. Nach den Prognosen (Grundwassermodell) steigt der Grundwasserspiegel in den nächsten 32 Jahren um etwa 50...55 m und erreicht ab ca.

2080...2100 den endgültigen Stand, der etwa 8...10 m unter den Werten von 1955 liegen wird.

Standort- bezeichnung	GOK [mNHN]	GW-Stand 1955 [mNHN]	GW-Stand 2016 [mNHN]	GW-Stand 2080 [mNHN]	Flurabstand 2080 [mNHN]
WEA 1	104,8	102	12	94	10,8
WEA 2	100,5	102	13	94	6,5
WEA 3	106,1	99	7	91	15,1

Tab. 5.1

Während der Betriebszeit der Windenergieanlagen von gerechnet ca. 25 Jahren ist der Grundwasserspiegelanstieg bis zur Gründungssohle demnach auszuschließen.

Schichtenwasserhorizonte wurden ebenfalls in den oberen 15 m nicht erbohrt. Das Bohrgut war durchgehend normal erdfeucht.

Bereichsweise sind auf den Flächen in der Umgebung Oberflächendränagen eingebaut oder wurden geplant. Das Auftreten von Schichtenwasser kann nach ergiebigen Niederschlagsperioden letztlich nicht ausgeschlossen werden, hat für die Gründungsfragen aber eine vernachlässigbar geringe Bedeutung, da es wegen des wechselnden Bodenaufbaus nur lokal auftreten kann. Außerdem werden durch die unten vorgeschlagenen Rüttelstopfsäulen zusätzliche Wasserwegsamkeiten geschaffen, die die Bildung von Schichtenwasser unter den Fundamenten verhindern.

Im Schreiben vom 14.05.2009 weist die RWE Power AG für Kippenstandorte im Allgemeinen und im Brief vom 08.08.2012 konkret für diese Tagebaukippe darauf hin, dass „zur Vermeidung von schadenauslösenden Setzungen durch konzentrierte Versickerungen **Versickerungsanlagen** einen Mindestabstand von **20 m zu allen Bauwerken** aufweisen müssen“.

## 5.2 Betonangriff

Die Fundamente werden – wenn überhaupt – nur zeitweilig von Schichtenwasser berührt, so dass betonangreifendes Wasser für die Fundamente nicht von Bedeutung ist.

Aus den Bohrungen wurde an den Anlagenstandorten WEA 1 und WEA 3 je eine Bodenprobe entnommen und im chemischen Labor auf betonangreifende Inhaltsstoffe nach DIN 4030/EN 206 untersucht. Die maßgeblichen Werte zur Einstufung der Bodenproben sind der Sulfatgehalt und der Säuregrad nach Baumann-Gully. Die Obergrenze von

nicht betonangreifendem Boden liegt bei einem Sulfatgehalt von < 2000 mg/kg und einem Säuregrad von < 200 ml/kg. Die Ergebnisse der chemischen Analyse liegen als Laborbericht des SGS Institutes Fresenius (Anlage 0.4) bei. Demnach ist der analysierte Boden am Anlagenstandort WEA 1 mit einem Sulfatgehalt von 2400 mg/kg und einem Säuregrad nach Baumann-Gully von 220 ml/kg und am Anlagenstandort WEA 3 mit Sulfatgehalten von 830 mg/kg und 35 ml/kg, wie folgt einzustufen:

Anlagenstandort	Anlagentyp	Betonaggressivität nach DIN 4030/EN 206	Expositionsklasse
WEA 1	GE 5.5-158 NH120,9	schwach betonangreifend	XA 1
WEA 3	GE 5.5-158 NH120,9	nicht betonangreifend	XA -

Tab.: 5.1

### 5.3 Durchlässigkeitsbeiwerte

Aus den Bohrungen am Anlagenstandort WEA 2 wurden im September 2017 zwei Bodenproben entnommen und jeweils einer Siebanalyse nach DIN 18.123 (mittlerweile DIN 17892-4: 2017-04) unterzogen. Die Kornverteilungslinien sind der Anlage 0.2...0.5 zu entnehmen. Daraus lässt sich bei ausreichend niedrigen Schluffgehalten der Durchlässigkeitsbeiwert nach Berechnungsmethoden von BEYER und KOZENY/KÖHLER abschätzen. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst:

Probe	WEA, Bohrung/Tiefe [m]	Probenbeschreibung nach DIN 4022 [-]	Durchlässigkeit nach BEYER [m/s]	Durchlässigkeit nach KOZENY/KÖHLER [m/s]
2.1	WEA 2, B 2.1: 2,0...6,0	Sand, schwach kiesig, schwach schluffig	$2,0 \cdot 10^{-4}$	$1,8 \cdot 10^{-4}$
2.2	WEA 2, B 2.1: 6,0...9,4	Sand, schwach kiesig, schwach schluffig	$1,1 \cdot 10^{-4}$	$9,2 \cdot 10^{-5}$

Tab. 5.2

## 6 Bodenklassen, Bodengruppen, Frostempfindlichkeit

Bodenart	Schicht Nr.	Bodenklasse DIN 18.300	Bodengruppe DIN 18.196	Frostempfindlichkeitsklasse ZTVE-StB 09
Auffüllungen (Mutterboden)	1	1	A [OU]	F1
Auffüllungen (Lösslehm und Löss)	2	4	A [UL]	F3
Auffüllungen (vorwiegend Sand)	3	3 lagenw. 4	A [SE, SW, SU]	F1..F2
Auffüllungen (vorwiegend Lehm und Sand, stark lehmig)	4	4 lagenw. 3	A [UL, UA, TA, SI]	F3

Tab. 6.1

## 7 Bodenmechanische Kennwerte

Bodenart	Schicht Nr.	Reibungs-	Kohäsion	stat.	dyn.	Wichte	Querdeh-
		winkel		Steife-	Steife-		nungs-
				modul	modul		zahl
		$\varphi'_k$	$c'_k$	$E_{s \text{ stat., k}}$	$E_{s \text{ dyn., k}}$	$\gamma$	$\nu$
		[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]
Auffüllungen (Lösslehm und Löss, steif und steif bis halbfest, humusfrei)	2	27,5	2,5...5	5...10	50...100	17...18	0,40...0,44
Auffüllungen (vorwiegend Sand, locker; obere Schüttlage)	3	32,5	0	15...35	100...120	17...19	0,30...0,35
Auffüllungen (vorwiegend Sand, locker bis mitteldicht; untere Schüttlage)	3	32,5...35	0	15...55	120...150	18...19	0,30...0,35
Auffüllungen (vorwiegend Lehm, Ton und Sand, stark lehmig mit Braunkohleanteilen, steif)	4	27,5...30	2,5...10	10...15	100...120	18...19	0,40...0,44

Tab. 7.1

Bei den o.a. Bodenkennwerten handelt es sich nach den örtlichen Kenntnissen um konservativ angesetzte Rechenwerte. Das ist z.B. durch Setzungsmessungen an vergleichbaren Standorten für WEA mit gleichartigen Gründungsmaßnahmen zu belegen.

Die humusfreien, bindigen Bodenschichten (Schicht Nr. 2 und 4) unterhalb der Mutterbodenabdeckung sind bei geringen Lasten bedingt tragfähig. Bei dynamischer Beanspruchung nimmt der bindige Boden in Abhängigkeit vom Wassergehalt aber leicht eine weiche bis breiige Konsistenz an. Bei statischer Beanspruchung und geringen Lasten ist das locker gelagerte Haldenmaterial darunter mäßig bis normal tragfähig.

Die locker gelagerten Sande (Schicht Nr. 3) sind bei dynamischer Beanspruchung setzungsempfindlich. Starke Erschütterungen führen zu Kornumlagerungen und damit zu einer Verdichtung des Korngefüges. Die Verdichtbarkeit/Zusammendrückbarkeit dieses Materials zeigt sich an den Drucksondierungen direkt unter der Lösslehmabdeckung und im höchsten Teil der unteren Schüttlage. Hier wurde durch eine vermutlich kurzfristige Befahrung der seinerzeit offen liegenden Fläche eine deutlich messbare Nachverdichtung erreicht.

Die Braunkohleeinlagerungen sind aufgrund ihres Inkohlungsgrades nur wenig verrottungsanfällig. Eine minimale Verrottung von stark braunkohlehaltigen Lagen ist jedoch nicht vollständig auszuschließen. Derartige Prozesse laufen aber erfahrungsgemäß nur

sehr langsam ab. Für die hier anstehenden Fragen sind Setzungen, die sich aus einer Verrottung von Braunkohleresten ergeben, u.E. jedoch vernachlässigbar gering.

## 8 Gründungsvorschläge

### 8.1 Grundlagen

Es ist der Neubau von drei Windenergieanlagen GE 5.5-158 NH120,9 geplant. Für die geplante Anlage stehen nur Standardfundamente „Flachgründung mit Auftrieb“ zur Verfügung.

Nach den vorliegenden Unterlagen für den Fundamententwurf weisen die Standardfundamente folgende Abmessungen und Anforderungen an den Baugrund auf:

<b>Anlagenhersteller</b>	<b>GE Renewable Energy</b>	
<b>Typenbezeichnung</b>	<b>GE 5.5-158 NH120,9</b>	
<b>Turmtyp</b>	Stahlurm	
<b>Fundamenttyp</b>	Kreis, flach mit Auftrieb	
<b>Datengrundlagen</b>	Fröhling & Rathjen GmbH 19.02.2018: B6596/18 Schalplan; TÜV-Nord 13.11.2019: Prüfvermerk T-7008/18-2 Rev. 3	
<b>Fundamentdaten</b>	<b>Einheit</b>	<b>Wert</b>
Bezugshöhe: GOK am Fundamentmittelpunkt (MP)	m	±0,000
Außendurchmesser	m	25,80
Durchmesser der Vertiefung unter Sockel	m	5,60
Fundamenthöhe	m	3,10
Fundamentoberkante	m	1,30
Oberkante Fundamentüberdeckung		1,20
UK-Fundament außen/innen	m	-1,80/ -2,05
UK-Sauberkeitsschicht außen/innen	m	-1,90/ -2,15
erforderliche dynamische Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi \text{dyn.}}$	MNm/rad	150.000
erforderliche statische Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi \text{stat.}}$	MNm/rad	30.000
Sohldruck $\sigma_{Rk}$	kN/m <sup>2</sup>	155
Wichte der Bodenauflast $\gamma/\gamma'$	kN/m <sup>3</sup>	19/9
max. Vertikallast $N_{z k}$	kN	43.158
max. Moment Fundamentunterkante $M_{xy k}$	kNm	118.526
Grundwasserhöchststand bei max. Fundamentüberdeckung	m	±0,00 = GOK
zul. Schiefstellung $\Delta s$	mm/m	3

Tab. 8.1

Unter Berücksichtigung der o.g. Werte ergeben sich die im folgenden Kapitel beschriebenen Gründungsempfehlungen. Diese sind als Mindestanforderungen für eine möglichst wirtschaftliche und ausreichend sichere Bauweise zu verstehen. Bei der Baugrubenabnahme können sich im ungünstigsten Fall gewisse Zusatzmaßnahmen wie z.B. lokale Verstärkungen eines Bodenaustausches (s.u.) ergeben. Diese Maßnahmen können dann aber auf das absolut notwendige Maß begrenzt werden.

Bei dem geplanten Windparkstandort handelt es sich um eine künstliche Bodenanschüttung des Braunkohletagebaus, deren Setzungen nach den bisherigen Ermittlungen bereits zu großen Teilen abgeklungen sind. Restsetzungen in erheblichem Ausmaß treten aber mit hoher Wahrscheinlichkeit noch auf (s.o.). Aufgrund der ausreichenden Entfernung zum ehemaligen Kippenrand sind keine negativen Einflüsse aus der sog. „Kippenrandproblematik“ (unterschiedliches Setzungsverhalten von gewachsenem und aufgefülltem Baugrund) zu erwarten.

Wegen der lockeren Lagerung des Bodens einerseits und der zu erwartenden Inhomogenitäten im Haldenkörper andererseits wird empfohlen, den Baugrund so aufzubereiten, dass sich dieser im maßgeblichen Einflussbereich der Fundamente annähernd homogen verhält. Die unvermeidlichen Kippensetzungen sollten praktisch nur vertikal auftreten. Die aus der dynamischen Beanspruchung des Bodens durch die Windenergieanlagen resultierenden Bodenverformungen sollten durch die Bodenverbesserung minimiert werden.

Aufgrund der Größe der Anlagen und der hierfür erforderlichen Fundamente ist mit verhältnismäßig großen Einwirkungstiefen der statischen und dynamischen Fundamentlasten zu rechnen, so dass eine kontrollierbare, ausreichend tiefe Bodenverbesserung notwendig wird. Unter dem eigentlichen Fundament und in dessen unmittelbarem Umfeld müssen die maßgeblichen Fundamentspannungen und mögliche dynamische Lasten weitgehend abgebaut werden. Da die Lagerungsdichte des Bodens mit der Tiefe nur geringfügig zunimmt, scheidet eine Pfahlgründung als Alternative zur Bodenverbesserung aus.

Sollten bei dem empfohlenen Gründungsverfahren und trotz einer sorgfältigen Bauausführung wider Erwarten unzulässige Schiefstellungen auftreten, besteht grundsätzlich die Möglichkeit, das Fundament einer Windenergieanlage durch Injektionsverfahren nachjustieren. Entsprechende Untersuchungen und Berechnungen wurden für derartige Fundamente beispielhaft durchgeführt.

## 8.2 Gründungsverfahren/Baugrundverbesserung

Bei den vorliegenden Baugrundverhältnissen ist es voraussichtlich am kostengünstigsten und sichersten, eine **Flachgründung** auf einem **Bodenaustausch** über einer tiefen **Bodenverbesserungsmaßnahme (Rüttelstopfverdichtung)** auszuführen.

Die genaue Dimensionierung des Bodenaustausches ergibt sich letztlich aus den Bodenverhältnissen, den Einwirkungen des Bauwerks und schließlich aus den erreichbaren mittleren Bodenkennwerten der Rüttelstopfverdichtung. Letztere werden von der ausführenden Firma berechnet und müssen für die Gründung gewährleistet werden. Die abschließende Planung der Rüttelstopfverdichtung erfolgt daher von der ausführenden Firma in Abstimmung mit dem Baugrundgutachter.

Die folgenden **Angaben zur Dimensionierung** beruhen auf Erfahrungswerten, die in vergleichbaren Böden **zur Vorbemessung** angenommen werden können. Sollten die angegebenen Mindestwerte für den verbesserten Baugrund von der ausführenden Firma für die Rüttelstopfverdichtung und den Bodenaustausch nicht ausreichend sicher gewährleistet werden können, wird eine Umrechnung der Bodenaustauschmaßnahmen erforderlich.

Bei der Gründung der Fundamente muss eine hoch tragfähige **Polsterschicht (Bodenaustausch)** aus kantigem, gut verdichtungsfähigem Material (s.u.) direkt unter den Fundamenten hergestellt werden. Diese Polsterschicht erfüllt folgende Aufgaben:

- Dämpfung von Schwingungen und Lastverteilung
- Verbesserung der Drehfedersteifigkeit

Um die hohen Anforderungen an die Tragfähigkeit ausreichend sicher zu erreichen, wird empfohlen, die rechnerisch erforderliche **Schottertragschicht in einer Stärke von  $\geq 0,5$  m** herzustellen und diese im Niveau von **0,5 m unter UK-Sauberkeitsschicht** mit einem **Vlies/Geogitter-Kombigewebe** zu bewehren. Lokal steht bei der aktuellen Höhenplanung in dieser Tiefe noch der aufgefüllte **Lösslehm** an. Dieser sollte aufgrund seiner stärkeren Zusammendrückbarkeit und zum Nachweis der Drehfedersteifigkeit **vollständig aus dem Fundamentbereich** entfernt werden. Die Tragschicht wird dann entsprechend verstärkt.

