

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

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

Windkraft Schirl Frankenbach GmbH & Co. KG

Herrn Heiner Stadtmann

Schirl 24

48346 Ostbevern

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

Moers, den 23.04.2024

Unser Zeichen: Ge - mac

Baugrundgutachten

Projekt: Neubau 3 WEA
Typ: 1x E-138 EP3 E3-HT-160-ES-C-01
2x E-175 EP5 E1-HT-162-ES-C-01
Windpark Schirl
48346 Ostbevern

Auftraggeber: Windkraft Schirl Frankenbach GmbH & Co. KG
Schirl 24
48346 Ostbevern

Gutachten: 24007-01

Bearbeiter: Dipl.-Geol. Ch. Gerdes

INHALT:

1	Vorgang	4
2	Untersuchungsumfang	4
3	Baugrund	5
3.1	Geologischer Überblick	5
3.2	Erbohrte Schichtenfolge	5
3.2.1	Oberboden (Schichten Nr. 1.1... 1.2)	5
3.2.2	Sand (Schichten Nr. 2.1 und 2.2)	5
3.2.3	Mergel- und Mergelstein (Schicht Nr. 3)	6
3.3	Ergebnisse der Drucksondierungen	6
4	Wasserverhältnisse	8
4.1	Wasserstände	8
4.2	Durchlässigkeitsbeiwerte	8
4.3	Bodenanalyse nach DIN 4030/EN 206	9
5	Erdbebenzone	9
6	Bodenklassen, Bodengruppen, Frostempfindlichkeit	9
7	Bodenmechanische Kennwerte	10
8	Gründungsvorschläge	10
8.1	Grundlagen	10
8.2	Gründungsempfehlungen	12
9	Hinweise zur Bauausführung	13
9.1	Allgemeines	13
9.2	Rüttelstopfverdichtung	14
9.3	Herstellung der Schottertragschicht	16
10	Nachweis der geforderten Bodenkennwerte	16
10.1	Drehfedersteifigkeit	17
10.2	Grundwasserhöchststand	17
10.3	Zulässige Sohlnormalspannung	17
10.4	Setzungsbedingte Schiefstellung	19
10.5	Bodenüberdeckung	19
11	Elektrotechnische Erdung	19
12	Hinweise zum Wegeneubau und Kranstellflächenbau	20
12.1	Allgemeines	20
12.2	Oberbau unter Beachtung der RStO-12	20
12.3	Alternative Bemessungsgrundlagen für den Oberbau	21
12.3.1	Produktspezifische Bemessungen mit Geogittern	22
12.3.2	Optimierung des Oberbaus mit Prüffeldern	22

12.4	Tragfähigkeit der Kranstellfläche.....	23
12.5	Setzungsverhalten.....	24

ANLAGEN:**Dokumentation:**

Anlage 0.1:	Schichtenverzeichnis
Anlagen 0.2...0.3:	Ergebnisse der Korngrößenanalysen nach DIN EN ISO 17892-4
Anlage 0.4:	Laborbericht der Boden- und Wasseranalysen nach DIN 4030

Berechnungen:

Anlage 1.1:	Berechnung der Drehfedersteifigkeiten WEA 1
Anlage 1.2:	Berechnung der Drehfedersteifigkeiten WEA 2...WEA 3
Anlage 1.3:	Grundbruchberechnung nach DIN 4017, WEA
Anlage 1.4:	Setzungsberechnung nach DIN 4019, WEA
Anlage 1.5:	Grundbruchberechnung nach DIN 4017, Kran
Anlage 1.6:	Setzungsberechnung nach DIN 4019, Kran

Lagepläne:

Anlage 2:	Übersichtsplan mit Anlagenstandorten, ohne Maßstab
	Lageplan mit Anlagenstandorten, Maßstab 1:5000
	Säulenprofile der Bohrungen für die Kranstellflächen, Maßstab 1:50

Darstellung der Bohr- und Sondierergebnisse:

Anlagen 3.1...3.3:	Fundamentaufsicht mit Bohr- und Sondierpunkten
	Schemaschnitt durch das Fundament, ohne Maßstab
	Interpolierte Schichtenprofile, Maßstab 1:-/100
	Ergebnisse der Drucksondierungen

1 Vorgang

In Ostbevern-Schirl ist der Neubau von drei Windenergieanlagen der Firma Enercon geplant. Die Anlagentypen und Fundamentmittelpunkte wurden bauseits wie folgt angegeben:

Anlagenstandort	Anlagentyp	Ostwert UTM ETRS 89	Nordwert UTM ETRS 89	Geländehöhe mNHN
WEA 1	E-138 EP3 E3-HT-160-ES-C-01	32 422 698,1	57 62 712,9	k.A.
WEA 2	E-175 EP5 E1-HT-162-ES-C-01	32 422 813,5	57 61 876,0	k.A.
WEA 3	E-175 EP5 E1-HT-162-ES-C-01	32 421 810,3	57 62 035,5	k.A.

Tab.: 1.1

Unser Büro wurde beauftragt, eine Baugrunduntersuchung durchzuführen und auf Grundlage der vorliegenden Fundamentdaten Vorschläge zur Gründung auszuarbeiten.

2 Untersuchungsumfang

Für die Baugrunduntersuchungen am 24. und 25.01.2024 wurden je Anlagenstandort folgende Prüfungen durchgeführt:

Anzahl	Art der Untersuchung
3	Kleinrammbohrungen für das WEA-Fundament, \varnothing 60/36 mm, mit einer Tiefe von max. 12 m
2	Kleinrammbohrungen für die Kranstellfläche, \varnothing 60/36 mm, mit einer Tiefe max. 6 m
4	Drucksondierungen mit der schweren elektrischen Drucksonde (CPT nach DIN EN ISO 22476-2: 2013-03) mit einer Auslastungsgrenze von 160 kN bis max. 23 m bzw. bis zur Geräteauslastung oder zur max. Lotabweichung
1	Einmessung des Fundamentmittelpunkts mittels GPS: Genauigkeit $\pm 1,5$ m
1	Nivellement der Bohrpunkte mit Bezug auf die geplante Geländeoberkante im Bereich des Fundamentmittelpunktes (MP = $\pm 0,00$ m)
1	Messung des spezifischen elektrischen Erdwiderstands nach VDE 0413
1	Entnahme von Boden oder Wasserproben u. Analyse nach DIN 4030/EN 206 auf Betonangriff
2	Entnahme von Bodenproben und Durchführung von Korngrößenanalysen nach DIN EN ISO 17.892-4 bzw. Wassergehaltsbestimmung nach DIN 18.121
1	Auswertung der geologischen Karte Maßstab 1:200.000, Blatt CC3910 Bielefeld

Tab. 2.1

Die WEA-Standorte sind im Lageplan und die Ergebnisse der Bohrungen für die Kranstellflächen als Säulenprofile in der Anlage 2 verzeichnet. Die Lage der Bohrpunkte ist den Fundamentskizzen (Anl. 3) zu entnehmen. Die Ergebnisse der Bohrungen sind als interpoliertes Schichtenprofil in den Anlagen 3.1...3.3 zeichnerisch dargestellt.

3 Baugrund

3.1 Geologischer Überblick

Der Untergrund im Windpark besteht geologisch aus Gesteinsbildungen der Oberkreide. Die Kreideablagerungen sind an ihrer Oberfläche verwittert und werden von Emssanden und Flugsanden mit teils schluffiger Ausbildung überlagert. An deren Oberfläche hat sich ein Oberbodenhorizont (Mutterboden) entwickelt.

3.2 Erbohrte Schichtenfolge

Dementsprechend wurde in den Bohrungen der folgende generelle Schichtenaufbau festgestellt:

- Oberboden
- Flugsand und Emssand
- Mergel

Die erbohrten Bodenschichten sind durchnummeriert. Hierauf wird im Folgenden Bezug genommen. Die Legende in der Anlage 3 enthält zudem eine Kurzbeschreibung der einzelnen Bodenschichten.

3.2.1 Oberboden (Schichten Nr. 1.1...1.2)

Das Schichtenprofil beginnt in den Bohrungen mit Mutterboden (Schicht Nr. 1.1) in Stärken von ca. 0,3...0,5 m. Dabei handelt es sich i. W. um humushaltigen, schwach schluffigen Fein- bis Mittelsand.

Der Mutterboden geht unter der Pflugtiefe in Fein- bis Mittelsand mit humosen Spuren (Schicht Nr. 1.2) über. Die Unterkante liegt überwiegend bei rd. 0,5...0,7 m Tiefe. Mit lokalen Abweichungen ist zu rechnen.

3.2.2 Sand (Schichten Nr. 2.1 und 2.2)

Der Oberboden wird bereichsweise von Fein- bis Mittelsanden mit lagenweise lehmiger Ausbildung (Schicht Nr. 2.1) unterlagert. Vereinzelt wurden darin geringe Wurzelreste angetroffen. Diese locker bis mitteldicht gelagerten, gleichkörnigen Sande bilden eine meist geringmächtige Flugsanddecke. Die Untergrenze liegt in den Bohrungen zwischen ca. 0,7m und 2,0 m unter Gelände.

Darunter folgt schwach schluffiger, teils schluffiger bis stark schluffiger Fein- bis Mittelsand. Im tieferen Teil ist ein geringer Kalkgehalt vorhanden. Dabei handelt es sich um Flugsande und um Emsande, d.h. Sande, die vom Flusssystem der Ems abgelagert wurden. Ab etwa 10 m unter Gelände nimmt die Lagerungsdichte der Sande merklich zu. Die Untergrenze der Sande konnte in den Bohrungen nicht erreicht werden. Sie zeichnet sich in den Drucksondierungen aber deutlich in Tiefen von . Sie liegt im Fundamentbereich nach den Bohrerergebnissen in Tiefen von ca. 18,4 bis 20,5 m unter Gelände deutlich ab.