Bei sehr großen Kostenvorteilen kann der tiefere, d.h. konstruktive untere Teil des Bodenaustausches unterhalb von 0,5 m unter der Gründungssohle ggf. aus Kiessand bzw. aus sandig-kiesigem Aushubboden hergestellt werden (s. auch Hinweise zur Bauausführung). Das sollte im Detail im Rahmen der endgültigen Planung festgelegt werden. Für die Vor-

planungen ist es voraussichtlich zweckmäßig, mit den Kosten eines einheitlichen Bodenaustausches aus Schotter zu rechnen.

Im geogitterbewehrten Bodenaustausch sollten folgende Bodenkennwerte erreicht werden:

Bodenart	Schicht Nr.	Reibungswinkel	Kohäsion	stat. Steifemodul	dyn. Steifemodul	Wichte	Querdehnungszahl
		$\varphi'_k$	$c'_k$	$E_{s \text{ stat., k}}$	$E_{s \text{ dyn., k}}$	$\gamma$	$\nu$
		[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]
Tragschicht aus Gesteins-schotter	0.1	40	0	≥ 100	≥ 300	19...20	0,30
Bodenaustausch aus Kiessand, dicht	0.2	37,5	0	≥ 80	≥ 250	19...20	0,30

Tab. 8.2

An den Anlagenstandorten wurde die Unterkante des Lösslehms bei max. 2,6 m unter GOK erbohrt. Lokal kann dieser bindige Boden aber auch tiefer reichen. An den Standorten WEA 1 und WEA 2 wurden in den Drucksondierungen CPT 1.3 und 2.3 relativ knapp unter der Aushubsohle Lehmlinsen festgestellt. Nach den Bohr- und Sondierergebnissen ist aber an allen Standorten vorwiegend sandiger Boden in der Aushubsohle zu erwarten.

Der seitliche Überstand des Bodenaustausches über die Fundamentaußenkanten sollte mindestens 1,0 m betragen. Bei größeren Austauschmächtigkeiten sollte der Überstand einem Lastausbreitungswinkel des Fundamentes von 45° gegen die Horizontale entsprechen.

Auch **unter dem Bodenaustausch** muss die dynamische und statische Drehfedersteifigkeit nachgewiesen werden. Außerdem ist der Nachweis einer ausreichend geringen Schiefstellung/Verkantung der Fundamente zu führen. Empfohlen wird, eine **Tiefenverdichtung mittels Rüttelstopfsäulen** auszuführen. Im Bodenaustausch aus Schotter werden die Fundamentspannungen und Beanspruchungen so weit abgebaut, dass an den unterlagernden Baugrund deutlich geringere Anforderungen zu stellen sind. Mit Hilfe der Rüttelstopfverdichtung sind die erforderlichen Bodenfestigkeiten unter einem ausreichend dimensionierten Bodenaustausch erfahrungsgemäß zu erreichen. Die Herstellung der Rüttelstopfsäulen ist weiter unten in einem eigenen Kapitel beschrieben.

Der so verbesserte Bereich muss über die Außenkanten der Fundamente hinausreichen, um auch innerhalb dieser tiefen Verdichtung eine weitere Lastverteilung zu erreichen. Der erforderliche seitliche Überstand des äußeren Rings der Rüttelstopfsäulen ergibt sich aus

der seitlichen Druckausstrahlung der Fundamente. Empfohlen wird, die Stopfsäulen auf konzentrischen Kreisen anzuordnen. Ein **äußerer Säulenring** (Säulenachsen) sollte im Abstand von **ca. 1,0 m außerhalb vom Fundamentrand** angeordnet werden. Diese Säulen können untereinander ggf. in einem etwas größeren Abstand und mit reduzierter Tiefe ausgeführt werden. Sie dienen zur seitlichen Stützung der eigentlich tragenden Säulen im seitlichen Druckausstrahlungsbereich des Fundamentes. Eine Nachverdichtung und dadurch hervorgerufene Setzungen des lockeren Kippenbodens durch die dynamische Beanspruchung in der Betriebszeit muss ausgeschlossen werden.

Die Anordnung und Anzahl der Rüttelstopfsäulen sollte von der ausführenden Firma unter Beachtung der Berechnungsansätze nach PRIEBE und in Abstimmung mit dem Aufsteller der Fundamentstatik berechnet werden. Der Verbesserungsfaktor ergibt sich u.a. aus den Bodenkennwerten des anstehenden Bodens, dem Flächenanteil der Säulen und dem Steifemodul der Säulen selbst. Die Mindestanforderungen an die Bodenverbesserung müssen von der ausführenden Firma zugesichert werden (Steifemodul statisch  $E_{s \text{ stat}}$ ; Steifemodul dynamisch  $E_{s \text{ dyn}}$ ; Querdehnungszahl  $\nu$ ). Das Stopfraster ist dementsprechend anzupassen. Werden günstigere Werte mit ausreichender Sicherheit erreicht, so können die Gründungsmaßnahmen ggf. angepasst werden.

Angenommene Bodenkennwerte für die RSV-Bodenverbesserung:

Bodenart	Schicht Nr.	Reibungswinkel	Kohäsion	stat. Steifemodul	dyn. Steifemodul	Wichte	Querdehnungszahl
		$\varphi'_k$	$c'_k$	$E_{s \text{ stat., k}}$	$E_{s \text{ dyn., k}}$	$\gamma$	$\nu$
		[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]
<b>Bodenverbesserung mit RSV-Säulen (Mindestwert des verbesserten Baufeldes):</b> Auffüllungen aus Sand und Lehm (Schichten Nr. 3 und 4), dynamisch verdichtet	0.3	<b>35</b>	0..5	<b>30</b>	<b>150</b>	19	<b>0,35</b>

Tab. 8.3

Die Tiefe der Rüttelstopfverdichtung richtet sich nach den Bodenschichten und deren Tragfähigkeit, sowie nach der Einflusstiefe der Setzungen. Die Konsolidierungssetzungen aus den Fundamentlasten erreichen Tiefen von annähernd 12 m unter Gründungssohle. Es wird angestrebt, die obere Schüttlage weitgehend mit der Nachverdichtung zu erfassen. Liegt diese Grenze sehr hoch oder sind in der unteren Schüttlage geringe Lage-

rungsdichten vorhanden, so wird auch noch der obere Teil der unteren Schüttlage mit verdichtet. Nach den Ergebnissen der Baugrunderkundung sind etwa folgende Tiefen der Rüttelstopfsäulen zu erwarten:

Standort	MP = GOK am Funda- mentmit- telpunkt [m]	Gründungssohle (UK_Sauber- keitsschicht) [m u. MP]	Grenze zwischen oberer und unterer Schüttlage [m u. MP]	Einwirkungstiefe Konsolidations- setzung [≈ m u. MP]	Unterkante RSV-Säulen [≈ m u. MP]
<b>WEA 1</b>	±0,00	-1,733	ca. 15...17	12,2	14
<b>WEA 2</b>	±0,00	-1,733	ca. 9...10	12,2	10
<b>WEA 3</b>	±0,00	-1,733	ca. 4...5	12,2	14

Tab. 8.4

Mit Abweichungen in der Endtiefe muss in Abhängigkeit von der lokalen Bodenfestigkeit gerechnet werden. Bei WEA 2 kann bereits ab ca. 9 m unter GOK aufgrund hoher Eindringwiderstände eine weitere Vertiefung der RSV-Säulen nicht mehr möglich sein. An diesem Standort können die RSV-Säulen nach den hohen Eindringwiderständen der CPT auf der hoch verdichteten Oberkante der 2. Schüttlage abgesetzt werden. Das ist durch hohe Energieaufnahmen in den Stopfprotokollen zu belegen. An den Standorten WEA 1 und WEA 3 sollte eine **Mindestlänge der RSV-Säulen von 10 m** unter Gründungssohle im Bedarfsfall **mit Vorbohrungen sichergestellt werden**.

## 9 Verfahrenbeschreibung

### 9.1 Tiefenverdichtung/RSV-Säulen

Die dynamische Tiefenverdichtung dient zur Baugrundverbesserung und zur Homogenisierung der Trageigenschaften.

Bei dem Rüttelstopfverfahren handelt es sich um ein dynamisches Bodenverbesserungsverfahren, bei dem ein Torpedorüttler mit einem Durchmesser von mehreren Dezimetern senkrecht in den Boden eingerüttelt wird. Das anstehende Bodenmaterial wird dadurch seitlich und z.T. nach oben verdrängt und verdichtet. Der entstehende Hohlraum wird mit gleichkörnigem Schotter/Kies verfüllt und im Pilgerschritt nach und nach verdichtet, so dass sich eine Verzahnung mit dem umgebenden Boden ergibt. Derartige Rüttelstopfsäulen werden rasterförmig unter dem gesamten Fundament und im Randbereich hergestellt (s.o.).

Die Tiefe der Bodenverbesserungsmaßnahme richtet sich nach der zu erwartenden Einflusstiefe der Fundamente und den Baugrundverhältnissen; das Raster der Verdichtungssäulen dagegen nach der Verdichtungsfähigkeit des Bodens und den geforderten Bodenkennwerten.

Die Rüttelstopfverdichtung muss durch ein erfahrenes Unternehmen durchgeführt werden. Der Verdichtungserfolg der einzelnen Säulen sollte automatisch registriert werden. Empfohlen wird, folgende Parameter zu dokumentieren und durch den Baugrundgutachter abschließend stichpunktartig prüfen zu lassen:

- Art und Menge des eingebauten Schottermaterials,
- automatische Aufzeichnungen von Säulentiefe und der im jeweiligen Tiefenniveau aufgebrauchten Verdichtungsenergie

Durch die Rüttelstopfverdichtung erfolgt in der Regel dicht unter der Arbeitsebene bzw. unmittelbar unter dem Fundament keine ausreichende Verdichtung. Aus diesem Grunde und zur ausreichenden Lastverteilung der flächigen Fundamentlasten auf die Rüttelstopfsäulen empfiehlt es sich, unmittelbar unter der Gründungssohle eine Polsterschicht, d.h. Bodenaustausch, einzubauen.

## 9.2 Herstellung des Bodenaustausches

Der **Bodenaustausch** in einer Stärke von  $\geq 0,5$  m sollte aus gut kornabgestuftem Gesteinsschotter (Körnung vergleichbar mit Schottertragschicht 0/45 mm od. 0/56 mm nach TL SoB-StB 07) hergestellt werden. Der Schlämmkornanteil ( $d \leq 0,063$  mm) sollte dabei unterhalb von 5 % und die Ungleichförmigkeit bei  $U \geq 7$  liegen. Dieser Bodenaustausch muss an seiner Basis über die Außenkante der Fundamentplatte überstehen, um die seitliche Lastausbreitung des Fundamentes ausreichend zu berücksichtigen.

Der Bodenaustausch muss lagenweise eingebaut und lagenweise auf  $\geq 98$  % der einfachen Proctordichte verdichtet werden. Im Lastplattendruckversuch nach DIN 18.134 sollten an der Oberfläche des Bodenaustausches (= Unterkante Sauberkeitsschicht) Verformungsmoduli von  $E_{v2} \geq 85 \text{ MN/m}^2$  nachgewiesen werden. In diesem Fall kann von einem Steifemodul in dieser Schicht von  $E_s \geq 100 \text{ MN/m}^2$  ausgegangen werden.

Empfohlen wird, **im Niveau der Unterkante der Schottertragschicht** zunächst ein **Kombigewebe aus Filtervlies und Geogitter als Trennlage** aufzubringen. Die Geogitterlage sollte für die erforderliche Einspannung bis mindestens 1,5 m über den äußeren Fundamentrand reichen. Darüber wird die erste ca. 25 cm starke Schotterlage aufgebracht und verdichtet. Bei der Wirkungsweise der Geogitter ist es erfahrungsgemäß am effek-

tivsten, wenn im mittleren Teil der Tragschicht **eine weitere Geogitterlage** eingebaut wird. Ob diese 2. Lage erforderlich ist, sollten die erdstatischen Berechnungen für die Rüttelstopfverdichtung ergeben.

Unmittelbar vor dem Aufbringen der Sauberkeitsschicht sollte die Oberfläche nochmals mit einem leichten Flächenrüttler oder einer Walze statisch nachverdichtet werden, um evtl. oberflächennahe Auflockerungen rückgängig zu machen. Dadurch wird eine optimale Bettung des Fundamentes erreicht. Vor dem Betonieren der Sauberkeitsschicht erfolgt die Verdichtungskontrolle durch den Unterzeichner. Dafür bitten wir um Terminabstimmung.

Wird anstelle von natürlichem Gesteinsschotter güteüberwachtes und volumenbeständiges Recyclingmaterial aus Bauschutt verwendet, so muss für den Einbau eine Wasserrechtliche Erlaubnis eingeholt werden.

Unterhalb von 0,5 m unter der Unterkante Sauberkeitsschicht kann für den ggf. notwendigen **unteren, konstruktiven Teil des Bodenaustausches** ggf. weit gestufter Grubenkies (Kornverteilung vergleichbar mit Kiestragschicht 0/32 mm nach TL SoB-StB 07) oder sandig-kiesiger Aushubboden verwendet werden. Dieser muss ebenfalls lagenweise eingebaut und auf  $\geq 98\%$  der einfachen Proctordichte verdichtet werden. Dieser untere Teil des Bodenaustausches kann ggf. schon vor der Ausführung der RSV eingebaut und so vorverdichtet werden.

### 9.3 Allgemeine Erdarbeiten

Die Ausschachtungsarbeiten sollten rückschreitend von oben mit einem Tieflöffelbagger mit glatter Schneide erfolgen. Die Böschungen können nach DIN 4124 angelegt werden. Bei ungünstigen Witterungsverhältnissen empfiehlt es sich, die Baugrubenböschungen mit Kunststofffolien abzuhängen, um Auswaschungen zu vermeiden.

Zunächst wird der Lösslehm ausgehoben und die Sohle vom Baugrundgutachter abgenommen. Bei der Baugrubenabnahme durch den Baugrundgutachter muss sichergestellt werden, dass flächendeckend annähernd homogener Boden in der Ausschachtungssohle ansteht. Einzelne Lehmlinsen werden im Zuge der Baugrubenabnahme zusätzlich ausgehoben oder zumindest um wenige Dezimeter tiefer geschachtet. Dabei ergeben sich in der Sohle lokale Vertiefungen. Die Sohle wird danach eingeebnet und gut verdichtet. Annähernd lehmfreier Kies und Sand wird bei der Ausschachtung aussortiert und für Aus-

tauschmaßnahmen im unteren Teil wiederverwendet. Anschließend sollte das Planum eingeebnet und verdichtet werden.

Vor der Ausführung der RSV sollte für die Arbeitsebenen zunächst nur ein Aushubniveau gewählt werden, das bei dem vorwiegend sandigen Untergrund über und bei bindigem Untergrund unter dem endgültigen Aushubniveau für die Unterkante des Bodenaustausches aus Kiessand liegt. Grund dafür ist die Tatsache, dass die lockere Kippenschüttung im Sand durch die Eigenverdichtung der RSV (Rütteldruckeffekt) um wenige Dezimeter nach unten sacken kann und sich der bindige Untergrund durch den Einbau von Schotter in den Säulen deutlich heben kann. Dieser Effekt betrifft erfahrungsgemäß auch das Umfeld der Baugruben.

Diese Sohle muss in Abstimmung mit der Tiefbaufirma für die Rüttelstopfverdichtung als Arbeitsebene hergerichtet werden. Über gut nachverdichtetem Sand kann die Schotterarbeitsebene nur dünn hergestellt werden. Die Stärke sollte mit ca. 0,15 m geplant werden. Sofern auf dieser Schotterebene die Verdichtungsanforderungen für das RSV-Gerät nicht erreicht werden, kann die Schotterlage ggf. nach oben verstärkt werden.

Wird in der Aushubsohle wider Erwarten überwiegend bindiger Boden angetroffen, besteht die Möglichkeit, den Boden unter der **Arbeitsebene** für die Rüttelstopfverdichtung in einer Stärke von  $\geq 0,4$  m zu **vermörteln** (Mischbinder 3...5 %, z.B. Dorosol 50/50). Die Oberkante sollte im Niveau der Unterkante des Bodenaustausches liegen. Auf dieser Ebene wird eine dünne Schotterauflage als störungsunempfindliche Arbeitsebene eingebaut. Die Stärke sollte für die Vorplanungen mit  $\geq 0,3$  m vorgesehen und bei Bedarf nach oben verstärkt werden.

Die Rüttelstopfprotokolle werden vom Baugrundgutachter stichpunktartig kontrolliert. Nach Fertigstellung der RSV-Säulen wird der obere Teil um wenige Dezimeter, mindestens aber bis zur Unterkante der Tragschicht für die Arbeitsebene, abgezogen und die ungestörten Köpfe der Säulen freigelegt. Anschließend erfolgt eine weitere **Baugrubenabnahme und die Freigabe für den Weiterbau**.

Der Schotter ist nach der RSV-Verdichtung gestört und vermutlich verunreinigt. Er wird bis zur Oberkante der Vermörtelung bzw. bis zu den ungestörten Säulenköpfen wieder abgezogen und anschließend der **Bodenaustausch mit den Geogitterlagen** aufgebaut.

Das für den Wiedereinbau im Ringraum und über dem Fundament vorgesehene Material sollte auf Mieten seitlich gelagert werden. Die Flanken der Bodenmieten werden mit der Baggerschaufel glatt abgezogen. Niederschläge müssen rasch abfließen, um den gelager-

ten Boden nicht übermäßig zu durchweichen, da andernfalls der Wiedereinbau kaum möglich ist.

Nach Einbau des Bodenaustausches und Fertigstellung des Fundamentes sollte der **Ringraum** neben der Fundamentplatte mit wasserstauendem, bindigem Boden (humusfreier Lösslehm aus dem oberen Teil der Ausschachtung) lagenweise verfüllt und mit einer Schafffußwalze statisch gut verdichtet werden.

Zwischen der Baugrubenböschung im Lösslehm und dem Fundamentfuß sollte ein guter Anschluss hergestellt werden. Ferner sollte für die Fundamentabdeckung Lösslehm verwendet werden, um eine vertikale Versickerung von Niederschlagswasser auf ein Minimum zu reduzieren. Dadurch werden Wasseransammlungen in dem Bodenaustausch verhindert. Ferner empfiehlt es sich, die Geländeoberfläche so zu gestalten, dass ein Gefälle von der Anlage weg hergestellt wird. Das ergibt sich nach den Planungen ohnehin.

Die Fundamentplatte muss mit dem Bodenaushub (z.B. humusfreier Lehm) lagenweise überschüttet und diese Lagen gut verdichtet werden. Die obersten ca. 0,2 m werden aus kulturfähigem Boden (Mutterboden) hergestellt. Die verdichtete **Bodenüberdeckung** ist Teil des statischen Systems (s. Statik). Die hügelartige Fundamentüberdeckung sollte z.B. durch eine rasche Begrünung, ggf. mit Pflanzmatten, gegen Erosion geschützt werden.

## 10 Nachweis der geforderten Bodenkennwerte

Gemäß der Typenstatik werden zur Gewährleistung der Standsicherheit bestimmte Anforderungen an die Tragfähigkeit des Bodens gestellt. Nach den zur Verfügung stehenden Unterlagen sind folgende Mindestanforderungen einzuhalten:

Kenngröße	Einheit	GE 5.5-158 NH120,9; Flachgründung mit Auftrieb
dynamische Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi, \text{dyn.}}$	MNm/rad	150.000
statische Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi, \text{stat.}}$	MNm/rad	30.000
zulässige Bodenpressung $\sigma$	kN/m <sup>2</sup>	155
setzungsbedingte Schiefstellung des Fundaments	mm/m	3 ( $\alpha \leq 0,17^\circ$ )
Bodenüberdeckung $\gamma/\gamma'$	kN/m <sup>3</sup>	19/9

Tab.: 10.1

## 10.1 Drehfedersteifigkeit

Maßgebliche Kenngröße für die Standsicherheit von Windkraftanlagen ist die statische und dynamische Drehfedersteifigkeit unter der Gründungssohle. Die Drehfedersteifigkeit ist eine Funktion von Steifemodul  $E_s$ , Querdehnungszahl des Bodens  $\nu$  und Fundamentgröße.

In der Statik wird der Nachweis einer dynamischen Drehfedersteifigkeit von

$$K_{\varphi,\text{dyn}} \geq 150.000 \text{ MNm/rad}$$

und einer statischen Drehfedersteifigkeit von

$$K_{\varphi,\text{stat}} \geq 30.000 \text{ MNm/rad}$$

gefordert.

Bei der Gründung auf einer  $\geq 0,5$  m starken Schottertragschicht und einem geringmächtigen Bodenaustausch aus Kiessand über einer Baugrundverbesserung (s.o.) kann in den maßgeblichen Bodenschichten mit folgenden Werten gerechnet werden:

Niveau	stat. Steife- modul $E_{s \text{ stat}}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	dyn. Steife- modul $E_{s \text{ dyn}}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Querdeh- nungszahl $\nu$ [-]	stat. Drehfeder- steifigkeit $K_{\varphi,\text{stat}}$ [MNm/rad]	dyn. Drehfeder- steifigkeit $K_{\varphi,\text{dyn}}$ [MNm/rad]
UK-Fundament/OK-Schottertrag- schicht	100	300	0,30	<b>233.653</b>	<b>700.960</b>
OK-Bodenaustausch	80	250	0,30	<b>204.230</b>	<b>638.218</b>
OK-Sand und Lehm mit RSV-Säulen	30	150	0,35	<b>68.951</b>	<b>344.757</b>
OK-Auffüllung (Sand und Lehm, untere Schüttlage)	10	100	0,44	<b>32.945</b>	<b>329.446</b>

Tab. 10.2

Die so erreichbare dynamische Drehfedersteifigkeit des Untergrundes liegt über den geforderten Werten und somit auf der sicheren Seite.

## 10.2 Zulässige Bodenpressung/aufnehmbarer Sohldruck

Für die geplanten Anlagen ist eine Bodenpressung von  $\sigma = 155 \text{ kN/m}^2$  angegeben. Nach aktueller Nomenklatur entspricht das dem sog. aufnehmbaren Sohldruck. Dieser ist durch eine Grundbruchberechnung nachzuweisen. Die Grundbruchsicherheit für flach gegründete Fundamente im Grenzzustand GEO-2 ist nach DIN 1054 gewährleistet, wenn der

Bemessungswert des Grundbruchwiderstandes  $R_d$  nicht kleiner als der Bemessungswert der Beanspruchung  $V_d$  senkrecht zur Fundamentsohle ist ( $V_d \leq R_d$ ).

Bei den gewählten Fundamenten handelt es sich um typengeprüfte Standardfundamente, bei denen der Grundbruchnachweis bereits für Böden mit konservativ angenommenen Mindestkennwerten geführt wurde. Diese Mindestkennwerte werden bei der empfohlenen Baugrundverbesserung (RSV+Schotterbodenaustausch) erreicht bzw. überschritten, so dass dadurch bereits der Grundbruchnachweis erbracht ist. Zur Sicherheit werden aber Kontrollrechnungen vom Baugrundgutachter für den konkreten Fall durchgeführt. Die Ermittlung der Grundbruchbruchsicherheit erfolgt nach DIN 1054: 2010. Das Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Grundbruchspannung ist in DIN 4017 geregelt.

Bei den Fundamenten handelt es sich um Kreisfundamente, bei denen die Länge/Breite der rechteckigen Ersatzfläche bei maximaler Ausmittigkeit der Last  $L'/B' = 27,6/10,1$  m beträgt. Die beiliegende Grundbruchberechnung (s. Anl. 1.2) weist für diese Fundamentbreite und die planmäßige Mindesteinbindetiefe von 1,90 m eine Grundbruchspannung ohne Sicherheitsbeiwerte von ca. 5000 kN/m<sup>2</sup> aus. Der Bemessungswert des Grundbruchwiderstandes  $R_d$  für die Bemessungssituation BS-P (permanent) ergibt sich aus diesem Rechenwert unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes  $\gamma_{R,v} = 1,40$  ( $R_d \approx 3571$  kN/m<sup>2</sup>).

Die Einwirkung ergibt sich aus der in der Statik und dem Schalplan angegebenen Kantenpressung  $\sigma_{k \max} = 155$  kN/m<sup>2</sup> multipliziert mit dem Teilsicherheitsbeiwert 1,40. Der Bemessungswert der Beanspruchung beträgt somit  $V_d \approx 217$  kN/m<sup>2</sup>.

Bei der maßgeblichen Fundamentbreite von 10,1 m (Aufstandsbreite des Fundaments) und der Einbindetiefe (UK Sauberkeitsschicht) von  $\geq 1,9$  m ergeben Grundbruchberechnungen (s. Anl. 1.2), dass die Grundbruchsicherheit im Grenzzustand GEO-2 die Bedingung  $V_d \leq R_d$  ( $217$  kN/m<sup>2</sup>  $\leq$   $3571$  kN/m<sup>2</sup>) erfüllt. Die angegebenen Bodenpressungen (aufnehmbarer Sohldruck) sind hinsichtlich des Grundbruchkriteriums bei der empfohlenen Flachgründung zulässig.

### 10.3 Setzungsbedingte Schiefstellung

Die Gesamtsetzungen der Anlagen wurden überschlägig berechnet. Bei Zugrundelegung von Vertikallasten von 43.158 kN sind Setzungen in der Größenordnung von  $\leq 5$  cm zu erwarten. Diese Setzungen liegen noch unter dem zulässigen Wert, der sich als Set-

zungsdifferenz bei der zulässigen maximalen Schiefstellung einstellen würde. In der Typenstatik ist ein Wert von 3 mm/m (d.h. ca. 77,4 mm) ausschließlich für setzungsbedingte Schiefstellungen zugelassen. Die Konsolidationssetzungen aus den Fundamentlasten der Anlagen sind daher zulässig.

Die Restsetzungen des gesamten Kippenkörpers liegen höher. Bei einer vertikalen Kippensetzung sind diese für die Standsicherheit allerdings unerheblich.

## 10.4 Grundwasserhöchststand

Bei der vorgesehenen Flachgründung ist mit dem Anstieg des Grundwasser- und Schichtenwasserspiegels bis zur Gründungssohle nicht zu rechnen.

## 11 Spezifischer elektrischer Erdwiderstand

Der spezifische Erdwiderstand wurde im Bereich der Fundamentaufstandsflächen gemäß VDE 0413 gemessen. Dazu wurde ein Erdungsmessgerät vom Typ Gossen-Metrawatt Geohm 5 mit einer Wenner-Auslage und einem Abstand Erder-Hilfserder von 21 m verwendet.

Die Messergebnisse zeigt die folgende Tabelle:

Messort	Anordnung	Abstand Erder – Hilfserder [m]	spez. Erdwiderstand [Ωm]
WEA 1	Wenner	21	69,8
WEA 2	Wenner	21	122,3
WEA 3	Wenner	21	135,0

Tab. 11.1

## 12 Hinweise zum Kranstellflächenbau

Im Folgenden werden Hinweise zur Befestigung der Kranstellfläche gegeben. Die endgültige Ausführung richtet sich nach den Faktoren wie Ausführungspreisen, Vorgaben der Behörden, Materialangebot etc. Es sollten daher Angebote für verschiedene Varianten eingeholt werden.

## 12.1 Allgemeines

Aus Gründen der Dauerhaftigkeit von unbefestigten, d.h. sog. wassergebundenen, geschotterten neuen Kranstellflächen ist es i.d.R. sinnvoll, die Oberkante geringfügig höher als die angrenzenden Ackerflächen anzuordnen (z.B. im Mittel  $\geq 0,1$  m). Die Bildung von größeren Wasserlachen wird dadurch reduziert. Bei der Durchfahrung von Wasserlachen bilden sich schnell Schlaglöcher bis hin zur Zerstörung des Oberbaus. Seitlich der geschotterten Fahrspur sollten schmale, wenige Dezimeter breite, mit Gras eingesäte Banketten (Schotterrasen) vorgesehen werden. Evtl. seitlich in den Feldern vorhandene Mulden neben der Kranstellfläche werden in Absprache mit den Flächeneigentümern zweckmäßigerweise mit Oberboden flach angeböschet. Aus diesen Überlegungen ergibt sich eine Planhöhe für die Kranstellflächenoberkante von  $\pm 0,00$  m.

Bei den vorhandenen Baugrundverhältnissen (Lösslehm über aufgefülltem Kippenboden) sollte für den Neubau von Kranstellflächen zunächst der stärker humose Oberboden (aufgefüllter Mutterboden, Schicht Nr. 1) entfernt werden. Das Aushubplanum liegt dann voraussichtlich überwiegend im Lösslehm (Schicht Nr. 2) mit steifer Konsistenz. Sollten lokal stärkere Aufweichungen festzustellen sein, sind diese zusätzlich in Form flacher Mulden mit auszuheben.

Der Aushub für das Planum sollte z.B. mit einem Tieflöffelbagger mit glatter Schneide rückschreitend von oben erfolgen. Der bindige Boden darf mit schwerem Gerät nicht befahren werden, da dadurch stärkere Aufweichungen zu erwarten sind. Nach Abtrag des Mutterbodens wird voraussichtlich eine Vertiefung um mindestens ca. 0,4 m gegenüber dem Ursprungsplanum vorliegen.

## 12.2 Oberbau unter Beachtung der RStO-12

Empfohlen wird, den Mutterboden mit Humusanteilen vollständig abzutragen. In dieser Tiefe steht vorwiegend Lösslehm an. Die Mindeststärke der Schotterwege/-flächen für die schweren Baufahrzeuge sollte bei weniger empfindlichen Böden in Anlehnung an die RStO-12 (Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen) bei  $\geq 0,5$  m liegen. Auf dem Planum (Unterkante Tragschicht) müssen dann Verformungsmoduli von  $E_{v2} \geq 45$  MN/m<sup>2</sup> erreicht werden.

Diese Mindestfestigkeit ist im Lösslehm i.d.R. nicht nachzuweisen, so dass in derartigen Bereichen eine Bodenverbesserung durchgeführt oder eine verstärkte Tragschicht eingebaut werden sollte. Die Verstärkung kann entweder durch eine Bodenvermörtelung

oder durch groben Schotter erreicht werden. Im Falle einer Bodenvermörtelung bindet der Boden ab und das Bindemittel ist immobil.

Wird das **Planum im Lösslehm vermörtelt**, so sollte die Fläche eingeebnet und in einer Stärke von ca. 0,3/0,4 m mit eingefrästem Kalk oder Kalk/Zementgemisch verbessert werden. Wird bindiger Boden für Auffüllungen/Einebnungen verwendet, so wird dieses Material ebenfalls lagenweise vermörtelt und verdichtet. In Plattendruckversuchen nach DIN 18.134 sollten auf dem verfestigten Boden Verformungsmoduli von  $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$  nachgewiesen werden.

Darüber wird eine **Schottertragschicht** in einer Stärke von ca. 0,5 m aufgebracht und verdichtet. Werden auf dem oben beschriebenen Planum Verformungsmoduli von  $E_{v2} \geq 60 \text{ MN/m}^2$  nachgewiesen, so kann die Schottertragschicht auf 0,25/0,30 m reduziert werden.

Die obere Lage von ca. 0,10...0,15 m sollte als Verschleißschicht und – wenn gewünscht – zur Schonung der Reifen aus feinerem Schotter (z.B. 0/32 mm) hergestellt werden. Auf der Tragschicht werden vom Anlagenhersteller i.d.R. bestimmte Verformungsmoduli gefordert. Diese sollten beachtet werden.