3.2.3 Mergel- und Mergelstein (Schicht Nr. 3)

Der tiefere Untergrund wird aus Mergelstein (Schicht Nr. 3.2) aufgebaut. Diese mürben Gesteine sind im höheren Teil stark verwittert und sind vollständig zu tonigem Mergel (Schicht Nr. 3.1) zersetzt. Der Verwitterungsgrad nimmt nach unten rasch ab und die Gesteinshärte deutlich zu. Zudem ist mit Kalksandstein- und Kalksteinbänken zu rechnen.

3.3 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 q_c ist als rote Linie und das Verhältnis R_f (Mantelreibung zu Spitzendruck) als blaue Linie aufgetragen.

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

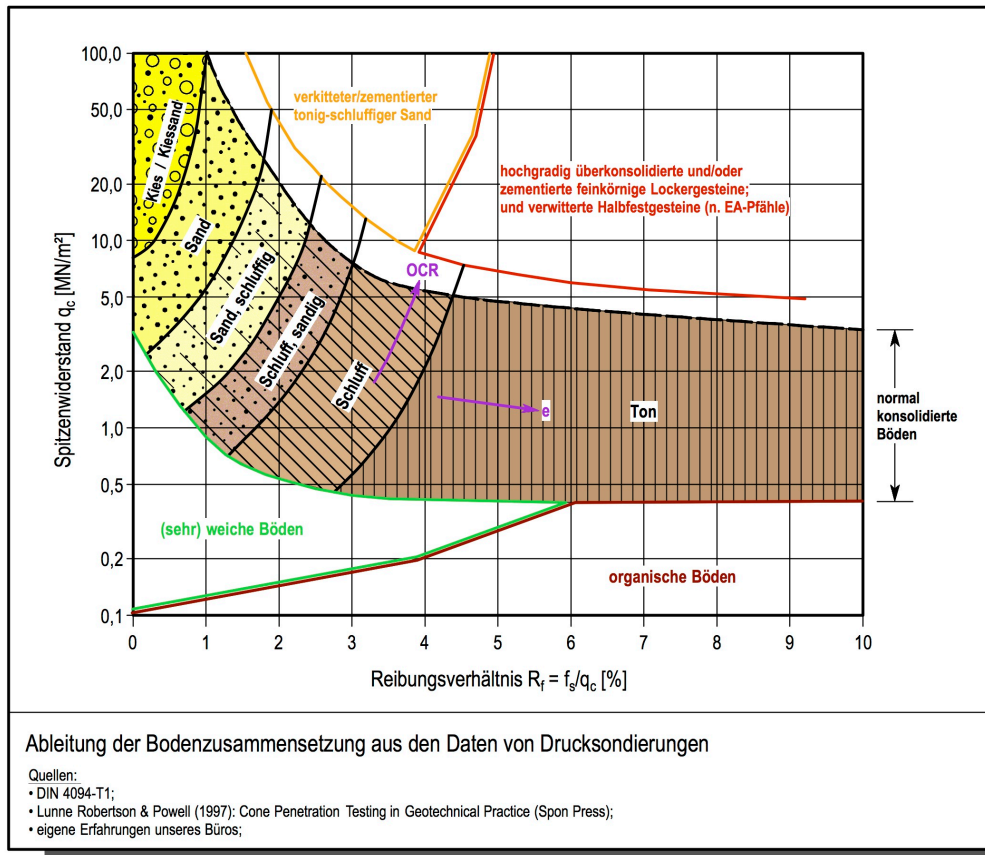


Bild 3.1

Die Auswertung der Drucksondierungen führt zu folgenden Ergebnissen:

Bodenart	Schicht Nr.	mittlere Spitzenwiderstände	Reibungsverhältnis	Lagerung/ Konsistenz	Bemerkungen
		qc [MN/m²]	Rf [%]		
Mutterboden	1.1	0...3	1...2	locker	
Fein- bis Mittelsand mit humosen Spuren	1.2	2...6	1...2	locker bis mitteldicht	
Fein- bis Mittelsand mit Wurzelresten	2.1	2...13	1...4	locker bis mitteldicht	lagenweise sehr niedrige Widerstände
Fein- bis Mittelsand, lagenweise schluffig	2.2	1...20 unten z.T. >30	1...2,5	locker bis mitteldicht ab ca. 10 m mitteldicht bis dicht	lagenweise sehr niedrige Widerstände
Mergel	3.1	4	> 5	halbfest übergehend in fest	
Mergelstein	3.2	> 10	3	mürber Fels	

Tab.: 3.1

Die Drucksondierungen spiegeln die oben beschriebenen Baugrundverhältnisse wider. Die angegebenen Spannen für den Spitzenwiderstand und das Reibungsverhältnis geben die für die Bewertung maßgebliche Größenordnung an. In einzelnen Peaks können lokal abweichende Werte auftreten.

Die Drucksondierungen mussten in Tiefen von ≤ 23 m unter Gelände aufgrund des insgesamt sehr hohen Eindringwiderstandes von etwa 160 kN bzw. einem starken Anstieg der Widerstände aufgegeben werden.

4 Wasserverhältnisse

4.1 Wasserstände

Der Grundwasserspiegel wurde während der Baugrunduntersuchung in den Bohrungen zwischen 0,0 m und 1,04 m unter Gelände gemessen. Somit ist mit geländegleichen Grundwasserständen zu rechnen.

4.2 Durchlässigkeitsbeiwerte

Zur Absicherung der Erfahrungswerte zur Durchlässigkeit der Schicht Nr. 2 wurden 4 Siebanalysen nach DIN EN ISO 17.892-4 ausgeführt. Die Korngrößenverteilung ist in den Anlagen 0.2 und 0.3 dargestellt.

Die Auswertung der Körnungslinien im Hinblick auf die Durchlässigkeit erfolgt gewöhnlich nach dem Verfahren von BEYER, das sich auf die Auswertung von nur zwei Korndurchmessern stützt. Genauer, aber aufwändiger ist das Verfahren von KOZÉNY/KÖHLER, das zur Berechnung der Durchlässigkeit sämtliche Körnungsklassen berücksichtigt. Zudem kann bei dem Verfahren von KOZÉNY/KÖHLER die Lagerungsdichte über die Angabe einer Porosität (hier $n \approx 0,3$) berücksichtigt werden. Die Tabellen in der Anlagen 0.2 und 0.3 enthalten beide Auswertungen. Sie führen zu folgenden Ergebnissen:

Standort/ Bohrung	Bodenart	Entnahmetiefe [m u. GOK]	Durchlässigkeit k [m/s]	
			BEYER	KOZÉNY/KÖHLER
WEA 1/B 1.1	Sand, schwach schluffig/lehmig	2,0...4,0	$4,8 \cdot 10^{-5}$ m/s	$1,1 \cdot 10^{-5}$ m/s
WEA 3/B 3.1	Sand, schwach schluffig/lehmig	0,5...3,0	$4,2 \cdot 10^{-5}$ m/s	$7,9 \cdot 10^{-6}$ m/s

Tab. 4.1

Für evtl. Wasserhaltungsmaßnahmen sollte sicherheitshalber von einem Durchlässigkeitsbeiwert von $\geq 1 \cdot 10^{-4}$ m/s ausgegangen werden.

4.3 Bodenanalyse nach DIN 4030/EN 206

Aus der Bohrungen B 1.1...3.1 wurde 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 (Anlagen 0.3) bei. Demnach ist der analysierte Boden wie folgt einzustufen:

WEA/ Bohrung	Proben-art	Entnahme- tiefe [m]	Betonangriff [nach DIN 4030/EN206]	Expositions-klasse [nach Zement-Merkblatt Betontechnik B 9/1.2010]
WEA 1/B 1.1	Boden	0,5...3,0	nicht betonangreifend	XA –
WEA 2/B 2.1	Boden	1,0...4,0	nicht betonangreifend	XA –
WEA 3/B 3.1	Boden	0,5...3,0	nicht betonangreifend	XA –

Tab. 4.2

5 Erdbebenzone

Gemäß DIN EN 1998-01: 2010-12 „Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten“ und des nationalen Anhangs DIN EN 1998-01/NA: 2011-01 sowie der ergänzenden Karte des Geologischen Dienstes NRW liegt der Standortbereich **außerhalb einer Erdbebenzone**.

6 Bodenklassen, Bodengruppen, Frostempfindlichkeit

Bodenart	Schicht/ Homogen- bereich Nr.	Bodenklasse DIN 18.300	Bodengruppe DIN 18.196	Frostempfindlich- keitsklasse ZTVE-StB 09
Mutterboden	1.1	1	OH	F3
Fein- bis Mittelsand mit humosen Spuren	1.2	3	SE...SU	F1...F2
Fein- bis Mittelsand mit Wurzelresten	2.1	3	SE...SU	F1...F2
Fein- bis Mittelsand, lagenweise schluffig	2.2	3	SE...SU	F1...F2
Mergel	3.1	4	TA–	F3
Mergelstein	3.2	6	–	–

Tab.: 6.1

7 Bodenmechanische Kennwerte

Bodenart	Schicht Nr.	Reibungs- winkel	Kohäsion	stat. Steife- modul	dyn. Steife- modul	Wichte	Querdehnungs- zahl
		φ'_k	c'_k	$E_{s \text{ stat.,k}}$	$E_{s \text{ dyn.,k}}$	γ	ν
		[°]	[kN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[kN/m ³]	[-]
Fein- bis Mittelsand mit Wurzelresten	2.1	30...32,5	0...2,5	10...50	100... 200	19	0,30... 0,35
Fein- bis Mittelsand, lagenweise schluffig	2.2	32,5...35	0...2,5	15...70	100... 300	19	0,30... 0,33
Mergel	3.1	27,5	5	15... 25	100... 150	20	0,40
Mergelstein	3.2	35...37,5	2,5...5	70... 120	300	20...21	0,30... 0,33
Mindestanforderung an Schottertragschicht	0.1	$\geq 37,5$	0	70	300	20	0,30
Mindestanforderung an RSV im Fein- bis Mittelsand	0.2	35	0	50	200	20	0,33

Tab.: 7.1

Bei den o.a. Bodenkennwerten handelt es sich nach den örtlichen Kenntnissen um konservativ angesetzte Rechenwerte.