Alternativ zur Bodenvermörtelung zur Untergrundstabilisierung besteht die Möglichkeit einer **Verstärkung der Tragschicht**. Dafür wird der Boden bis ca. 0,7 m unter die geplante Oberkante Kranstellfläche ausgehoben. Im unteren Teil wird dann grober Schotter (Grobschlag, z.B. 80/200 mm o. dgl.) eingebaut und mit einer schweren Walze eingewalzt. Anschließend wird eine dünne Lage aus grobem, aber kornabgestuftem Schotter aufgetragen, verdichtet und mit Geogitter abgedeckt. Darauf wird die zuvor beschriebene **Tragschicht** aufgebracht.

Die o.g. Bemessung der Tragschicht erfolgt, wie oben ausgeführt, i.d.R. in Anlehnung an die RStO-12 für Verformungen im Millimeterbereich. Da die Wege keine feste Oberfläche erhalten, werden diese zwangsläufig durch den Baustellenbetrieb, zumindest teilweise, oberflächennah wieder aufgelockert, so dass u.a. mit Spurbildungen zu rechnen ist.

### 12.3 Alternative Bemessungsgrundlagen für den Oberbau

Die Stärke der Tragschicht hängt i.W. von den Anforderungen an die Ebenheit, d. h. an die zulässigen Verformungen unter der Last der Fahrzeuge ab. Für Baufahrzeuge sind i.d.R. Verformungen in den Wegen von einigen Zentimetern unproblematisch. Die Deformatio-

nen ergeben sich erfahrungsgemäß während der Bauphase mit einer hohen Anzahl an Fahrzeugüberfahrten (Betonage). Vor allem weniger häufig benutzte und gerade Wegabschnitte können daher erfahrungsgemäß **wie unbefestigte Feld-/Wirtschaftswege** betrachtet werden. Bei größeren Verformungstoleranzen kann mit einer geringeren Tragschichtstärke als oben angegeben gerechnet werden. Das Durchbrechen von Fahrzeugen durch die Tragschicht muss aber verhindert werden. Unter der Tragschicht sollte im vorliegenden Fall z.B. ein schweres Geovlies oder besser ein Kombigewebe aus Vlies und Geogitter verlegt werden.

### **12.3.1 Produktspezifische Bemessungen mit Geogittern**

Von Geogitterherstellern werden produktspezifische Bemessungen angeboten. Wenn definierte Anforderungen und unterschiedlich frequentierte Wegabschnitte feststehen, kann auf Wunsch eine derartige spezifizierte Bemessung vorgenommen werden. Dafür sollte im Planum, d.h. im mindestens halbfesten Lösslehm ein Steifemodul von  $E_s = 10 \text{ MN/m}^2$  angenommen werden. Das entspricht einem  $E_{v2}$ -Wert von ca.  $5 \text{ MN/m}^2$ .

Bei einer derartigen Bemessung werden üblicherweise im unteren und mittleren Teil der Tragschicht **2 Geogitterlagen** eingebaut, so dass praktisch eine Bewehrung und in Folge dessen eine gute Lastverteilung erfolgt. Die untere Lage sollte z.B. als Kombigewebe aus Vlies und Geogitter zur Trennung von bindigem Planum und der Tragschicht eingebaut werden.

### **12.3.2 Optimierung des Oberbaus mit Prüffeldern**

Zur Optimierung des Oberbaus können z.B. vor der eigentlichen Baumaßnahme Probefelder angelegt werden. Als Mindestaufbau sollte für die Prüffelder auf dem annähernd humusfreien und steifen Lösslehm ein Kombigewebe aus Vlies und Geogitter aufgelegt und darauf ein insgesamt  $\geq 0,4 \text{ m}$  dicker Oberbau aus weitgestuftem, grobem Kiessand oder Schotter mit einer dünnen (ca.  $10\text{...}15 \text{ cm}$ ), reifenschonenden Schotterabdeckung, Körnung  $0/32 \text{ mm}$ , vorgesehen werden. Weitere Probefelder sollten mit einer jeweils  $10 \text{ cm}$  dickeren Oberbaustärke oder auch unterschiedlichem Material hergestellt und anschließend mit Plattendruckversuchen geprüft werden. Für den Wegebau sind i.d.R.  $E_{v2}$ -Werte  $\geq 80 \text{ MN/m}^2$  ausreichend. Die Anforderungen des Anlagenherstellers sind aber zu beachten.

## 12.4 Wassereinfluss

In der Tragschicht besteht die Gefahr von Schichtenwasserbildungen. Daher ist es i.d.R. zu empfehlen, die Kranstellfläche so weit wie möglich über das umgebende Gelände anzuheben. Aufgrund der hohen Beanspruchung ist es zweckmäßig, einige Querdränagen im unteren Teil der Tragschicht der Kranstellfläche einzubauen und anfallendes Wasser zur Seite abzuleiten. Alternativ kann ein leichtes Dachprofil im Planum angelegt werden. Steht die Tragschicht bei sehr nasser Witterung oder nach der Schneeschmelze voller Wasser, sollte eine Befahrung ohne vorherige Entwässerung (z.B. durch Dränagen) vermieden werden.

Außerdem sollte ein evtl. Wasserzulauf aus der Kranstellfläche in die Fundamentgrube durch geeignete **Dränagen** verhindert werden. Am Rand der Kranstellfläche werden dafür Gruben ausgehoben, mit Sand verfüllt und darin ein provisorischer Pumpensumpf eingebaut. Dort enden die Dränleitungen oder flache Gräben, um das Wasser zu fassen. Während der Bauphase kann so evtl. verstärkt anfallendes Dränwasser abgepumpt werden, was die Kranstellfläche beim Aufbau der Anlage deutlich sicherer macht.

## 12.5 Tragfähigkeit der Kranstellfläche

Für die Beurteilung der Tragfähigkeit der Kranstellfläche, d.h. zur Gewährleistung der Bodenpressungen unter den Hilfskränen und dem Hauptkran, wurde die beiliegende Grundbruchberechnung (Anlage 1.4) durchgeführt. Dabei wurden die ungünstigsten Bodenkennwerte im unterlagernden stark bindigen Boden (Lösslehm) angesetzt.

Die durch die Kräne verursachten Bodenpressungen in der kritischen Grenzschicht zwischen Schottertragschicht und Lösslehm ergeben sich aus der Breite der Aufstandsflächen zuzüglich der Lastausbreitung in der Schottertragschicht. In gut kornabgestuftem, kantigem Schottermaterial kann ein Lastausbreitungswinkel von  $37,5^\circ$  angesetzt werden.

Somit ergibt sich allseits unter dem Rand der Lastfläche (Baggermatratzen) eine rechnerisch breitere Lastabtragungsfläche im Niveau der „Unterkante Tragschicht“. Die Tragschicht und die Bodenverbesserung darunter wirken sich bei einer punktförmigen Last, d.h. der Beanspruchung durch Radfahrzeuge zwar günstig aus, bei sehr breiten Aufstandsflächen ist die Lastausbreitung in der Schottertragschicht für die Grundbruchsicherheit aber zwangsläufig nur noch von untergeordneter Bedeutung. Für die quasi statische Belastung durch die Kräne wird diese Schicht daher nicht als zusätzliche Sicherheit in den Berechnungen berücksichtigt.

Daraus ergeben sich an der Oberfläche des Lösslehms in Abhängigkeit von der Breite der Aufstellfläche (Breite der Baggermatratzen) folgende zulässige Bodenpressungen:

Breite der Aufstandsfläche	Bodenpressung
1,0 m	120 kN/m <sup>2</sup>
2,0 m	180 kN/m <sup>2</sup>
3,0 m	230 kN/m <sup>2</sup>
4,0 m	280 kN/m <sup>2</sup>
5,0 m und mehr	320 kN/m <sup>2</sup>

Tab. 12.1: Zulässige Bodenpressungen für die Kräne

Empfohlen wird, aus Sicherheitsgründen die Baggermatratzen aus Holz und Stahl so breit zu wählen, dass die in der o.g. Tabelle angegebenen zulässigen Bodenpressungen nicht überschritten werden.

Bei einer stärkeren Durchbiegung der Matratzen kann sich eine geringere wirksame Breite ergeben. Interne Berechnungen haben ergeben, dass sich bei hohen Lasten eine Durchbiegung von ca. 6 cm ergeben kann. Um diesen Betrag müssen sich die Matratzen setzen, bevor Lasten bis zum Rand abgetragen werden. Für den Hauptkran ist daher voraussichtlich eine Unterlage aus gut ausgesteiften Stahl-Baggermatratzen sinnvoll, um die Kranlasten sicher und gleichmäßig zu verteilen.

Die angegebene zulässige Bodenpressung gilt ausschließlich für eine mittige Belastung, d.h. Unterlegbohlen unter Kranstützen müssen zentrisch belastet werden. Bei einer ausmittigen Belastung ergibt sich rechnerisch nur die sog. Ersatzbreite/-fläche (s. DIN 1054). Dadurch reduziert sich die Grundbruchsicherheit erheblich.

Aus baupraktischen Gründen wird empfohlen, unter Kranstützen kleinerer Hilfskräne Baggermatratzen oder Lastverteilungsbalken mit einer Grundfläche von  $\geq 1 \text{ m}^2$  anzuordnen. Rechteckige Unterlegdielen sollten so ausgerichtet werden, dass sie längs zu evtl. auftretenden Horizontallasten aus den Kranstützen angeordnet werden.

## 12.6 Setzungsverhalten

Die maßgeblichen Setzungen ergeben sich aus dem stärker zusammendrückbaren Lösslehm (Schicht Nr. 2).

Bei angenommenen Stützlasten des Hauptkrans von  $\leq 4000 \text{ kN}$  und einer Abtragung auf ausreichend großen und biegesteifen Baggermatratzen unter Einhaltung der o.g. Bodenpressungen zeigen Setzungsberechnungen nach DIN 4019, dass unter den Kränen bei

dem Ansatz der ungünstigsten Bodenkennwerte rechnerische Setzungen von  $\leq 4$  cm auftreten können. Der Einfluss der Tragschicht liegt dabei in der Größenordnung von nur ca. 1...2 mm.

Erfahrungen zeigen, dass beim Aufrichten des Mastes u.U. erhöhte Kantenpressungen unter der letzten Baggermatratze und dadurch erhöhte lokale Setzungen auftreten können. Um das zu vermeiden sollte für diesen Lastzustand auf eine entsprechende Lastverteilung geachtet werden.



Ch. Gerdes

## Schichtenverzeichnis

Bezugshöhe ist die Geländeoberkante am Fundamentmittelpunkt (MP = ±0,00 m)

### WEA 1

#### B 1.1 -0,04 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,4	m	Auffüllung (Mutterboden)
0,4	...	2,3	m	Auffüllung (Lösslehm, sandig, steif, nach unten übergehend in steif bis halbfest)
2,3	...	2,5	m	Auffüllung (Sand und Lehm, steif bis halbfest)
2,5	...	4,0	m	Auffüllung (Sand, schwach kiesig, lagenweise schwach lehmig, mit etwas Braunkohle, mitteldicht, graubeige)
4,0	...	8,8	m	Auffüllung (Mittel- bis Grobsand, schwach kiesig, lagenweise kiesig, lagenweise einzelne Braunkohlestückchen, locker bis mitteldicht, graubeige)
8,8	...	10,2	m	Auffüllung (Lehm und Sand, lagenweise schwach kiesig, steif, grau)
10,2	...	13,8	m	Auffüllung (Mittelsand, grobsandig, lagenweise schwach kiesig, schwach lehmig, mitteldicht, beige)
13,8	...	15,0	m	Auffüllung (Sand, kiesig, lehmig, lagenweise stark lehmig, mitteldicht, lagenweise steif)

Rückstellprobe 2,5...4,0 m; 4,0...8,0 m

#### B 1.2 +0,10 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,4	m	Auffüllung (Mutterboden)
0,4	...	2,0	m	Auffüllung (Lösslehm, sandig, steif, nach unten übergehend in steif bis halbfest)
2,0	...	5,2	m	Auffüllung (Sand, schwach kiesig, lagenweise schwach lehmig bis lehmig, mitteldicht)
5,2	...	8,5	m	Auffüllung (Lösslehm, lagenweise stark sandig, kiesig, steif bis halbfest)
8,5	...	9,0	m	Auffüllung (Sand, kiesig, lehmig, mitteldicht bis dicht)

#### B 1.3 -0,21 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,4	m	Auffüllung (Mutterboden)
0,4	...	2,4	m	Auffüllung (Lösslehm, sandig, steif, nach unten übergehend in steif bis halbfest)
2,4	...	5,0	m	Auffüllung (Sand, schwach kiesig, schwach lehmig, mitteldicht)
5,0	...	5,8	m	Auffüllung (Sand und Lehm, lagenweise schwach kiesig, steif)
5,8	...	6,0	m	Auffüllung (Sand, kiesig, lehmig, mitteldicht)

#### B 1.4 GOK

0,0	...	0,4	m	Auffüllung (Mutterboden)
0,4	...	2,2	m	Auffüllung (Lösslehm, sandig, steif)
2,2	...	2,6	m	Auffüllung (Sand, kiesig, schwach lehmig, mitteldicht, braun)
2,6	...	4,0	m	Auffüllung (Sand, lagenweise schwach kiesig, mit einzelnen Braunkohlestückchen, mitteldicht, beige-grau)

#### B 1.5 GOK

0,0	...	0,4	m	Auffüllung (Mutterboden)
0,4	...	2,6	m	Auffüllung (Lösslehm, sandig, steif)
2,6	...	4,0	m	Auffüllung (Sand, lagenweise schwach kiesig, schwach lehmig, mitteldicht)

**WEA 2**

(ehemalige Standortbezeichnung: WEA 4)

**B 2.1** +0,11 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,4	m	Auffüllung (Mutterboden)
0,4	...	1,8	m	Auffüllung (Lösslehm, sandig, steif bis halbfest)
1,8	...	2,9	m	Auffüllung (Sand, kiesig, mitteldicht)
2,9	...	9,4	m	Auffüllung (Sand, schwach kiesig, lagenweise kiesig, lagenweise schwach lehmig bis lehmig, locker, braun)
9,4	...	11,5	m	Auffüllung (Sand, kiesig, dicht, beige)
11,5	...	17,0	m	Auffüllung (Sand, schwach kiesig bis kiesig, lehmig, lagenweise schwach lehmig, mitteldicht, braun)

Rückstellprobe 2,0...6,0 m; 6,0...9,4 m

**B 2.2** -0,12 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,4	m	Auffüllung (Mutterboden)
0,4	...	2,1	m	Auffüllung (Lösslehm, sandig, steif bis halbfest)
2,1	...	3,0	m	Auffüllung (Sand, kiesig, lagenweise schwach kiesig, mitteldicht)
3,0	...	5,0	m	Auffüllung (Sand, schwach kiesig bis kiesig, locker)

**B 2.3** -0,14 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,4	m	Auffüllung (Mutterboden)
0,4	...	2,0	m	Auffüllung (Lösslehm, sandig, steif bis halbfest)
2,0	...	3,0	m	Auffüllung (Sand, kiesig, lagenweise Lehm, tonig, mitteldicht)
3,0	...	5,0	m	Auffüllung (Sand, schwach kiesig bis kiesig, lagenweise Lehm, stark tonig, locker, lagenweise steif bis halbfest)

**B 2.4** GOK

0,0	...	0,4	m	Auffüllung (Mutterboden)
0,4	...	2,1	m	Auffüllung (Lösslehm, sandig, steif bis halbfest)
2,1	...	5,0	m	Auffüllung (Sand, kiesig, schwach lehmig, mitteldicht nach unten übergehend in locker)

**B 2.5** GOK

0,0	...	0,4	m	Auffüllung (Mutterboden)
0,4	...	2,2	m	Auffüllung (Lösslehm, sandig, steif bis halbfest)
2,2	...	5,0	m	Auffüllung (Sand, schwach kiesig, lagenweise kiesig, schwach lehmig, mitteldicht, nach unten übergehend in locker)