Die Flugsande und Emsande (Schichten Nr. 2.1 und 2.2) haben bis ca. 10 m Tiefe eine geringe Tragfähigkeit und sind hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit inhomogen. Der Mergelstein (Schicht Nr. 3.2) weist eine gute Scherfestigkeit und Tragfähigkeit auf.

Die sandigen Bodenschichten sind fließgefährdet, wenn sie unter Wasser ausgeschachtet werden. Lehmige und schluffige Lagen nehmen bei dynamischer Beanspruchung leicht eine weich bis breiige Konsistenz an.

8 Gründungsvorschläge

8.1 Grundlagen

Es ist der Neubau einer WEA der Fa. Enercon geplant. Es besteht die Möglichkeit einer **Flachgründung** auf einem **Standardfundament mit Teilauftrieb**. Nach den vorliegenden Unterlagen weist das Standardfundament folgende Abmessungen und Anforderungen an den Baugrund auf:

Anlagenstandort		WEA 1	WEA 2 und 3
Typenbezeichnung		E-138 EP3 E3-HT-160-ES-C-01	E-175 EP5 E1-HT-162-ES-C-01
Fundamenttyp		Kreisfundament mit Auftrieb	Kreisfundament mit Auftrieb
Datengrundlagen		Max Bögl 11.11.2022: Fundamentdaten-blatt 21683-E22 Enercon 11.11.2022: D02653936-4	Max Bögl 31.03.2023: Fundamentdaten-blatt 21683-E23 Enercon 31.03.2023: D02784458-1
Fundamentdaten	Einheit	Wert	Wert
Bezugshöhe: GOK am Fundamentmittelpunkt, MP	m	±0,00	±0,00
Außendurchmesser	m	22,50	25,50
Sockeldurchmesser	m	10,90	11,88
Weichschichtdurchmesser Fundamentvertiefung	m	4,40	15,88
Fundamenthöhe	m	2,60	2,90
Sockeloberkante	m	2,294	2,179
OK–Erdüberdeckung über Fundament	m	2,194	2,079
UK–Fundament	m	–0,306	–0,721
UK–Sauberkeitsschicht	m	–0,406	–0,821
erforderliche dyn. Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi\text{dyn}}$	MNm/rad	310.000	200.000
erforderliche stat. Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi\text{stat}}$	MNm/rad	50.000	40.000
Sohldruck σ_{Rk} (Kantenpressung)	kN/m ²	317	292
max. Moment in der Gründungs-sohle	kNm	193.357	242.010
Vertikallast (UK-Fundament + Erdauflast)	kN	39.747 (33.036+6.711)	63.518 (41.477+22.041)
Wichte der Erdüberdeckung γ	kN/m ³	18	18
Sohlreibungswinkel	°	20	–
Grundwasserhöchststand	m	±0,00 (0,306 ü. UK–Fundament)	±0,00 (0,721 ü. UK–Fundament)
zul. Schiefstellung Δs	mm/m	3	3

Tab. 8.1

Unter Berücksichtigung der o.g. Tabellenwerte 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 Zusatzmaßnahmen, wie z.B. lokale Verstärkungen eines Bodenaustausches (s.u.), ergeben. Diese Maßnahmen können dann aber auf das absolut notwendige Maß begrenzt werden.

8.2 Gründungsempfehlungen

Die Sande (Schichten Nr. 2.1 und 2.2) haben für die Fundamentgründung keine ausreichende bzw. eine zu heterogene Tragfähigkeit. Der mitteldicht bis dicht gelagerte Sand unterhalb von ca. 10 m, unter Gelände und der Mergel/Mergelstein (Schicht Nr. 3) sind für die im Folgenden beschriebene Gründung/Lastabtragung der Windenergieanlagen geeignet.

Die Höhenverhältnisse zwischen den geplanten Gründungssohlen und dem tragfähigen Boden gehen aus der folgenden Tabelle 8.2 hervor. Dabei ist zu beachten, dass zwischen den Bohrpunkten ggf. Höhenabweichungen in den Schichtgrenzen vorliegen können.

Anlagenstandort	UK-Sauberkeitsschicht [m unter MP]	OK- tragfähiger Boden [m unter MP]
WEA 1	0,406	8,0...11,0
WEA 2	0,821	9,0...9,5
WEA 3	0,821	9,0

Tab.: 8.2

Für alle Standorte wird wegen der inhomogenen Bodenfestigkeit durch Wurzelreste im höchsten Teil und schluffig/lehmmige Lagen in den unterlagernden Fein- bis Mittelsanden unter den Fundamenten eine Gründung auf einer **Tragschicht über einer Rüttelstopfverdichtung** empfohlen. Die RSV-Säulen sollten eine Mindestlänge von 8 m erhalten. Diese Tiefe muss wegen der festeren Sandlagen ggf. durch Vorbohrungen sichergestellt werden. Darunter wird der Schleusenrüttler so weit wie möglich bis in eine feste Sandlage eingerüttelt. Längen von mehr als 10 m sind nach den Vorberechnungen nicht erforderlich.

Die Rüttelstopfverdichtung wird für Windenergieanlagen letztlich von der ausführenden Spezialtiefbauunternehmung festgelegt und bemessen. Die nicht ausreichend tragfähigen Bodenschichten müssen so verbessert werden, dass im Einflussbereich des betreffenden Fundamentes alle Lasten dauerhaft aufgenommen werden können. Das betrifft auch die Horizontalbeanspruchungen und die Anforderungen an die Drehfedersteifigkeiten.

Für die hier vorliegende grundsätzliche Prüfung der Machbarkeit wurden in den Berechnungen die im Kapitel 7 angegebenen Mindestwerte als Anforderung an die Rüttelstopfverdichtung zugrunde gelegt. Die Rüttelstopfsäulen binden i.d.R. wenige Dezimeter in die tragfähigen Bodenschichten ein, bis der Eindringwiderstand des Rüttlers stark ansteigt, bzw. eine weitere Vertiefung nicht mehr möglich ist.

Nach den Ergebnissen der Baugrunderkundung (vgl. Tab. 8.2) sind etwa folgende Tiefen der Rüttelstopfsäulen zu kalkulieren:

Standort	Boden in UK_Sauberkeitsschicht	Unterkante RSV-Säulen [m unter MP]	Unterkante RSV-Säulen für Kostenkalkulation [m unter MP]
WEA 1	Flugsand/Esssand	8,0...11,0	≈ 9
WEA 2	Flugsand/Esssand	9,0...9,5	≈ 9
WEA 3	Flugsand/Esssand	9,0	≈ 9

Tab. 8.3

Mit Abweichungen in der Endtiefe muss in Abhängigkeit von der lokalen Bodenfestigkeit gerechnet werden. Beim Durchfahren von höher verdichteten Schichten können hohe Widerstände auftreten, die **Vorbohrungen** erfordern. Die Stopfprotokolle sollten vom Baugrundgutachter vor der Herstellung des Schotterbodenaustausches beurteilt werden.

Die **Tragschicht** direkt unter der Sauberkeitsschicht sollte aus **gut kornabgestuftem Gesteinsschotter** (s. Hinweise zur Bauausführung) hergestellt werden. Die Tragschicht muss an ihrer Basis $\geq 0,5$ m über die Außenkante der Fundamentplatte überstehen, um die seitliche Lastausbreitung des Fundamentes ausreichend zu berücksichtigen.

Vor dem Betonieren der Sauberkeitsschicht erfolgt die Verdichtungskontrolle durch den Unterzeichner. Dafür bitten wir um Terminabstimmung. An der Oberfläche der Tragschicht sollten in Plattendruckversuchen nach DIN 18.134 **E_{v2} -Werte** von ≥ 85 MN/m² nachgewiesen werden. Dann kann von einem Steifemodul von ≥ 100 MN/m², entsprechend den Berechnungsansätzen, ausgegangen werden.

9 Hinweise zur Bauausführung

9.1 Allgemeines

Wegen der hohen Grundwasserstände sollte zu Baubeginn zunächst der aktuelle Grundwasserspiegel in einem Probeschurf außerhalb des Fundamentes geprüft werden. Bei hohen Grundwasserständen sollte das Wasser z.B. mit Tiefendränagen bis $\geq 0,5$ m unter die tiefste Aushubsohle abgesenkt werden.

Um die Dauer der Wasserhaltung zu minimieren besteht die Möglichkeit die Rüttelstopfverdichtung nach dem Mutterbodenabtrag und dem Einbau der Arbeitsebene von einem Niveau im oder dicht unter dem Ursprungsgelände auszuführen.

Die Baugruben sollten rückschreitend von oben mittels Tieflöffelbagger mit glatter Schneide ausgehoben werden. Sie können nach DIN 4124 in geböschter im Sand mit $b \leq 45^\circ$ angelegt werden. Bei ungünstigen Witterungsverhältnissen empfiehlt es sich, zur Vermeidung von Auswaschungen in den Baugrubenböschungen, diese bei Bedarf mit Kunststofffolien abzuhängen. Kommt es bei der Ausschachtung zum Ausfließen von Sandlinsen aus der Böschung, so sollten die Baugrubenböschungen abgeflacht und durch die Auflage einer Filtervliesbahn und Schotter stabilisiert werden.

Der **Ringraum** neben den Fundamentplatten wird zweckmäßigerweise mit humusfreiem Aushubboden verfüllt. Unter der Kranstellfläche müssen zusätzlich die Anforderungen für den Kranaufbau beachtet werden. Der für den Wiedereinbau vorgesehene Boden wird bei ungünstigen Witterungsverhältnissen z.B. in Bodenmieten mit glatt abgezogenen Flanken gelagert und so gegen stärkere Durchnässung geschützt, da andernfalls der Wiedereinbau zumindest erschwert wird. Die Fundamentplatten müssen mit dem Bodenaushub lagenweise überschüttet und diese Lagen gut verdichtet werden. Die obersten ca. 0,1...0,2 m werden aus kulturfähigem Boden (Mutterboden) hergestellt. Die verdichtete **Bodenüberdeckung** ist Teil des statischen Systems (s. Statik).

9.2 Rüttelstopfverdichtung

Die dynamische Tiefenverdichtung dient zur Baugrundverbesserung und zur Homogenisierung der Trageigenschaften. Aufgrund der Größe der Anlagen und der hierfür erforderlichen Fundamente ist mit großen Einwirkungstiefen der statischen und dynamischen Fundamentlasten zu rechnen, so dass eine kontrollierbare, ausreichend tiefe Bodenverbesserung notwendig wird (s.o.). Unter dem eigentlichen Fundament und in dessen unmittelbarem Umfeld müssen die maßgeblichen Fundamentspannungen und mögliche dynamische Lasten weitgehend abgebaut werden.

Ein bei den beschriebenen Bodenverhältnissen erfolgreich eingesetztes Verfahren ist die sog. **Rüttelstopfverdichtung**. Vorteil des Rüttelstopfverfahrens ist eine annähernd gleichmäßige Verdichtung des Untergrundes, wobei der Verdichtungserfolg in den Säulen durch entsprechende automatische Messverfahren kontrolliert und dokumentiert werden kann.

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 Überkorn aus Schotter 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 Verdichtungsäulen 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 i.d.R. 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. einen Bodenaustausch/Tragschicht (s.o.) einzubauen. Dieser muss einen kraftschlüssigen Anschluss an die Säulenköpfe erhalten.

Für die Herstellung der Säulen muss in Abstimmung mit der ausführenden Firma eine standfeste Arbeitsebene z.B. aus Schotter erstellt werden. Wegen der Störungsempfindlichkeit der Flugsande sollte unter der Sauberkeitsschicht aber in jedem Fall eine dünne Schottertragschicht von $\geq 0,15$ m Stärke als störungsunempfindliche Planumsschutzschicht eingebaut werden.

Die Arbeitsebene wird bei einer Rüttelstopfverdichtung erfahrungsgemäß z.B. durch bindiges Material im Ringraum der Säulen verunreinigt. Eine Arbeitsebene aus Schotter wird daher bis zur Oberkante der ungestörten Säulen abgetragen, bevor der Bodenaustausch für die Fundamenttragschicht aufgebaut wird.

Nach Fertigstellung der RSV-Verdichtung sollten die Herstellungsprotokolle vom Bau-Grundgutachter stichpunktartig kontrolliert werden. Die freigelegten Säulenköpfe sollten zudem begutachtet und das Planum für den Einbau des Schotterbodenaustausches freigegeben werden.

9.3 Herstellung der Schottertragschicht

Der **Bodenaustausch, d.h. die Schottertragschicht** direkt unter den Fundamenten sollte in der o.g. Stärke (s. Gründungsvorschläge und statische Berechnung der RSV-Firma) aus gut kornabgestuftem Gesteinsschotter (Körnung vergleichbar mit Schottertragschicht 0/45 mm o. 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.

Die Schotterarbeitsebene für die Herstellung der Rüttelstopfsäulen wird bis zur Oberkante der ungestörten Säulen abgetragen, bevor der Bodenaustausch für die Fundamenttragschicht aufgebaut wird.

Vor dem Betonieren der Sauberkeitsschicht erfolgt die Verdichtungskontrolle auf der Tragschicht. Dafür bitten wir um Terminabstimmung. 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.

10 Nachweis der geforderten Bodenkennwerte

Nach den vorliegenden Unterlagen werden an die Fundamentgründung der geplanten Windenergieanlagen folgende Anforderungen gestellt:

Kenngröße	Einheit	WEA 1	WEA 2+3
		E-138 EP3 E3-HT-160-ES-C-01	E-175 EP5 E1-HT-162-ES-C-01
dynamische Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi, \text{dyn.}}$	MNm/rad	310.000	200.000
statische Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi, \text{stat.}}$	MNm/rad	50.000	40.000
aufnehmbarer Sohldruck σ_k	kN/m ²	317	292
setzungsbedingte Schiefstellung des Fundamentes Δs	mm/m	3	3
Bodenüberdeckung γ	kN/m ³	18	18
Sohlreibungswinkel φ'	°	20	–

Tab. 10.1

Sämtliche erdstatische Nachweise wurden bereits für die Typenprüfung unter Ansatz von konservativen Bodenkennwerten ausgeführt. Die hier angeführten Berechnungen dienen ausschließlich als Kontrollrechnungen, um zu prüfen, ob nach den Gründungsempfehlungen ausreichende Sicherheiten vorhanden sind.

10.1 Drehfedersteifigkeit

Maßgebliche Kenngrößen für die Standsicherheit von Windkraftanlagen sind die statische und die dynamische Drehfedersteifigkeit in der Gründungssohle. Die Drehfedersteifigkeit ist eine Funktion von Steifemodul E_S , Querdehnungszahl des Bodens ν und Fundamentgröße. Bei der beschriebenen Gründung kann mit folgenden minimalen Drehfedersteifigkeiten gerechnet werden:

Anlagenstandort	Anlagentyp	statische Drehfedersteifigkeit $K_{\varphi,stat}$ [MNm/rad]	dynamische Drehfedersteifigkeit $K_{\varphi,dyn}$ [MNm/rad]
WEA 1	E-138 EP3 E3-HT-160-ES-C-01	79.567	318.267
WEA 2	E-175 EP5 E1-HT-162-ES-C-01	106.348	425.391
WEA 3	E-175 EP5 E1-HT-162-ES-C-01	106.348	425.391

Tab. 10.2

Die so erreichbaren Drehfedersteifigkeiten des Untergrundes liegen über den geforderten Werten und somit auf der sicheren Seite.

10.2 Grundwasserhöchststand

An allen Standorten sollte von einem Anstieg des Wasserspiegels bis zum Geländeniveau ausgegangen werden. Das wird durch die auftriebssicheren Fundamente berücksichtigt.

10.3 Zulässige Sohlnormalspannung

Für die geplante Anlage ist in der Typenstatik eine Bodenpressung $\sigma_{E,k}$ (s. charakteristische Sohlnormalspannung in der u.a. Tabelle) angegeben, die bei dem maximalen Moment und ausmittiger Belastung auftritt.

Der sog. aufnehmbare Sohldruck 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 $\sigma_{R,d}$ größer als der Bemessungswert der Beanspruchung $\sigma_{E,d}$ senkrecht zur Fundamentsohle ist ($\sigma_{E,d} \leq \sigma_{R,d}$).

Bei dem gewählten Fundamenttyp handelt es sich um ein Standardfundament, bei dem der Grundbruchnachweis für Böden mit konservativ angenommenen Mindestkennwerten geführt wurde. Diese Mindestkennwerte werden bei der empfohlenen Gründung erreicht bzw. überschritten, so dass dadurch bereits der Grundbruchnachweis erbracht ist. Zur Sicherheit werden bei diesem Verfahren vom Baugrundgutachter Kontrollrechnungen für den konkreten Fall durchgeführt. Die Ermittlung der Grundbruchsicherheit erfolgt nach DIN 1054. Das Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Grundbruchspannung ist in der DIN 4017 geregelt.

Der Bemessungswert des Grundbruchwiderstands $\sigma_{R,d}$ für die Bemessungssituation BS-P (permanent) ergibt sich aus der berechneten Grundbruchspannung $\sigma_{R,k}$ unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes $\eta_{R,v} = 1,40$. Der Bemessungswert der Beanspruchung $\sigma_{E,d}$ errechnet sich aus der im Fundamentdatenblatt angegebenen Kantenpressung $\sigma_{E,k}$ multipliziert mit dem Teilsicherheitsbeiwert 1,40.

Bei dem Fundament handelt es sich um ein Kreisringfundament, bei dem die Länge/Breite einer rechteckigen Ersatzfläche L'/B' zugeordnet werden kann. Die wesentlichen Berechnungsergebnisse aus der Grundbruchberechnung (s. Anlage) und den o.g. Randbedingungen werden in der folgenden Tabelle wiedergegeben:

Anlagens tandort	Mindest einbindetiefe UK- Sauberkeits- schicht	Ersatzfläche		Sohnormal- spannung $\sigma_{E,k}$	Grundbruch spannung $\sigma_{R,k}$	Bemessungswert	
		L'	B'			Bean- spruchung $\sigma_{E,d}$	Grundbruch- widerstand $\sigma_{R,d}$
		[m]	[m]			[kN/m ²]	[kN/m ²]
WEA 1	-0,406	13,85	9,05	317	2000	443,8	1428,6
WEA 2	-0,821	45,22	4,81	292	600	408,8	428,6
WEA 3	-0,821	45,22	4,81	292	600	408,8	428,6

Tab. 10.3

Die vorgenannten Berechnungen zur Vorbemessung ergeben, dass die Grundbruchsicherheit im Grenzzustand GEO-2 die Bedingung $\sigma_{E,d} \leq \sigma_{R,d}$ erfüllt. Die angegebenen Bodenpressungen (aufnehmbarer Sohldruck) sind hinsichtlich des Grundbruchkriteriums bei der empfohlenen Flachgründung vorbehaltlich der bei den Gründungsempfehlungen empfohlenen abschließenden Berechnungen zulässig.