**WEA 3****B 3.1**      -0,18 m [Ansatzhöhe]

0,0	...	0,4	m	Auffüllung (Mutterboden)
0,4	...	2,0	m	Auffüllung (Lösslehm, sandig, steif, nach unten übergehend in steif bis halbfest)
2,0	...	4,1	m	Auffüllung (Fein- bis Mittelsand, lagenweise schwach kiesig, mitteldicht)
4,1	...	5,4	m	Auffüllung (Sand, kiesig, schwach lehmig, lagenweise Tonstückchen, mitteldicht, gelbbraun)
5,4	...	10,2	m	Auffüllung (Sand, kiesig, schwach lehmig, lagenweise Ton, mitteldicht, gelbbraun, lagenweise graubraun)
10,2	...	15,0	m	Auffüllung (Sand, kiesig, lagenweise schwach lehmig, mit einzelnen Tonstückchen, mitteldicht, gelbbeige, lagenweise graubraun)

**B 3.2**      +0,09 m [Ansatzhöhe]

0,0	...	0,4	m	Auffüllung (Mutterboden)
0,4	...	2,5	m	Auffüllung (Lösslehm, sandig, steif, nach unten übergehend halbfest)
2,5	...	5,0	m	Auffüllung (Mittel- bis Grobsand, lagenweise schwach kiesig bis kiesig, beigegelb, mitteldicht)
5,0	...	6,0	m	Auffüllung (Fein- bis Mittelsand, lagenweise schwach grobsandig, schwach kiesig, mitteldicht bis dicht, beigegrau)

**B 3.3**      +0,05 m [Ansatzhöhe]

0,0	...	0,4	m	Auffüllung (Mutterboden)
0,4	...	2,4	m	Auffüllung (Lösslehm, sandig, steif, nach unten übergehend in steif bis halbfest)
2,4	...	6,0	m	Auffüllung (Mittelsand, schwach kiesig bis kiesig, lagenweise Tonstückchen, mitteldicht, beigegelb)

**B 3.4**      GOK

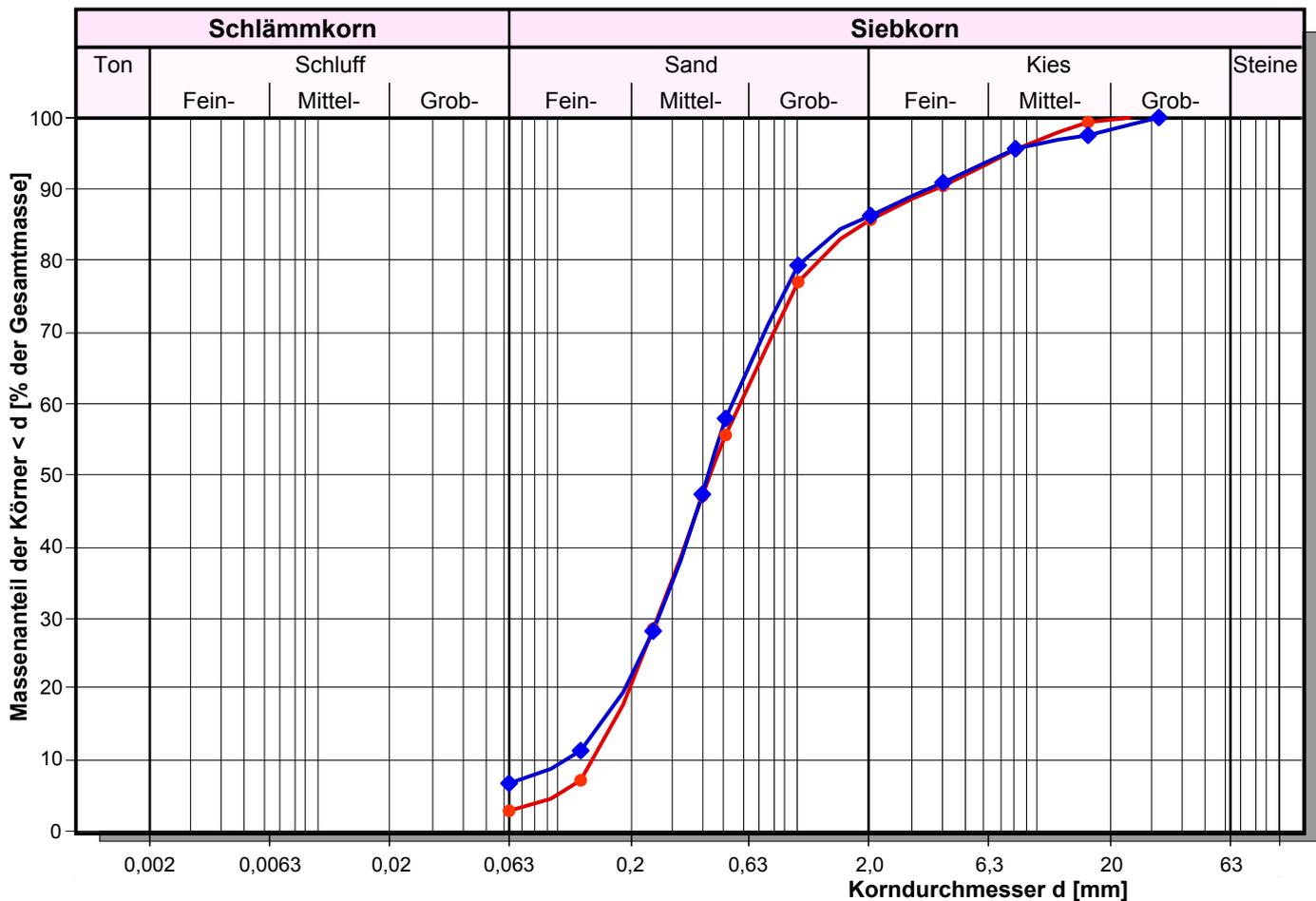
0,0	...	0,4	m	Auffüllung (Mutterboden)
0,4	...	2,4	m	Auffüllung (Lösslehm, sandig, steif, nach unten übergehend in steif bis halbfest)
2,4	...	4,0	m	Auffüllung (Sand, kiesig, lagenweise schwach lehmig, mitteldicht, braun)

**B 3.5**      GOK

0,0	...	0,4	m	Auffüllung (Mutterboden)
0,4	...	2,0	m	Auffüllung (Lösslehm, sandig, steif, nach unten übergehend in halbfest)
2,0	...	4,0	m	Auffüllung (Fein- bis Mittelsand, lagenweise grobsandig, schwach kiesig, mitteldicht, beige)

Bez.:	●	<b>B 2.1 2,0...6,0 m</b>	
Ort:		<b>WEA 2 (ehemals WEA 4)</b>	
Korngröße d [mm]	Rückstände m [g]	Σ Durchgänge	Anteile
			Stein- [%] 0,0
			Kies- [%] 14,3
63,000		100,0%	Sand- [%] 82,6
31,500		100,0%	Schlamm- [%] 3,2
16,000	6,2	99,4%	<b>Korndurchmesser</b>
8,000	36,6	95,6%	d <sub>10</sub> [mm] 0,140
4,000	49,1	90,5%	d <sub>30</sub> [mm] 0,260
2,000	45,3	85,7%	d <sub>60</sub> [mm] 0,586
1,000	83,9	77,0%	<b>Ungleichförmigkeitszahl</b>
0,500	205,7	55,7%	U = d <sub>60</sub> /d <sub>10</sub> 4,2
0,400	82,0	47,1%	<b>Krümmungszahl</b>
0,250	178,4	28,6%	C <sub>c</sub> = d <sub>30</sub> <sup>2</sup> /(d <sub>10</sub> ·d <sub>60</sub> ) 0,8
0,125	203,7	7,5%	<b>Durchlässigkeit k [m/s]</b>
0,063	41,0	3,2%	n. BEYER 2,0E-04
< 0,063	30,8		n. KOZENY/KÖHLER 1,8E-04
Summe:	962,7		Porosität n[-] 0,33
Masse m <sub>d</sub> :	964,1		Rauhigkeitsgrad r[-] (rund: 1,5; eckig: 2,8; scharf: 5,5) 1,50
Siebverlust	1,4	0,1%	

Bez.:	◆	<b>B 2.1 6,0...9,4 m</b>	
Ort:		<b>WEA 2 (ehemals WEA 4)</b>	
Korngröße d [mm]	Rückstände m [g]	Σ Durchgänge	Anteile
			Stein- [%] 0,0
			Kies- [%] 13,7
63,000		100,0%	Sand- [%] 79,3
31,500		100,0%	Schlamm- [%] 7,1
16,000	16,5	97,5%	<b>Korndurchmesser</b>
8,000	12,5	95,6%	d <sub>10</sub> [mm] 0,106
4,000	31,4	90,9%	d <sub>30</sub> [mm] 0,263
2,000	30,7	86,3%	d <sub>60</sub> [mm] 0,539
1,000	46,2	79,4%	<b>Ungleichförmigkeitszahl</b>
0,500	142,3	58,0%	U = d <sub>60</sub> /d <sub>10</sub> 5,1
0,400	70,4	47,4%	<b>Krümmungszahl</b>
0,250	127,1	28,3%	C <sub>c</sub> = d <sub>30</sub> <sup>2</sup> /(d <sub>10</sub> ·d <sub>60</sub> ) 1,2
0,125	111,1	11,6%	<b>Durchlässigkeit k [m/s]</b>
0,063	30,4	7,0%	n. BEYER 1,1E-04
< 0,063	46,8		n. KOZENY/KÖHLER 9,2E-05
Summe:	665,4		Porosität n[-] 0,33
Masse m <sub>d</sub> :	667,1		Rauhigkeitsgrad r[-] (rund: 1,5; eckig: 2,8; scharf: 5,5) 1,50
Siebverlust	1,7	0,3%	



<b>Bezeichnung</b>	<b>Probenbeschreibung nach DIN 4022</b>
● B 2.1 2,0...6,0 m	Sand, schwach kiesig, schwach schluffig (mS, gs, fs, fg', mg', u')
◆ B 2.1 6,0...9,4 m	Sand, schwach kiesig, schwach schluffig (mS, gs, fs', fg', mg', u')

<b>Probe Nr.:</b>	B 2.1 12,0...14,0 m
Entnahme am:	6. September 2017
Untersuchung am:	12. September 2017
Entnahmeort:	WEA 2 (ehemals WEA 4) , Aldenhoven Pattern
Bodenart:	Lehm

		Mittel	SV 1	SV 2	SV 3	SV 4
Feuchte Probe + Behälter	$m+m_B$ [g]	294,3	315,7	288,8	293,9	278,6
Trockene Probe + Behälter	$m_d+m_B$ [g]	281,5	301,0	276,6	280,3	268,0
Behälter	$m_B$ [g]	159,6	159,7	159,4	159,5	159,6
Porenwasser	$m_w$ [g]	12,8	14,7	12,2	13,6	10,6
Trockene Probe	$m_d$ [g]	121,9	141,3	117,2	120,8	108,4
<b>Wassergehalt</b>	$w$ [-]	10,5 %	10,4 %	10,4 %	11,3 %	9,8 %

**Entnahmestelle:** WEA 1, B 1.2

**Entnahme am:** 12.01.2021

**Untersuchung am:** 08.02.2021

**Analysen-Nr.:** 210058830

Angriffsgrad/ Expositionsclassen bei chemischem Angriff durch natürliche Wässer							
Grundwasser			nicht	schwach	mäßig	stark	
	Parameter im Wasser	Dim.	–	XA 1	XA 2	XA 3	Messwert
	pH Wert	–	> 6,5	< 6,5...5,5	< 5,5...4,5	< 4,5...4,0	
	Leitfähigkeit	µS/cm					
	KMnO <sub>4</sub> -Verbr.	mg/l					
	Chlorid	mg/l					
	Sulfat	mg/l	< 200	> 200...600	> 600...3000	> 3000	
	Ammonium	mg/l	< 15	> 15...30	> 30...60	> 60...100	
	Härte	mg/l					
	Nichtcarbonathärte	mg/l					
	Hydrogencarbonathärte	mg/l					
	Kohlensäure, kalklösend	mg/l	< 15	> 15...40	>40...100	> 100	
	Magnesium	mg/l	< 300	> 300...1000	>1000...3000	> 3000	
	Parameter im Boden	Dim.	–	XA 1	XA 2	XA 3	Messwert
Sulfat	mg/kg	≤ 2000	2001...3000	3001...12000	12001...24000	2400	
Säuregrad n. Baumann-Gu	ml/kg	≤ 200	> 200	in der Praxis nicht anzutreffen		220	

**Ergebnis der Untersuchung:**

**Angriffsgrad** nach DIN 4030/EN206: **"schwach betonangreifend"**

**Expositionsklasse** nach Zement-Merkblatt Betontechnik B 9/1.2010: **XA 1**

**Entnahmestelle:** WEA 3, B 3.1

**Entnahme am:** 19.01.2021

**Untersuchung am:** 08.02.2021

**Analysen-Nr.:** 210058831

Angriffsgrad/ Expositionsclassen bei chemischem Angriff durch natürliche Wässer							
Grundwasser		nicht	schwach	mäßig	stark		
	Parameter im Wasser	Dim.	–	XA 1	XA 2	XA 3	Messwert
	pH Wert	–	> 6,5	< 6,5...5,5	< 5,5...4,5	< 4,5...4,0	
	Leitfähigkeit	µS/cm					
	KMnO <sub>4</sub> -Verbr.	mg/l					
	Chlorid	mg/l					
	Sulfat	mg/l	< 200	> 200...600	> 600...3000	> 3000	
	Ammonium	mg/l	< 15	> 15...30	> 30...60	> 60...100	
	Härte	mg/l					
	Nichtcarbonathärte	mg/l					
	Hydrogencarbonathärte	mg/l					
	Kohlensäure, kalklösend	mg/l	< 15	> 15...40	>40...100	> 100	
	Magnesium	mg/l	< 300	> 300...1000	>1000...3000	> 3000	
	Parameter im Boden	Dim.	–	XA 1	XA 2	XA 3	Messwert
	Sulfat	mg/kg	≤ 2000	2001...3000	3001...12000	12001...24000	830
	Säuregrad n. Baumann-Gu	ml/kg	≤ 200	> 200	in der Praxis nicht anzutreffen		35

**Ergebnis der Untersuchung:**

**Angriffsgrad nach DIN 4030/EN206: "nicht betonangreifend"**

**Expositionsklasse nach Zement-Merkblatt Betontechnik B 9/1.2010: XA -**

Höhenbezüge		Anlagentyp Fundamenttyp	Funda- ment- ab- mes- sungen	Durch- mes- ser $\varnothing$ [m]	Höhe $h_{ges.}$ [m]	Funda- ment- unter- kante [m u. BZH]	Gründungs- sohle (UK-Sau- berkeits- schicht) [m u. BZH]	geforderte Drehfeder- steifigkeit, statisch $k_{\varphi, stat}$ [MNm/rad]	geforderte Drehfeder- steifigkeit, dynamisch $k_{\varphi, dyn}$ [MNm/rad]	aufnehm- barer Sohldruck $\sigma_{zul}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	zulässige Setzung/ Schiefstellung				
Bezugspunkt (BZP)	Geländeoberkante am Fundamentmittelpunkt	GE 5.5-158 NH120,9	außen	25,8	3,10	1,80	1,90	30.000	150.000	155	Schiefstellung ges. $\Delta s$ [mm]	81			
Bezugshöhe (BZH)	MP = ±0,00 m	Flach mit Auftrieb	innen	5,6							Setzungsdifferenz $\Delta s$ [mm/m]	3,00			
Absolute Höhe BZP [mNHN]		Kreisfundament									Winkelverdrehung $\alpha$ [°]	0,17			
Schicht Kurzbeschreibung	Nr.	Ober- grenze [m u. BZH]	Unter- grenze [m u. BZH]	Schicht- mächtig- keit unter Gründung M [m]	Rei- bungs- winkel $\varphi'_{,k}$ [°]	Kohä- sion $c'_{,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Steifemodul statisch $E_{s,stat,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Steifemodul dynamisch $E_{s,dyn,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Wichte $\gamma_{,k}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Quer- dehn- zahl $\nu$ [-]	wirksamer Radius OK- Schicht r [m]	Drehfeder- steifigkeit, statisch $k_{\varphi, stat}$ [MNm/rad]	Aus- nut- zung [%]	Drehfeder- steifigkeit, dynamisch $k_{\varphi, dyn}$ [MNm/rad]	Aus- nut- zung [%]
Schottertragschicht	0.1	1,90	2,40	0,50	37,7	0,0	100,0	300,0	20,0	0,30	12,90	<b>233.653</b>	12,8	<b>700.960</b>	21,4
Bodenaustausch aus Kiessand, dicht	0.2	2,40	2,60	0,20	37,5	0,0	80,0	250,0	19,0	0,30	13,29	<b>204.230</b>	14,7	<b>638.218</b>	23,5
RSV in Auffüllung, OS (vorwiegend Sand, kiesig, z.T. schwach lehmig; lokal Lehm und Sand, stark lehmig)	0.3	2,60	10,00	7,40	35,0	0,0	30,0	150,0	19,0	0,35	13,44	<b>68.951</b>	43,5	<b>344.757</b>	43,5
Auffüllungen (vorwiegend Lehm u. Sand, stark lehmig, steif)	4	10,00	30,00	20,00	27,5	2,5	10,0	100,0	18,0	0,44	18,62	<b>32.945</b>	91,1	<b>329.446</b>	45,5

Bei der empfohlenen Gründung ist die geforderte Drehfedersteifigkeit im Zusammenwirken zwischen Fundament und Baugrund gewährleistet!

$$K_{\varphi} = E_s / (3/4r^3 * [(1+\nu) * (1-\nu)^2] / (1-\nu-2\nu^2))$$

- $K_{\varphi}$ : Drehfedersteifigkeit
- $E_s$ : Steifemodul
- r: Fundamentradius, bzw. bei quadratischen Fundamenten halbe Kantenlänge (rechnerisch OK-Bodenschicht)
- $\nu$ : Querdehnungszahl des Bodens

**Geotechnisches Büro  
Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH**

Projekt: 3 WEA Windpark Aldenhoven Pattern  
WEA 1...3

Typ: GE 5.5-158 NH120,9

Auftraggeber:  
juwi AG

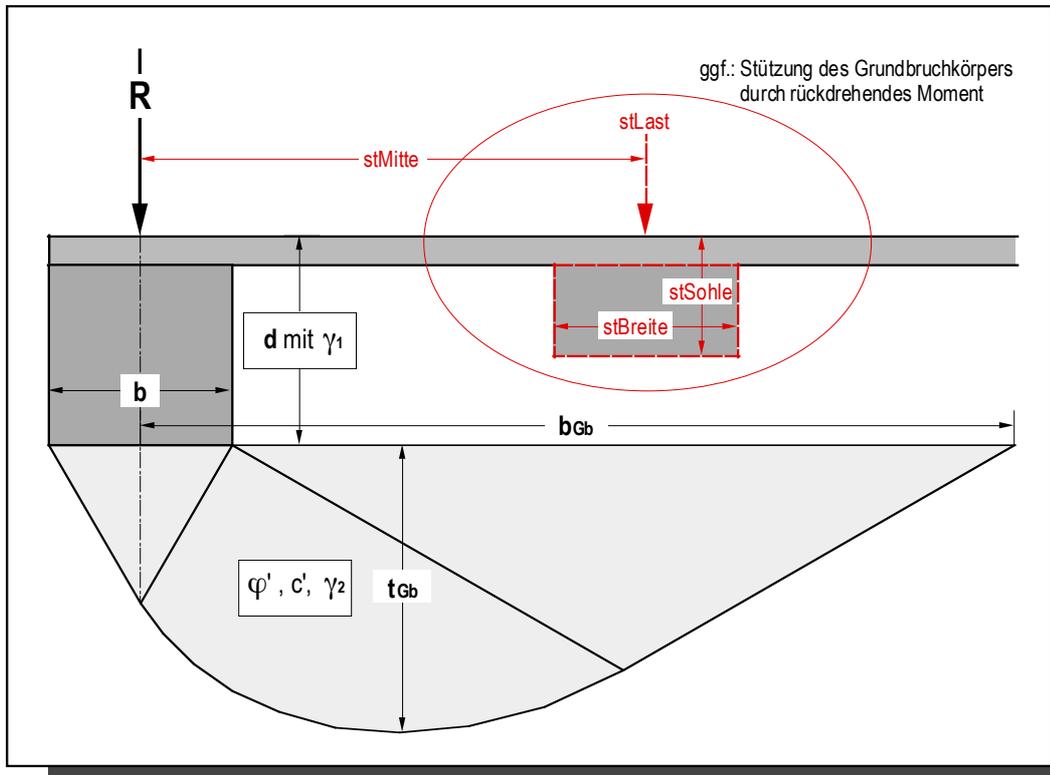
**Berechnung der Drehfedersteifigkeit an den Schichtoberkanten**

Gutachten: 17119-03

**Anl.: 1.1**

# Grundbruchberechnungen n. DIN 4017, Teil 1

Mathematica™ Applikation von W.Koppelberg © 1991-2007



Funktionen: DIN4017T1[.], InfoDIN4017T1[ ]

InfoDIN4017T1[ ];

----- Update: 31.05.2007 -----

FUNKTION:

DIN4017T1[. ,PrintErg->True oder False] Default Input-Dimensionen: m und kN  
PrintErg->False => {Grundbruchspannung[kN/m<sup>2</sup>], Breite[m], Tiefe[m]} !Bruchkörper!  
PrintErg->True => Ausdruck aller Eingaben und Ergebnisse (Default)

Parameterliste:

[PosNr, a,b,d, phi,c, gamma1,gamma2] oder  
[PosNr, a,b,d, phi,c, gamma1,gamma2,Stützkörper]  
mit Stützkörper:= {stMitte, stBreite, stSohle, stLast}

PosNr: Bezeichnung des Fundamentes

a: Länge des Fundamentes

b: Breite des Fundamentes

d: Einbindetiefe des Fundamentes

$\varphi'$  [°]: Reibungswinkel des Bodens

c' : Kohäsion des Bodens

$\gamma_1$  : Wichte Boden über Fundamentsohle

$\gamma_2$  : Wichte Boden unter Fundamentsohle

stMitte : Distanz Mitte Fundament - Mitte Stützkörper

stBreite: Breite des Stützkörpers

stSohle : Sohlentiefe des Stützkörpers; stSohle  $\leq$  d

stLast : Stützlinienlast

-----

# 1. Gründung in: BA über RSV

## ■ 1.2 Graphik der zul. Sohlnormalspannung als Funktion der Fundamentbreite

```

dPlatte = 0.00 m; (* Stärke der Bodenplatte *)
d       = 1.90 m; (* Mindesteinbindetiefe incl.SS *)

gamBeton = 25.0 kN/m^3; (* Wichte Beton *)
gamBoden = 18.0 kN/m^3; (* Wichte Boden *)

(* gamma1 als gewichtetes Mittel bestimmen *)
gamma1 = (dPlatte*gamBeton+(d-dPlatte)*gamBoden)/d;
gamma2 = gamBoden;

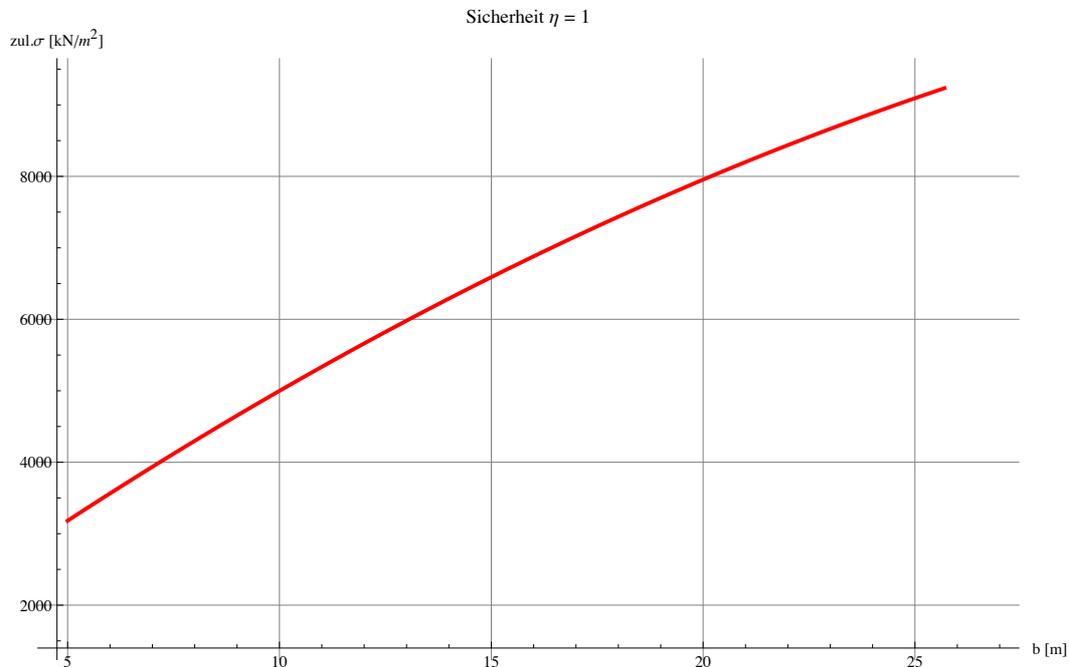
phi = 35;
c = 0.0 kN/m^2;

a = 27.0 m;

eta = 1;
b = .; bMin = 5; bMax = 27.00;

Plot[DIN4017T1["POS 1", a,b,d, phi,c,gamma1,gamma2, PrintErg->False][[1]]/eta,{b, bMin, bMax},
GridLines->Automatic, AxesOrigin->{bMin-0.05*bMin,1400},
PlotStyle->{Thickness[0.004],RGBColor[1,0,0],Dashing[{1]}},
AxesLabel->{"b [m]", "zul.σ [kN/!(m^2\)]"},
PlotLabel->StringJoin["Sicherheit η = ",ToString[eta]]]

```



# Setzungsberechnungen n. DIN 4019, Teil 1

*Mathematica*<sup>TM</sup> Applikation von W.Koppelberg

Info[]

\*----- Version 1.6, 21.Jul.1998 -----\*

Info[{1}]:

Geologisches System

Liste: {{z1,Es1},{z2,Es2}, .. ,{zn,Es}}

zi[mNN] (oder Planhöhe); Esi[MN/m<sup>2</sup>]

Liste wird nach fallenden zi sortiert!

Info[{2}]:

Angaben für das Fundament

Liste: {PosNr, a,b,d, zGründungsSohle, Sigma0}

"POS 007", a,b,d [m], zGründungsSohle [mNN], Sigma0 [MN/m<sup>2</sup>]

Info[{3}]:

Name	default	gültige Angaben
XYPosition	->{Automatic},{xPos,yPos}	Lage des Berechnungspunktes, falls nicht kennz.Pkt.
FundPosition	->{0, 0, 0}, {x0,y0,Winkel(x,a)}	Lage des Fundamentes in einem xy-System
SigmaVor	->None, {GOK, Gamma, {GWSp, Gamma'}}	Vorbelastung durch Überlagerung; notwendig, wenn: a) SigmaEff->True, b) GrenzTiefe->DIN4019
SigmaEff	->False, True oder False	Berücksichtigung der Aushubentlastung?
StartTiefe	->None, None oder z-Wert	None : StartTiefe = Gründungssohle z-Wert: belieb.num.Wert ( $\leq$ Gründungssohle)
GrenzTiefe	->Automatic, Automatic, DIN4019, ALTES, Altes oder z-Wert	Automatic : GrenzTiefe:= 3b DIN4019 : GrenzTiefe n.DIN4019, SigmaVor erf. Altes,ALTES: GrenzTiefe n.ALTES (1976) z-Wert : belieb.num.Wert ( $<$ Starttiefe)
PrintErg	->True True oder False	True : Ausdruck einer Ergebnisliste False: gibt nur Gesamtsetzung s[m] zurück

## 1. Bodenpressungen

```
bSigma = {{10.1m, 155 kN/m^2}
};
```

## 2. Listen: Schichtunterkanten - Steifemoduli:

```
GOK = 100 mNN; (* mittlere Geländehöhe *)
OKKS = 100 mNN; (* OK Kellersohle *)
GWSp = 50 mNN; (* mittlerer Wasserspiegel *)

SchichtenFolge = {{97.7mNN, 100.0MN/m^2}, (* BA *)
                  {90.0mNN, 30.0MN/m^2}, (* RSV *)
                  {70.00mNN, 10.0MN/m^2} (* A, Sand, lehmig *)
};
```

## 3. Listen: Fundamentgeometrie, Gründungssohle und Bodenpressung:

### ■ 3.2 Einzelfundamente mit quadratischen Grundflächen

```
Lastfaktor = 1; (* 100% ständige Lasten *)
d = 1.8; (* Einbindetiefe einschl. Sauberkeitsschicht *)

PosNr = "Pos. P1";
P = 43158 kN; (* Einzellast *)
b = 10.1; (* Breite des Fundamentes *)
a = 27.6; (* Länge des Fundamentes *)
zGrSohle = OKKS-d; (* Gründungssohle *)
sigma = P/(a*b) Lastfaktor; (* Bodenpressung *)
posFP1 = {PosNr, a,b,d, zGrSohle, sigma};
```

## 4. Bestimmung der Setzungen:

### ■ 4.1 Ringfundament

```
CalcSetzung[SchichtenFolge, posFP1, SigmaVor->{GOK, 19kN/m^3, GWSp, 12kN/m^3},
            SigmaEff->True, GrenzTiefe->DIN4019]
```

ERGEBNISSE DER SETZUNGSBERECHNUNG NACH DIN 4019:

=====

FUNDAMENT: Pos. P1

```
Länge      a [m]: 27.6
Breite     b [m]: 10.1
Höhe      d [m]: 1.8
Gründungssohle [mNN]: 98.2
Sigma     [MN/m^2]: 0.155
Belastung GQk [kN]: 43158.
```

Angaben zur Bestimmung von Sigma(überlagerung):

```
GOK      [mNN]: 100.
Gamma    [kN/m^3]: 19.
GW-Höhe  [mNN]: 50.
Gamma'   [kN/m^3]: 12.
```

Berücksichtigung von Fundamentgewicht und Aushubentlastung:

```
eff.Sigma [MN/m^2]: 0.166
```

Koordinaten für den Berechnungspunkt:

```
Kennzeichnender Punkt
```

Grenztiefe für die Setzungsberechnung:

```
u.Gründungssohle [m]: 11.44
in [mNN]: 86.76
```

-----

PARTIALSETZUNGEN:

```
z1=0.m(98.2mNN)      z2=0.5m(97.7mNN)      Es=100.MN/m^2      Δs=0.08cm
z1=0.5m(97.7mNN)    z2=8.2m(90.mNN)      Es=30.MN/m^2      Δs=2.67cm
z1=8.2m(90.mNN)     z2=11.4m(86.8mNN)   Es=10.MN/m^2      Δs=1.86cm
```