10.4 Setzungsbedingte Schiefstellung

Die Gesamtsetzungen der Anlagen wurden überschlägig berechnet (s. Anlage). Bei Zugrundelegung der maximalen Vertikallasten von 39747 kN bzw. 63518 kN und einer angenommenen, sehr ungünstigen Bodenschichtung sind Setzungen in der Größenordnung von < 5 cm zu erwarten. Diese Setzungen liegen noch unter dem zulässigen Wert, der sich als Setzungsdifferenz bei der zulässigen maximalen Schiefstellung einstellen würde.

In der Typenstatik ist ein Wert von 3 mm/m bis max. 67,5 mm bzw. 76,5 mm ausschließlich für setzungsbedingte Schiefstellungen zugelassen. Die Konsolidationssetzungen aus den Fundamentlasten der Anlagen sind daher zulässig.

10.5 Bodenüberdeckung

Die Überdeckung der Fundamentplatten sollte aus humusfreiem Verwitterungslehm und die oberen ca. 0,2 m aus Mutterboden hergestellt werden. Der Füllboden muss auf $\geq 98\%$ der einfachen Proctordichte verdichtet werden. Die Überschüttung der Fundamentplatte mit einer Bodenverdichtung auf $\gamma \geq 18 \text{ kN/m}^3$ ist Teil des statischen Systems.

Die Wiederverwendung des Aushubmaterials aus humusfreiem, lehmigem Sand für die Bodenüberdeckung ist grundsätzlich möglich.

11 Elektrotechnische Erdung

Der spezifische Erdwiderstand wurde im Bereich der Fundamentaufstandsfläche 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 sind der folgenden Tabelle zu entnehmen:

Messort	Anordnung	Abstand Erder – Hilfserder [m]	spez. Erdwiderstand [Ωm]
WEA 1	Wenner	21	196,1
WEA 2	Wenner	21	56,5
WEA 3	Wenner	21	139,8

Tab. 11.1

12 Hinweise zum Wegeneubau und Kranstellflächenbau

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

12.1 Allgemeines

Empfohlen wird, den Wegezustand von Bestandswegen vor Baubeginn zu dokumentieren. Bei einem Durchbruch der Tragschicht sind im Bauverlauf Sanierungsmaßnahmen in Anlehnung an die folgenden Beschreibungen zu kalkulieren. Die Hauptbelastungen, die zu einer Zerstörung der Wege führen können, treten i.d.R. bis zu der Betonage des Fundaments auf. Für den Anlagenaufbau ist bei Bedarf eine Sanierung notwendig, um einen reibungslosen Bauablauf gewährleisten zu können.

Bei den vorhandenen Baugrundverhältnissen sollte zunächst der stärker humose Oberboden (Mutterboden) im Bereich der Kranstellflächen und neuen Wege entfernt werden. Das Aushubplanum liegt dann voraussichtlich überwiegend im schwach lehmigem Fein- bis Mittelsand mit humosen Spuren. Sollten lokal stärkere Aufweichungen oder Humusanreicherungen 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 störungsempfindliche Boden darf mit schwerem Gerät nicht befahren werden, da dadurch stärkere Auflockerungen zu erwarten sind.

Nach Abtrag des Mutterbodens wird voraussichtlich eine Vertiefung um mindestens ca. 0,3/0,5 m gegenüber dem Ursprungsplanum vorliegen.

12.2 Oberbau unter Beachtung der RStO-12

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 $E_{V2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ erreicht werden.

Im vorliegenden Fall werden unter dem Mutterboden in weiten Teilen fein- bis mittelkörnige Sande mit geringen Lehmgehalten angetroffen. Dort kann zumindest in größeren Bereichen mit Verformungsmoduli von $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ gerechnet werden. Das sollte vor Baubeginn für die endgültige Festlegung der Aufbaustärken in einigen Probeschachtungen in den Kranstellflächen z.B. mit Fallplattenversuchen nach TP BF-StB Teil B8.3 oder besser mit statischen Plattendruckversuchen nach DIN 18.134 geprüft werden. Für diese Prüfungen bitten wir um Benachrichtigung und Terminabstimmung.

Wird das **Planum im Bereich geringerer Festigkeit (z.B. bindige oder schwach humose Bereiche) 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. Werden Auf dem Planum mittels Plattendruckversuchen deutlich höhere Werte nachgewiesen, so kann die Tragschichtstärke reduziert werden.

Über dem tragfähigen Planum wird eine **Schottertragschicht** (Kornverteilung für Tragschichtmaterial 0/45 mm nach TL SoB-StB 07) in einer Stärke von ca. 0,5 m aufgebracht und verdichtet. Werden die Kranstellflächen und Wege nach oben aufgebaut und dadurch für eine gute seitliche Entwässerung gesorgt, kann die Tragschichtstärke ggf. auf 0,4 m reduziert werden. Die obere Lage von ca. 0,10/0,15 m kann ggf. zur Schonung der Reifen aus feinerem gebrochenem Schotter (z.B. 0/32 mm) hergestellt werden. Auf der Tragschicht werden vom Anlagenhersteller i.d.R. bestimmte Verformungsmoduli gefordert. Diese sollten beachtet werden.

Die o.g. Bemessung des Oberbaus erfolgt, wie 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 Deformationen

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. Wird die Tragschichtstärke reduziert, sollte im vorliegenden Fall z.B. ein schweres Geovlies, Bändchengewebe oder 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 ein Steifemodul $E_s = 20 \dots 35 \text{ MN/m}^2$ angenommen werden. Das entspricht einem E_{v2} -Wert von ca. $15 \dots 25 \text{ MN/m}^2$.

Bei einer derartigen Bemessung werden üblicherweise im unteren und mittleren Teil der Tragschicht **2 Geogitterlagen** eingebaut, so dass praktisch eine Bewehrung und infolgedessen 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 steif bis halbfesten Lehm ein Kombigewebe aus Vlies und Geogitter aufgelegt und darauf ein insgesamt $\geq 0,4 \text{ m}$ dicker Oberbau aus weitgestuftem, groben Kiessand oder Schotter mit einer dünnen (ca. $10 \dots 15 \text{ cm}$), reifenschonenden Schotterabdeckung, Körnung $0/32 \text{ mm}$, vorgesehen werden. Weitere Probefelder sollten mit einer jeweils 10 cm dickeren Oberbaustärke oder auch unterschiedlichem Material hergestellt und anschließend mit Plattendruckversuchen geprüft werden. Für den Wegebau sind i.d.R. E_{v2} -Werte $\geq 100 \text{ MN/m}^2$ ausreichend. Die Anforderungen des Anlagenherstellers sind aber zu beachten.

12.4 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 durchgeführt. Dabei wurden die ungünstigsten Bodenkennwerte im unterlagernden feinkörnigen Sand angesetzt.

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

Breite der Aufstandsfläche	Bodenpressung
1,0 m	100 kN/m ²
2,0 m	150 kN/m ²
3,0 m	200 kN/m ²
4,0 m	250 kN/m ²
5,0 m	290 kN/m ²
6,0 m und mehr	325 kN/m ²

Tab. 12.1: Zulässige Bodenpressungen für die Kräne (bei Pauschalsicherheitsbeiwert von $\eta = 2$)

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

Somit besteht allseits unter dem Rand der Lastfläche (Baggermatratzen) eine rechnerisch breitere Lastabtragungsfläche im Niveau der „Unterkante Tragschicht“. Die Tragschicht wirkt sich bei einer punktförmigen Last, d.h. der Beanspruchung durch Radfahrzeuge und kleinen Matratzenbreiten 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. 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. Für den Hauptkran ist 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.

12.5 Setzungsverhalten

Die maßgeblichen Setzungen ergeben sich aus dem stärker zusammendrückbaren Lehm zwischen der Bodenvermörtelung und dem kiesigen Sand.

Bei angenommenen Stützlasten des Hauptkrans von $\leq 6000 \text{ kN}$ und einer Abtragung auf ausreichend großen 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 $\leq 5 \text{ cm}$ auftreten können. Der Einfluss der Tragschicht liegt dabei in der Größenordnung von nur ca. 1...2 mm.

Berechnungen zeigen, dass sich biegeweichere Bongossimatratzen um mehrere Zentimeter verformen müssen, bevor nennenswerte Lasten bis zum Rand abgeleitet werden können. Unter der Mitte dieser Matratzen ergeben sich dadurch erheblich höhere Spannungen als bei steiferen Matratzen. Das kann zu höheren Setzungen führen als berechnet.

Erfahrungen haben gezeigt, dass es beim Aufrichten des Auslegers häufig zu übermäßigen Setzungen unter den vorderen Umlenkrollen kommen kann. Auch für diesen Lastfall sollte auf eine entsprechende Lastverteilung geachtet werden. Wird der Kran z.B. bei der Turmmontage oft verfahren, können im Untergrund verbreitete, stärker bindige Böden durch die dynamische Beanspruchung eine ungünstigere Konsistenz annehmen, was sich ebenfalls auf das Setzungsverhalten auswirken kann. Die Kranverfahrenungen sollten daher auf das unbedingt notwendige Maß begrenzt werden und nur auf Baggermatratzen erfolgen.