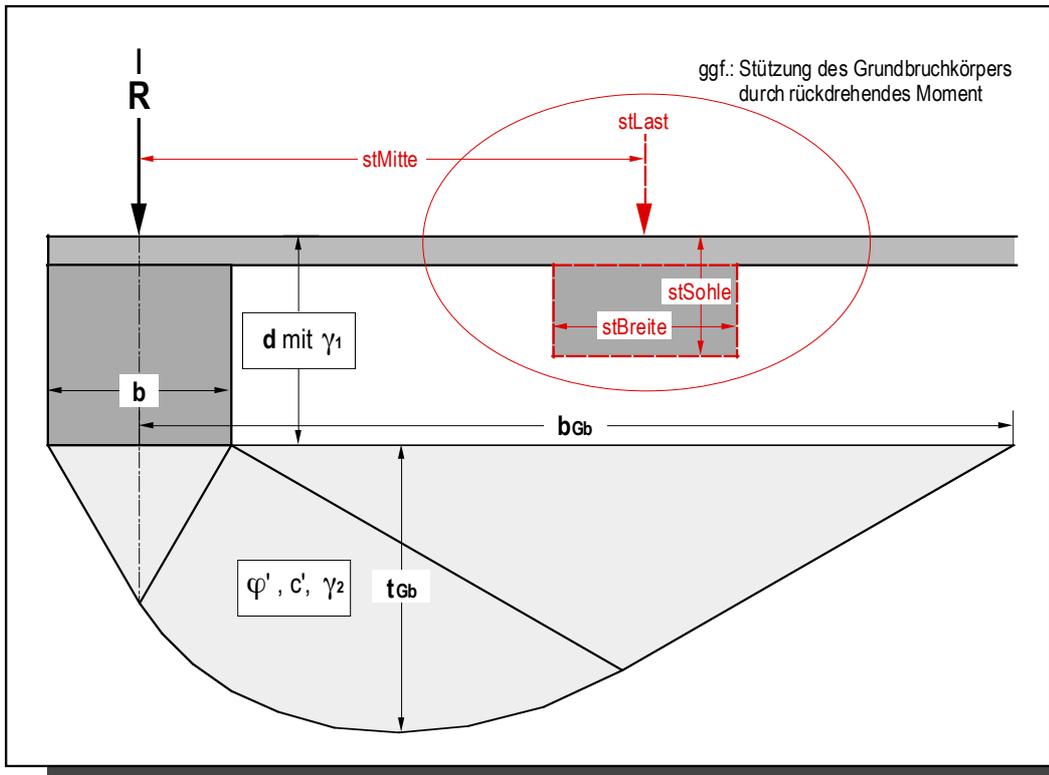
-----

GESAMTSETZUNG: ca. 4.62cm in {x', y'} = {10.21m, 3.74m}

\*\*\*\*\*

# Grundbruchberechnungen n. DIN 4017, Teil 1

Mathematica™ Applikation von W.Koppelberg © 1991-2007



Funktionen: DIN4017T1[.], InfoDIN4017T1[ ]

```
InfoDIN4017T1[ ];
```

```
----- Update: 31.05.2007 -----
```

FUNKTION:

```
DIN4017T1[. ,PrintErg->True oder False] Default Input-Dimensionen: m und kN  
PrintErg->False => {Grundbruchspannung[kN/m²], Breite[m], Tiefe[m]} !Bruchkörper!  
PrintErg->True => Ausdruck aller Eingaben und Ergebnisse (Default)
```

Parameterliste:

```
[PosNr, a,b,d, phi,c, gamma1,gamma2] oder  
[PosNr, a,b,d, phi,c, gamma1,gamma2,Stützkörper]  
mit Stützkörper:= {stMitte, stBreite, stSohle, stLast}
```

PosNr: Bezeichnung des Fundamentes

a: Länge des Fundamentes

b: Breite des Fundamentes

d: Einbindetiefe des Fundamentes

$\varphi'$  [°]: Reibungswinkel des Bodens

c' : Kohäsion des Bodens

$\gamma_1$  : Wichte Boden über Fundamentsohle

$\gamma_2$  : Wichte Boden unter Fundamentsohle

stMitte : Distanz Mitte Fundament - Mitte Stützkörper

stBreite: Breite des Stützkörpers

stSohle : Sohlentiefe des Stützkörpers; stSohle  $\leq$  d

stLast : Stützlinienlast

```
-----
```

### ■ 1.1 Graphik der zul. Sohlnormalspannung als Funktion der Fundamentbreite

```

dPlatte = 0.0 m; (* Stärke der Bodenplatte *)
d       = 1 cm;  (* Mindesteinbindetiefe incl.SS *)

gamBeton = 25.0 kN/m^3; (* Wichte Beton *)
gamBoden = 18.0 kN/m^3; (* Wichte Boden *)

(* gamma1 als gewichtetes Mittel bestimmen *)
gamma1 = (dPlatte*gamBeton+(d-dPlatte)*gamBoden)/d;
gamma2 = gamBoden;

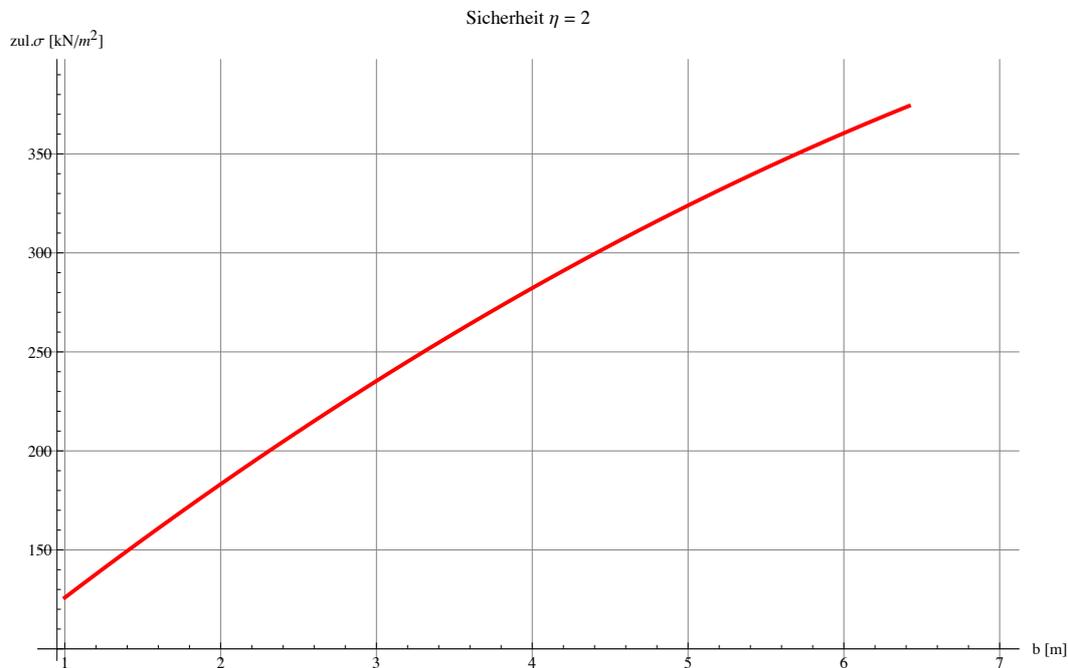
phi = 27.5;
c   = 5 kN/m^2;

a = 7.0 m;

eta = 2;
b = .; bMin = 1; bMax = 7;

Plot[DIN4017T1["POS 1", a,b,d, phi,c,gamma1,gamma2, PrintErg->False][[1]]/eta,{b, bMin, bMax},
GridLines->Automatic, AxesOrigin->{bMin-0.05*bMin,100},
PlotStyle->{Thickness[0.004],RGBColor[1,0,0],Dashing[{1]}},
AxesLabel->{"b [m]", "zul.σ [kN/!(m^2)]"},
PlotLabel->StringJoin["Sicherheit η = ",ToString[eta]]]

```



# Setzungsberechnungen n. DIN 4019, Teil 1

## Mathematica™ Applikation von W.Koppelberg

\*----- Version 1.7, (C) W.Koppelberg 1988-2013 -----\*

Info[{1}]:

=====

Geologisches System

Liste: {{z1,Es1},{z2,Es2}, .. ,{zn,Esn}}

zi[mNN] (oder Planhöhe); Esi[MN/m<sup>2</sup>]

Liste wird nach fallenden zi sortiert!

Info[{2}]:

=====

Angaben für das Fundament

Liste: {PosNr, a,b,d, zGründungsSohle, Sigma0}

"POS 007", a,b,d [m], zGründungsSohle [mNN], Sigma0 [MN/m<sup>2</sup>]

Info[{3}]:

=====

Name	default	gültige Angaben
XYPosition	->{Automatic},{xPos,yPos}	Lage des Berechnungspunktes, falls nicht kennz.Pkt.
FundPosition	->{0, 0, 0}, {x0,y0,Winkel(x,a)}	Lage des Fundamentes in einem xy-System
SigmaVor	->None, {GOK, Gamma, {GWSp, Gamma'}}	Vorbelastung durch Überlagerung; notwendig,wenn: a) SigmaEff->True, b) GrenzTiefe->DIN4019
SigmaEff	->False, True oder False	Berücksichtigung der Aushubentlastung?
StartTiefe	->None, None oder z-Wert	None : StartTiefe = Gründungssohle z-Wert: belieb.num.Wert (≤ Gründungssohle)
GrenzTiefe	->Automatic, Automatic, DIN4019, ALTES, Altes oder z-Wert	Automatic : Grenztiefe:= 3b DIN4019 : Grenztiefe n.DIN4019, SigmaVor erf. Altes,ALTES: Grenztiefe n.ALTES(1976) z-Wert : belieb.num.Wert (< Starttiefe)
PrintErg	->True True oder False	True : Ausdruck einer Ergebnisliste False: gibt nur Gesamtsetzung s[m] zurück

## 1. Listen: Schichtunterkanten - Steifemoduli:

```

bSigma = {{1.0m, 130 kN/m^2},
          {2.0m, 180 kN/m^2},
          {3.0m, 230 kN/m^2},
          {4.0m, 280 kN/m^2},
          {5.0m, 320 kN/m^2}
};

GOK = 100.2 mNN; (* mittlere Geländehöhe *)
OKRF = 100.2 mNN; (* OK Rohfußboden *)
GWSp = 50.0 mNN; (* mittlerer Wasserspiegel *)

SchichtenFolge = {{99.5mNN, 120.0MN/m^2}, (* TS *)
                  {99.1mNN, 45.0MN/m^2}, (* Planum *)
                  {80.0mNN, 15.0MN/m^2} (* Auffüllung *)
};

```

## 2. Listen: Fundamentgeometrie, Gründungssohle und Bodenpressung:

### ■ Streckenlasten auf Platte

```

Lastfaktor = 1; (* 100% der Lasten sind ständige, setzungsrelevante Lasten *)
d = 0.20 m; (* Plattenstärke *)
dWand = 2 m; (* Kettenbreite *)

PosNr = "Pos. GQk = 1";
GQk = 500 kN/m; (* Streckenlast *)
a = 7 m; (* Länge des Fundamentes *)
b = FbStreifen[GQk,bSigma]; (* Breite des Fundamentes *)
zGrSohle = OKRF-d; (* Gründungssohle *)
sigma = GQk/b Lastfaktor; (* Bodenpressung *)
posFq1={PosNr, a,b,d, zGrSohle, sigma};

```

### ■ Einzellasten auf Platte

```

Lastfaktor = 1; (* 100% der Lasten sind ständige, setzungsrelevante Lasten *)
d = 0.20 m; (* Plattenstärke *)
dWand = 2 m; (* Kettenbreite *)

PosNr = "Pos. P1";
P = 4000 kN; (* Einzellast *)
b = FbQuadrat[P,bSigma]; (* Breite des Fundamentes *)
a = b; (* Länge des Fundamentes *)
zGrSohle = OKRF-d; (* Gründungssohle *)
sigma = P/(a*b) Lastfaktor; (* Bodenpressung *)
posFP1 = {PosNr, a,b,d, zGrSohle, sigma};

```

### 3. Bestimmung der Setzungen:

#### ■ 3.1 Günstigste Kombination der Steifemoduli: Setzungen und Bettungsmoduli

**CalcSetzung**[SchichtenFolge,posFq1,SigmaVor->{GOK,19kN/m<sup>3</sup>, GWSp,12kN/m<sup>3</sup>},  
SigmaEff->False, GrenzTiefe->DIN4019]

ERGEBNISSE DER SETZUNGSBERECHNUNG NACH DIN 4019:

=====

FUNDAMENT: Pos. GQk = 1

Länge a [m]: 7.  
Breite b [m]: 2.45  
Höhe d [m]: 0.2  
Gründungssohle [mNN]: 100.  
Sigma [MN/m<sup>2</sup>]: 0.204  
Belastung GQk [kN]: 3500.

Angaben zur Bestimmung von Sigma(überlagerung):

GOK [mNN]: 100.2  
Gamma [kN/m<sup>3</sup>]: 19.  
GW-Höhe [mNN]: 50.  
Gamma' [kN/m<sup>3</sup>]: 12.

Koordinaten für den Berechnungspunkt:

Kennzeichnender Punkt

Grenztiefe für die Setzungsrechnung:

u.Gründungssohle [m]: 6.4  
in [mNN]: 93.6

-----  
PARTIALSETZUNGEN:

z1=0.m(100.mNN)	z2=0.5m(99.5mNN)	Es=120.MN/m <sup>2</sup>	Δs=0.08cm
z1=0.5m(99.5mNN)	z2=0.9m(99.1mNN)	Es=45.MN/m <sup>2</sup>	Δs=0.13cm
z1=0.9m(99.1mNN)	z2=6.4m(93.6mNN)	Es=15.MN/m <sup>2</sup>	Δs=2.08cm

-----  
GESAMTSETZUNG: ca. 2.29cm in {x',y'} = {2.59m,0.91m}

\*\*\*\*\*

**CalcSetzung**[SchichtenFolge,posFP1,SigmaVor->{GOK,19kN/m<sup>3</sup>, GWSp,12kN/m<sup>3</sup>},  
SigmaEff->False, GrenzTiefe->DIN4019]

ERGEBNISSE DER SETZUNGSBERECHNUNG NACH DIN 4019:

=====

FUNDAMENT: Pos. P1

Länge a [m]: 3.85  
Breite b [m]: 3.85  
Höhe d [m]: 0.2  
Gründungssohle [mNN]: 100.  
Sigma [MN/m<sup>2</sup>]: 0.27  
Belastung GQk [kN]: 4000.

Angaben zur Bestimmung von Sigma(überlagerung):

GOK [mNN]: 100.2  
Gamma [kN/m<sup>3</sup>]: 19.  
GW-Höhe [mNN]: 50.  
Gamma' [kN/m<sup>3</sup>]: 12.