Bez.: ●	B 1.1 0,5...3,0
Ort:	Ostbevern-Schirl, WEA 1

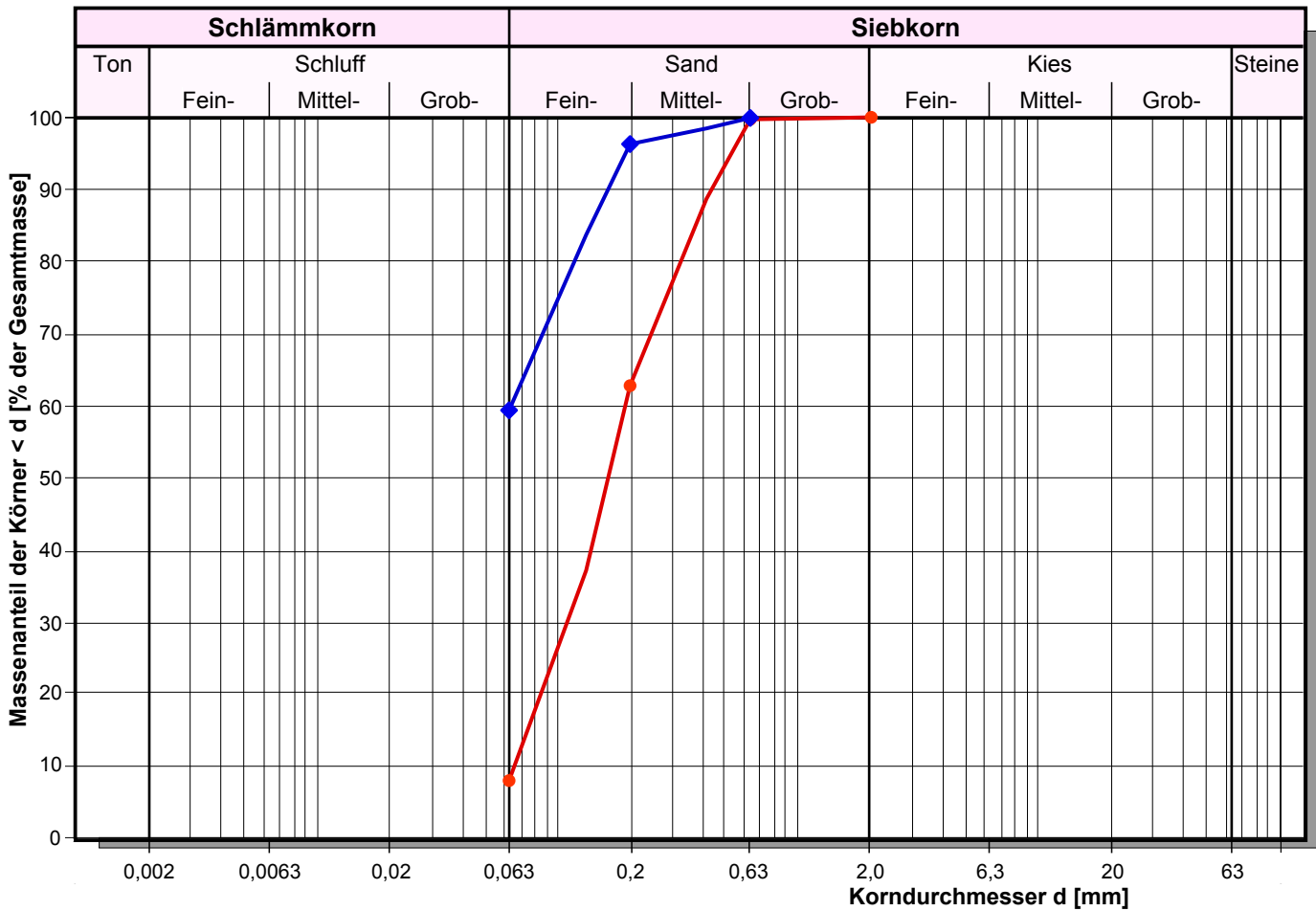
Korngröße d [mm]	Rückstände m [g]	Σ Durchgänge
200,000		100,0%
63,000		100,0%
20,000		100,0%
6,300		100,0%
2,000		100,0%
0,630	0,4	99,7%
0,200	52,6	62,9%
0,063	78,0	8,3%
< 0,063	11,8	
Summe:	142,8	
Masse m_d:	142,8	
Siebverlust		

Anteile	
Stein- [%]	0,0
Kies- [%]	0,0
Sand- [%]	91,7
Schlamm- [%]	8,3
Korndurchmesser	
d ₁₀ [mm]	0,067
d ₃₀ [mm]	0,114
d ₆₀ [mm]	0,192
Ungleichförmigkeitszahl	
U = d ₆₀ /d ₁₀	2,9
Krümmungszahl	
C _c = d ₃₀ ² /(d ₁₀ ·d ₆₀)	1,01
Durchlässigkeit k [m/s]	
n. BEYER	4,8E-05
n. KOZENY/KÖHLER	1,1E-05
Porosität n[-]	0,30
Rauhigkeitsgrad r[-] (rund: 1,5; eckig: 2,8; scharf: 5,5)	1,50

Bez.: ◆	B 2.1 1,0...4,0
Ort:	Ostbevern-Schirl, WEA 2

Korngröße d [mm]	Rückstände m [g]	Σ Durchgänge
200,000		100,0%
63,000		100,0%
20,000		100,0%
6,300		100,0%
2,000		100,0%
0,630	0,1	99,9%
0,200	3,9	96,3%
0,063	39,8	59,5%
< 0,063	64,3	
Summe:	108,1	
Masse m_d:	108,2	
Siebverlust	0,1	0,1%

Anteile	
Stein- [%]	0,0
Kies- [%]	0,0
Sand- [%]	40,5
Schlamm- [%]	59,5
Korndurchmesser	
d ₁₀ [mm]	
d ₃₀ [mm]	
d ₆₀ [mm]	0,064
Ungleichförmigkeitszahl	
U = d ₆₀ /d ₁₀	
Krümmungszahl	
C _c = d ₃₀ ² /(d ₁₀ ·d ₆₀)	
Durchlässigkeit k [m/s]	
n. BEYER	undef.
n. KOZENY/KÖHLER	8,2E-07
Porosität n[-]	0,30
Rauhigkeitsgrad r[-] (rund: 1,5; eckig: 2,8; scharf: 5,5)	1,50



Bezeichnung	Probenbeschreibung nach DIN 4022 (DIN EN ISO 14688)
● B 1.1 0,5...3,0	Sand, schwach schluffig (fS, ms*, u')
◆ B 2.1 1,0...4,0	Schluff, stark sandig (U, fs*, ms')

Bez.:	●	B 2.1 7,0...9,0m
Ort:	Ostbevern-Schirl, WEA 2	

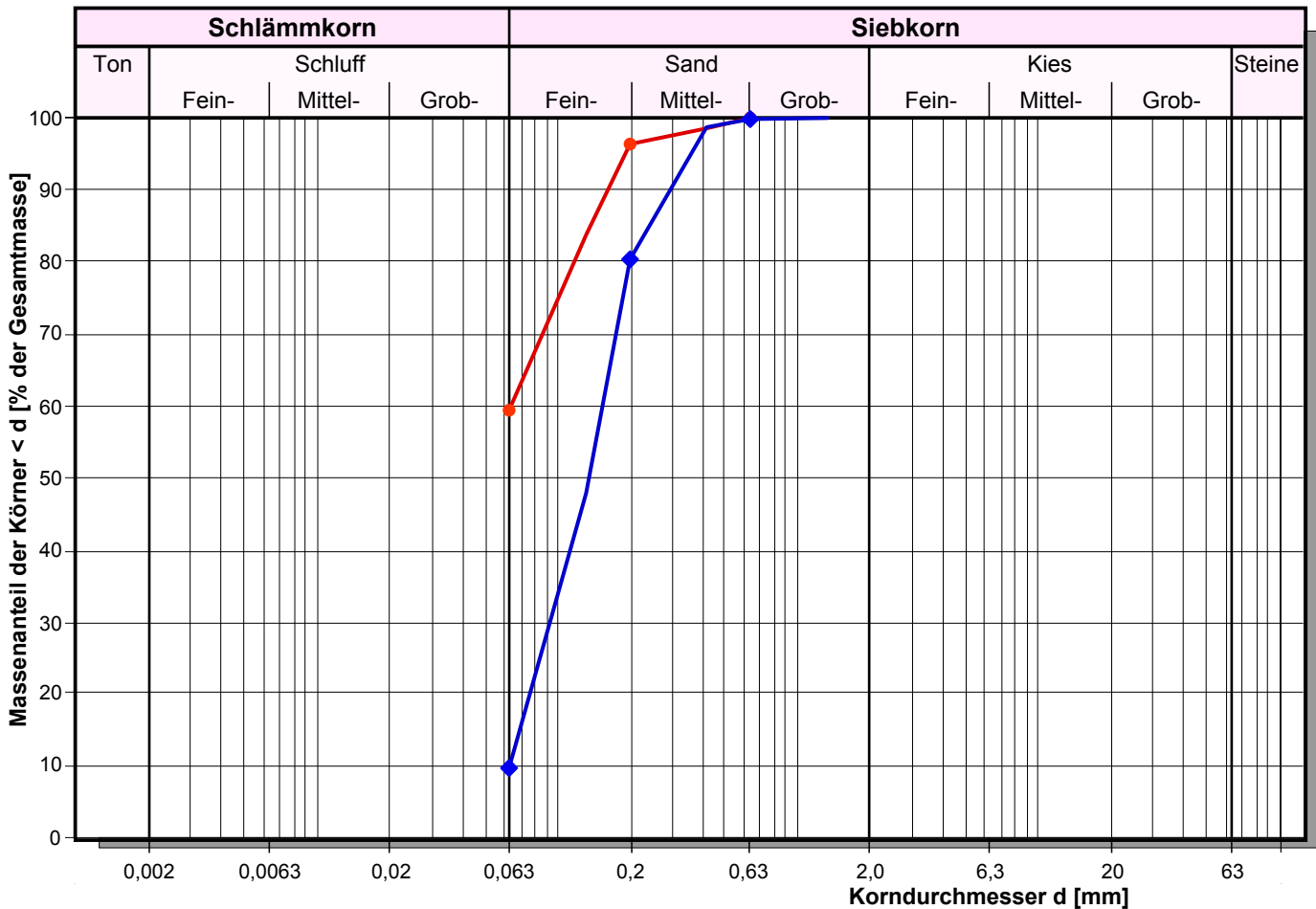
Korngröße d [mm]	Rückstände m [g]	Σ Durchgänge
200,000		100,0%
63,000		100,0%
20,000		100,0%
6,300		100,0%
2,000		100,0%
0,630	0,1	99,9%
0,200	3,9	96,3%
0,063	39,8	59,5%
< 0,063	64,3	
Summe:	108,1	
Masse m_d:	108,2	
Siebverlust	0,1	0,1%