Koordinaten für den Berechnungspunkt:

Kennzeichnender Punkt

Grenztiefe für die Setzungsrechnung:

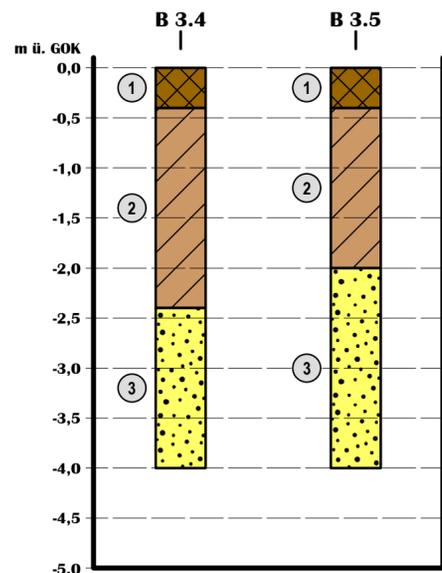
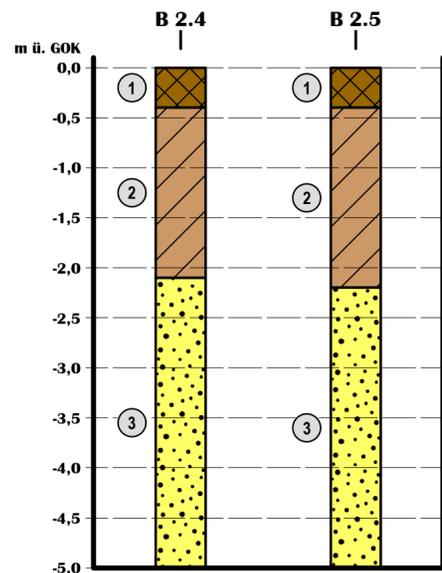
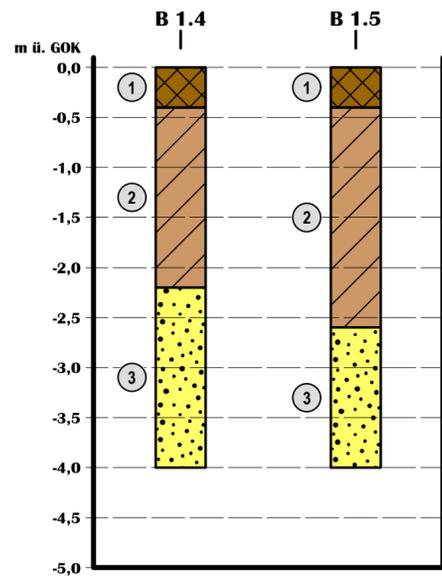
u.Gründungssohle [m]: 7.2  
in [mNN]: 92.8

-----  
PARTIALSETZUNGEN:

z1=0.m(100.mNN)	z2=0.5m(99.5mNN)	Es=120.MN/m <sup>2</sup>	Δs=0.11cm
z1=0.5m(99.5mNN)	z2=0.9m(99.1mNN)	Es=45.MN/m <sup>2</sup>	Δs=0.17cm
z1=0.9m(99.1mNN)	z2=7.2m(92.8mNN)	Es=15.MN/m <sup>2</sup>	Δs=2.95cm

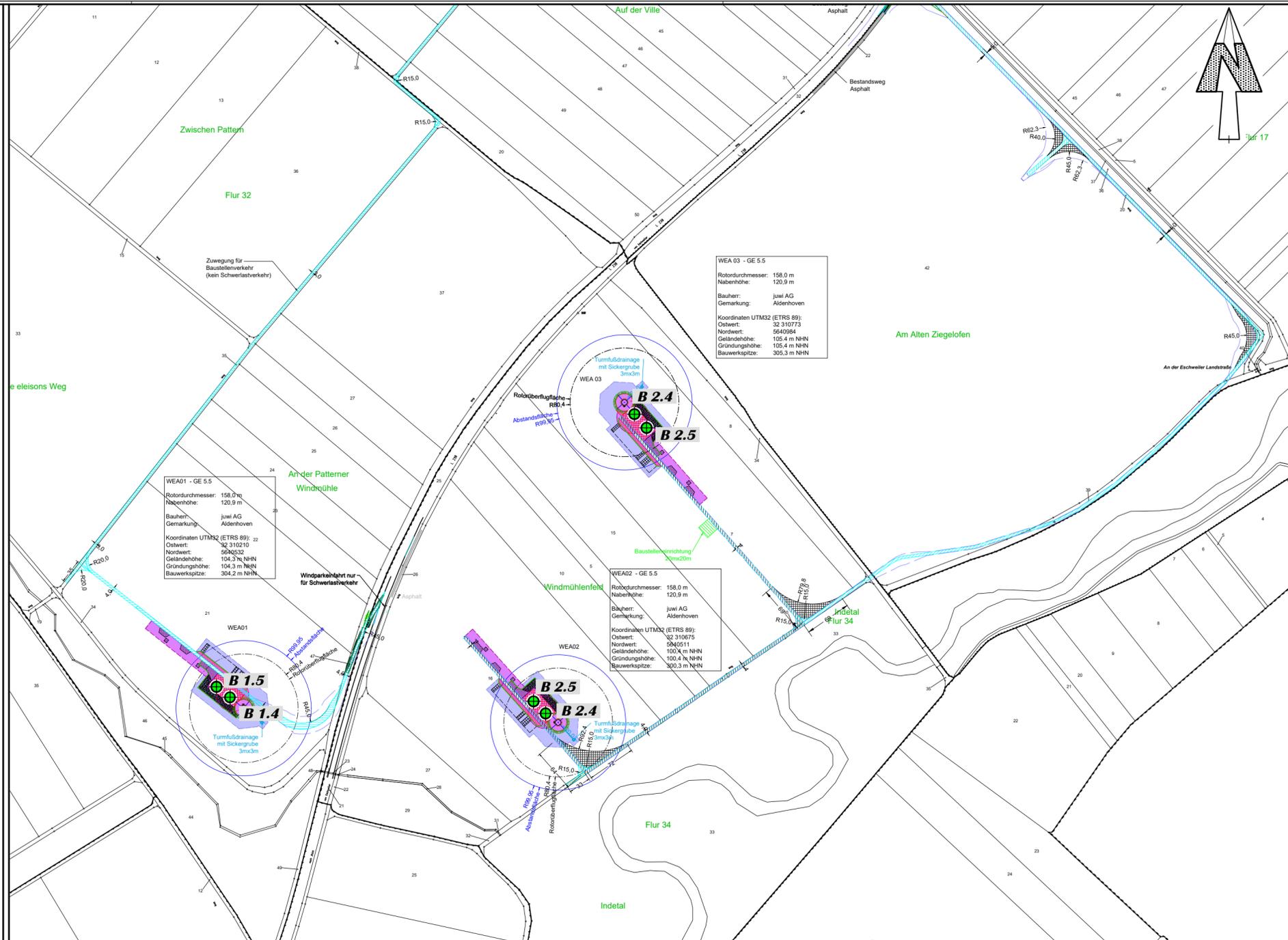
-----  
GESAMTSETZUNG: ca. 3.23cm in {x',y'} = {1.42m,1.42m}

\*\*\*\*\*

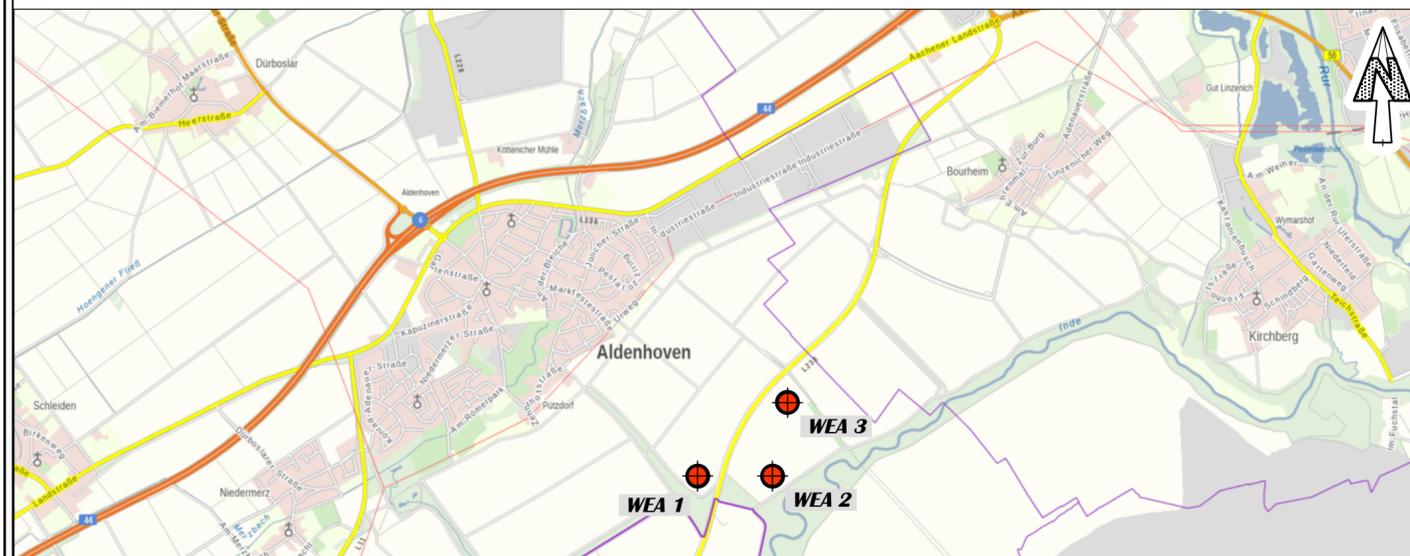


**Legende:**

	1 Auffüllung (Mutterboden)
	2 Auffüllung (Lösslehm und Löss)
	3 Auffüllung (vorwiegend Sand)
	4 Auffüllung (vorwiegend Lehm und Sand, stark lehmig)



Lageplan mit Anlagenstandorten, Maßstab 1:5000



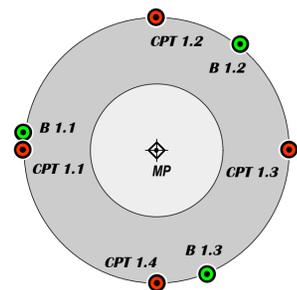
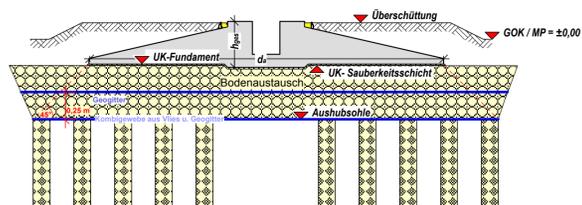
Übersichtslageplan, ohne Maßstab

<b>Geotechnisches Büro</b> Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH Fritz-Peters-Straße 22, 47447 Moers Tel.: 02841/96733-3 Fax: 96733-5 eMail: post@baugrund-moers.de		
Projekt: Neubau von 3 WEA Typ GE 5.5-158 NH120,9 WP Aldenhoven-Pattern 52457 Aldenhoven		
Auftraggeber: <b>juwi AG</b> Energie-Allee 1 55286 Wörrstadt		
Planinhalt: • Lageplan mit Anlagenstandorten, Maßstab 1:5000 • Übersichtslageplan, ohne Maßstab • Säulenprofile der Bohrungen für die Kranstellflächen, Höhenmaßstab 1:50		
Bearbeiter: L. Konefke	Plan-Bez.: 17119-03-2	Datum: 06.04.21
Maßstab:	Gutachten-Nr.: 17119-03	Anlage: 2

Säulenprofile der Bohrungen für die Kranstellflächen, Höhenmaßstab 1:50



Fundamentgeometrie	GE 5.5-158 NH120,9
	<b>Flachgründung mit Auftrieb</b>
Außendurchmesser $d_a$ [m]	25,80
Durchmesser Vertiefung unter Sockel [m]	5,60
Fundamenthöhe $h_{ges}$ [m]	3,10
Fundamentunterkante außen/innen [m ü. GOK]	-1,80/-2,05
UK Sauberkeitsschicht außen/innen [m ü. GOK]	-1,90/-2,15

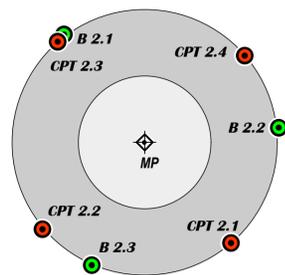
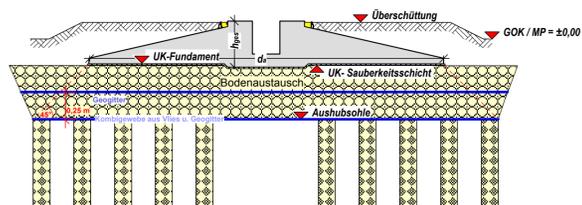


Legende:	
	1 Auffüllung (Mutterboden)
	2 Auffüllung (Lösslehm und Löss)
	3 Auffüllung (vorwiegend Sand)
	4 Auffüllung (vorwiegend Lehm und Sand, stark lehmig)

<b>Geotechnisches Büro</b> Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH Fritz-Peters-Straße 22, 47447 Moers Tel.: 02841/96733-3 Fax: 96733-5 eMail: post@baugrund-moers.de		
Projekt: Neubau von 3 WEA Typ GE 5.5-158 NH120,9 WP Aldenhoven-Pattern 52457 Aldenhoven		
Auftraggeber: <b>juwi AG</b> Energie-Allee 1 55286 Wörrstadt		
Planinhalt: • Fundamentaufsicht mit Untersuchungen, o.M. • Schemaschnitt durch das Fundament, o.M. • Interpoliertes Schichtenprofil, Maßstab 1:100 • Ergebnisse der Drucksondierungen		
Bearbeiter: L. Konefke	Plan-Bez.: 17119-03-3.1	Datum: 06.04.2021
WEA 1	Gutachten-Nr.: 17119	Anlage: 3.1



Fundamentgeometrie	GE 5.5-158 NH120,9
	<b>Flachgründung mit Auftrieb</b>
Außendurchmesser $d_a$ [m]	25,80
Durchmesser Vertiefung unter Sockel [m]	5,60
Fundamenthöhe $h_{ges}$ [m]	3,10
Fundamentunterkante außen/innen [m ü. GOK]	-1,80/-2,05
UK Sauberkeitsschicht außen/innen [m ü. GOK]	-1,90/-2,15



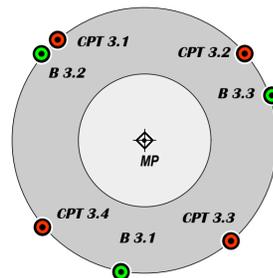
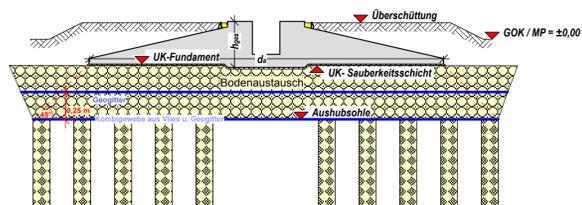
**Legende:**

	1 Auffüllung (Mutterboden)
	2 Auffüllung (Lösslehm und Löss)
	3 Auffüllung (vorwiegend Sand)
	4 Auffüllung (vorwiegend Lehm und Sand, stark lehmig)

<b>Geotechnisches Büro</b> Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH Fritz-Peters-Straße 22, 47447 Moers Tel.: 02841/96733-3 Fax: 96733-5 eMail: post@baugrund-moers.de		
Projekt: Neubau von 3 WEA Typ GE 5.5-158 NH120,9 WP Aldenhoven-Pattern 52457 Aldenhoven		
Auftraggeber: <b>juwi AG</b> Energie-Allee 1 55286 Wörrstadt		
Planinhalt: • Fundamentaufsicht mit Untersuchungen, o.M. • Schemaschnitt durch das Fundament, o.M. • Interpoliertes Schichtenprofil, Maßstab 1:100 • Ergebnisse der Drucksondierungen		
Bearbeiter: L. Konefke	Plan-Bez.: 17119-03-3.2	Datum: 06.04.2021
WEA 2	Gutachten-Nr.: 17119	Anlage: 3.2



Fundamentgeometrie	GE 5.5-158 NH120,9
	<b>Flachründung mit Auftrieb</b>
Außendurchmesser $d_a$ [m]	25,80
Durchmesser Vertiefung unter Sockel [m]	5,60
Fundamenthöhe $h_{ges}$ [m]	3,10
Fundamentunterkante außen/innen [m ü. GOK]	-1,80/-2,05
UK Sauberkeitsschicht außen/innen [m ü. GOK]	-1,90/-2,15



**Legende:**

	1 Auffüllung (Mutterboden)
	2 Auffüllung (Lösslehm und Löss)
	3 Auffüllung (vorwiegend Sand)
	4 Auffüllung (vorwiegend Lehm und Sand, stark lehmig)

**Geotechnisches Büro**  
 Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH  
 Fritz-Peters-Straße 22, 47447 Moers  
 Tel.: 02841/96733-3 Fax: 96733-5  
 eMail: post@baugrund-moers.de

Projekt: Neubau von 3 WEA  
 Typ GE 5.5-158 NH120,9  
 WP Aldenhoven-Pattern 52457 Aldenhoven

Auftraggeber:  
**juwi AG**  
 Energie-Allee 1 55286 Wörrstadt

Planinhalt:  
 • Fundamentaufsicht mit Untersuchungen, o.M.  
 • Schemaschnitt durch das Fundament, o.M.  
 • Interpoliertes Schichtenprofil, Maßstab 1:100  
 • Ergebnisse der Drucksondierungen

Bearbeiter: L. Konefke	Plan-Bez.: 17119-03-3.3	Datum: 06.04.2021
WEA 3	Gutachten-Nr.: 17119	Anlage: 3.3