Anteile	
Stein- [%]	0,0
Kies- [%]	0,0
Sand- [%]	40,5
Schlamm- [%]	59,5
Korndurchmesser	
d ₁₀ [mm]	
d ₃₀ [mm]	
d ₆₀ [mm]	0,064
Ungleichförmigkeitszahl	
U = d ₆₀ /d ₁₀	
Krümmungszahl	
C _c = d ₃₀ ² /(d ₁₀ ·d ₆₀)	
Durchlässigkeit k [m/s]	
n. BEYER undef.	
n. KOZENY/KÖHLER	8,2E-07
Porosität n[-]	0,30
Rauhigkeitsgrad r[-] (rund: 1,5; eckig: 2,8; scharf: 5,5)	1,50

Bez.:	◆	B 3.1 0,5...3,0
Ort:	Ostbevern-Schirl, WEA 3	

Korngröße d [mm]	Rückstände m [g]	Σ Durchgänge
200,000		100,0%
63,000		100,0%
20,000		100,0%
6,300		100,0%
2,000		100,0%
0,630	0,3	99,8%
0,200	23,5	80,3%
0,063	85,2	10,0%
< 0,063	12,1	
Summe:	121,1	
Masse m_d:	121,2	
Siebverlust	0,1	0,1%

Anteile	
Stein- [%]	0,0
Kies- [%]	0,0
Sand- [%]	90,0
Schlamm- [%]	10,0
Korndurchmesser	
d ₁₀ [mm]	0,063
d ₃₀ [mm]	0,099
d ₆₀ [mm]	0,157
Ungleichförmigkeitszahl	
U = d ₆₀ /d ₁₀	2,5
Krümmungszahl	
C _c = d ₃₀ ² /(d ₁₀ ·d ₆₀)	0,99
Durchlässigkeit k [m/s]	
n. BEYER	4,2E-05
n. KOZENY/KÖHLER	7,9E-06
Porosität n[-]	0,30
Rauhigkeitsgrad r[-] (rund: 1,5; eckig: 2,8; scharf: 5,5)	1,50



Bezeichnung	Probenbeschreibung nach DIN 4022 (DIN EN ISO 14688)
● B 2.1 7,0...9,0m	Schluff, stark sandig (U, fs*, ms')
◆ B 3.1 0,5...3,0	Sand, schwach schluffig (fS, ms, u')

INSTITUT FRESENIUS GmbH · Am Technologiepark 10 · 45699 Herten

Geotechnisches Büro
Dr. Koppelberg und Gerdes GmbH
Fritz-Peters-Str. 22
47447 Moers

Prüfbericht 6771996
Auftrags Nr. 6894100
Kunden Nr. 10002276

Herr Jens Heiter
Telefon +49 2366/305-600
Fax +49 2366/ 305-611
Jens.heiter@sgs.com

Environmental, Health and Safety

SGS INSTITUT FRESENIUS
GmbH
Am Technologiepark 10
45699 Herten

Herten, 06.03.2024

Ihr Auftrag/Projekt: BV in Ostbevern-Schirl
Ihr Bestellzeichen: 24007-01
Ihr Bestelldatum: 01.02.2024

Prüfzeitraum von 05.02.2024 bis 05.03.2024
Erste laufende Probennummer 240117206
Probeneingang am 05.02.2024

SGS INSTITUT FRESENIUS GmbH

i.A. Dr. Dennis Mo
Customer Service

i.A. Jens Heiter
Customer Service

Seite 1 von 3

Proben von Ihnen übersendet Matrix: Boden

Probenummer 240117206
Bezeichnung B 1.1
(0,5...3,0 m)

Eingangsdatum

Parameter	Einheit		BG	Methode	Lab
Bodenuntersuchungen n. DIN 4030					
Säuregrad n. Baumann-Gully	mL/kg	27	2	DIN 4030-2	*
Sulfat	mg/kg	<10	10	DIN EN ISO 11885	*
Sulfid	mg/kg	<3,0	3	DIN 38 405-D 27	*
Chlorid	mg/kg	66	50	DIN EN ISO 10304-1	*

Proben von Ihnen übersendet Matrix: Boden

Probenummer 240117207
Bezeichnung B 2.1
(1,0...4,0 m)

Eingangsdatum

Parameter	Einheit		BG	Methode	Lab
Bodenuntersuchungen n. DIN 4030					
Säuregrad n. Baumann-Gully	mL/kg	<2	2	DIN 4030-2	*
Sulfat	mg/kg	59	10	DIN EN ISO 11885	*
Sulfid	mg/kg	<3,0	3	DIN 38 405-D 27	*
Chlorid	mg/kg	<50	50	DIN EN ISO 10304-1	*

Proben von Ihnen übersendet Matrix: Boden

Probennummer 240117208
Bezeichnung B 3.1
 (0,5...3,0 m)

Eingangsdatum

Parameter	Einheit		BG	Methode	Lab
Bodenuntersuchungen n. DIN 4030					
Säuregrad n. Baumann-Gully	mL/kg	110	2	DIN 4030-2	*
Sulfat	mg/kg	<10	10	DIN EN ISO 11885	*
Sulfid	mg/kg	<3,0	3	DIN 38 405-D 27	*
Chlorid	mg/kg	<50	50	DIN EN ISO 10304-1	*

*Fremdvergabe

Zusammenfassung der verwendeten Prüfmethoden

DIN 4030-2	2008-06	DIN EN 11885	2009-09
DIN 18123	2011-04	DIN EN ISO 10304-1	2009-07
DIN EN 13656	2003-01	DIN 38 405-D 27	2017-10

Die Laborstandorte der SGS-Gruppe Deutschland und Schweiz gemäß den oben genannten Kürzeln sind aufgeführt unter

<http://www.institut-fresenius.de/filestore/89/laborstandortkuerzelsgs2.pdf>.

*** Ende des Berichts***

Dieses Dokument wurde von der Gesellschaft im Rahmen ihrer Allgemeinen Geschäftsbedingungen für Dienstleistungen erstellt, die unter www.sgs.group.de/agb zugänglich sind. Es wird ausdrücklich auf die darin enthaltenen Regelungen zur Haftungsbegrenzung, Freistellung und zum Gerichtsstand hingewiesen. Dieses Dokument ist ein Original. Wenn das Dokument digital übermittelt wird, ist es als Original im Sinne der UCP 600 zu behandeln. Jeder Besitzer dieses Dokuments wird darauf hingewiesen, dass die darin enthaltenen Angaben ausschließlich die im Zeitpunkt der Dienstleistung von der Gesellschaft festgestellten Tatsachen im Rahmen der Vorgaben des Kunden, sofern überhaupt vorhanden, wiedergeben. Die Gesellschaft ist allein dem Kunden gegenüber verantwortlich. Dieses Dokument entbindet die Parteien von Rechtsgeschäften nicht von ihren insoweit bestehenden Rechten und Pflichten. Jede nicht genehmigte Änderung, Fälschung oder Verzerrung des Inhalts oder des äußeren Erscheinungsbildes dieses Dokuments ist rechtswidrig. Ein Verstoß kann rechtlich geahndet werden.

Höhenbezüge		Anlagentyp Fundamenttyp	Funda- ment- ab- mes- sungen	Durch- mes- ser \varnothing	Höhe $h_{ges.}$	Funda- ment- unter- kante	Gründungs- sohle (UK-Sauberkeits- schicht)	geforderte Drehfeder- steifigkeit, statisch $k_{\varphi, stat}$	geforderte Drehfeder- steifigkeit, dynamisch $k_{\varphi, dyn}$	aufnehm- barer Sohldruck σ_{zul}	zulässige Setzung/ Schiefstellung	
				[m]	[m]	[m u. BZH]	[m u. BZH]	[MNm/rad]	[MNm/rad]	[MN/m ²]		
Bezugspunkt (BZP)	Geländeoberkante am Fundamentmittelpunkt	E-138 EP3 E3-HT-160-ES- C-01	außen	22,5	2,60	0,31	0,41	50.000	310.000	317	Schiefstellung ges. Δs [mm]	68
Bezugshöhe (BZH)	MP = ±0,00 m	Flach mit Auftrieb	innen	4,4							Setzungsdifferenz Δs [mm/m]	3,00
Absolute Höhe BZP [mNHN]		Kreisfundament									Winkelverdrehung α [°]	0,17

Schicht Kurzbeschreibung	Nr.	Ober- grenze	Unter- grenze	Schicht- mächtig- keit unter Gründung M	Rei- bungs- winkel $\varphi'_{,k}$	Kohä- sion $c'_{,k}$	Steifemodul statisch $E_{s,stat,k}$	Steifemodul dynamisch $E_{s,dyn,k}$	Wichte γ_k	Quer- dehnungs- zahl ν	wirksamer Radius OK- Schicht r	Drehfeder- steifigkeit, statisch $k_{\varphi, stat}$	Aus- nut- zung [%]	Drehfeder- steifigkeit, dynamisch $k_{\varphi, dyn}$	Aus- nut- zung [%]
		[m u. BZH]	[m u. BZH]	[m]	[°]	[kN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[kN/m ³]	[-]	[m]	[MNm/rad]	[%]	[MNm/rad]	[%]
Schottertragschicht (Verdichtungsgrad: $D_{pr} \geq 98\%$)	0.1	0,41	0,91	0,50	37,5	0,0	100	300	20,0	0,30	11,25	154.974	32,3	464.923	66,7
RSV im Fein- bis Mittelsand	0.2	0,91	8,00	7,09	35,0	0,0	50	200	20,0	0,33	11,64	79.567	62,8	318.267	97,4
Fein- bis Mittelsand, mitteldicht bis dicht	2.2	8,00	18,00	10,00	35,0	0,0	35	150	19,0	0,33	16,60	161.717	30,9	693.072	44,7
Mergel	3	18,00	20,00	2,00	27,5	5,0	15	100	20,0	0,40	23,60	146.108	34,2	974.055	31,8
Mergelstein	3	20,00	25,00	5,00	30,0	2,5	70	300	20,0	0,33	24,64	1.058.087	4,7	4.534.660	6,8

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_{φ} : Drehfedersteifigkeit
- E_s : Steifemodul
- r: Fundamentradius, bzw. bei quadratischen Fundamenten halbe Kantenlänge [rechnerisch OK-Bodenschicht]
- ν : Querdehnungszahl des Bodens

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

Projekt: Ostbevern-Schirl
WEA 1
Typ: E-138 EP3 E3-HT-160-ES-C-01

Auftraggeber:
Windkraft Schirl Frankenbach GmbH & Co. KG

Berechnung der Drehfedersteifigkeit an den Schichtoberkanten

Gutachten: 24007-01

Anl.: 1.1

Höhenbezüge		Anlagentyp Fundamenttyp	Funda- ment- ab- mes- sungen	Durch- mes- ser \varnothing	Höhe $h_{ges.}$	Funda- ment- unter- kante	Gründungs- sohle (UK-Sauberkeits- schicht)	geforderte Drehfeder- steifigkeit, statisch $k_{\varphi, stat}$	geforderte Drehfeder- steifigkeit, dynamisch $k_{\varphi, dyn}$	aufnehm- barer Sohldruck σ_{zul}	zulässige Setzung/ Schiefstellung				
Bezugspunkt (BZP)	Geländeoberkante am Fundamentmittelpunkt	E-175 EP5 E1-HT-162-ES- C-01	außen	25,5	2,90	0,72	0,82	40.000	200.000	292	Schiefstellung ges. Δs [mm]	77			
Bezugshöhe (BZH)	MP = ±0,00 m	Flach mit Auftrieb	innen	15,88							Setzungsdifferenz Δs [mm/m]	3,00			
Absolute Höhe BZP [mNHN]		Kreisfundament									Winkelverdrehung α [°]	0,17			
Schicht Kurzbeschreibung	Nr.	Ober- grenze	Unter- grenze	Schicht- mächtig- keit unter Gründung M	Rei- bungs- winkel $\varphi'_{,k}$	Kohä- sion $c'_{,k}$	Steifemodul statisch $E_{s,stat,k}$	Steifemodul dynamisch $E_{s,dyn,k}$	Wichte γ_k	Quer- deh- nungs- zahl ν	wirksamer Radius OK- Schicht r	Drehfeder- steifigkeit, statisch $k_{\varphi, stat}$	Aus- nut- zung [%]	Drehfeder- steifigkeit, dynamisch $k_{\varphi, dyn}$	Aus- nut- zung [%]
Schottertragschicht (Verdichtungsgrad: $D_{pr} \geq 98\%$)	0.1	0,82	0,91	0,09	37,5	0,0	100	300	20,0	0,30	12,75	225.597	17,7	676.791	29,6
RSV im Fein- bis Mittelsand	0.2	0,91	8,00	7,09	35,0	0,0	50	200	20,0	0,33	12,82	106.348	37,6	425.391	47,0
Fein- bis Mittelsand, mitteldicht bis dicht	2.2	8,00	18,00	10,00	35,0	0,0	35	150	19,0	0,33	17,78	198.762	20,1	851.838	23,5
Mergel	3	18,00	20,00	2,00	27,5	5,0	15	100	20,0	0,40	24,78	169.167	23,6	1.127.780	17,7
Mergelstein	3	20,00	25,00	5,00	30,0	2,5	70	300	20,0	0,33	25,83	1.217.688	3,3	5.218.665	3,8

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_{φ} : Drehfedersteifigkeit
- E_s : Steifemodul
- r: Fundamentradius, bzw. bei quadratischen Fundamenten halbe Kantenlänge (rechnerisch OK-Bodenschicht)
- ν : Querdehnungszahl des Bodens

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

Projekt: Ostbevern-Schirl
WEA 2 + 3
Typ: E-175 EP5 E1-HT-162-ES-C-01

Auftraggeber:
Windkraft Schirl Frankenbach GmbH & Co. KG

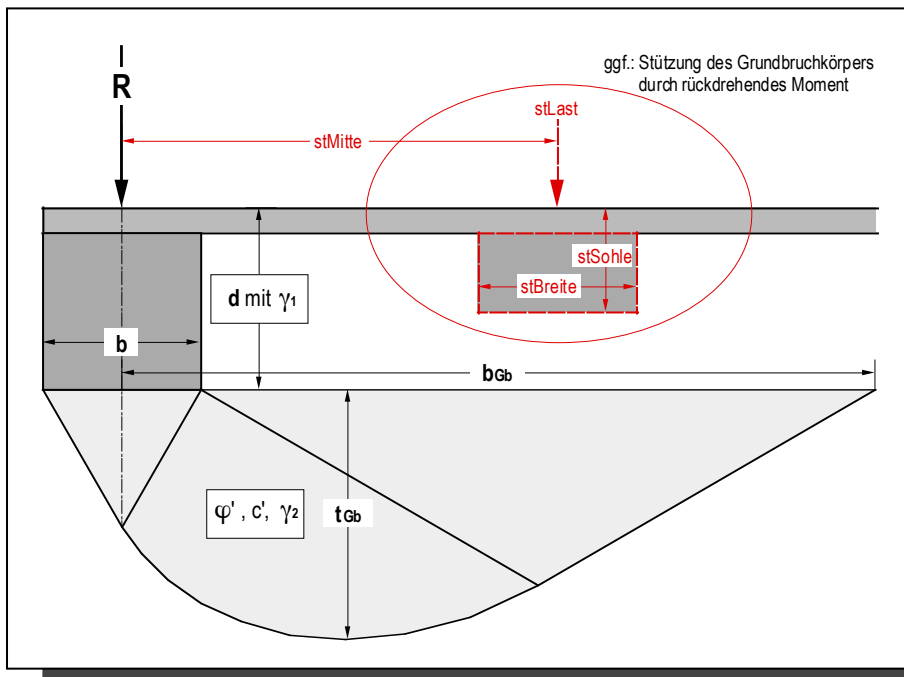
Berechnung der Drehfedersteifigkeit an den Schichtoberkanten

Gutachten: 24007-01

Anl.: 1.2

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

PosNr: Bezeichnung des Fundamentes

a: Länge des Fundamentes

b: Breite des Fundamentes

d: Einbindetiefe des Fundamentes

ϕ ' [°]: Reibungswinkel des Bodens

c' : Kohäsion des Bodens

γ_1 : Wichte Boden über Fundamentsohle

γ_2 : Wichte Boden unter Fundamentsohle

stMitte : Distanz Mitte Fundament - Mitte Stützkörper

stBreite: Breite des Stützkörpers

stSohle : Sohlentiefe des Stützkörpers; stSohle ≤ d

stLast : Stützlinienlast

1. WEA 1 Gründung in: Tragschicht über RSV und Sand

■ 1.2 Graphik der zul. Sohlnormalspannung als Funktion der Fundamentbreite

```

dPlatte = 0.0 m; (* Stärke der Bodenplatte *)
d = 0.41 m; (* Mindesteinbindetiefe incl.SS *)

gamBeton = 25.0 kN/m^3; (* Wichte Beton *)
gamBoden = 10.0 kN/m^3; (* Wichte Boden *)

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

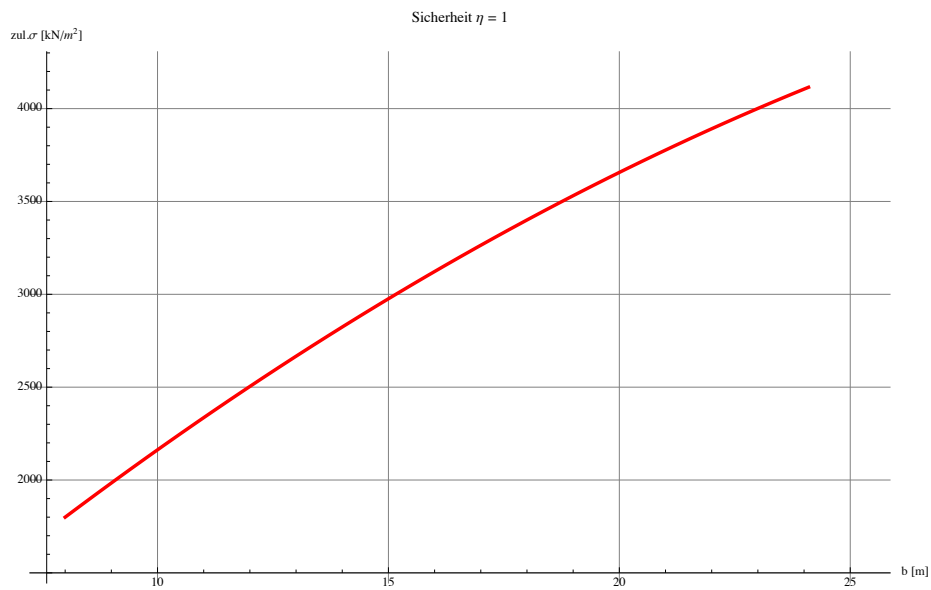
phi = 35;
c = 0 kN/m^2;

a = 25.5 m;

eta = 1;
b = .; bMin = 8.0; bMax = 25.5;

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,1500},
PlotStyle->{Thickness[0.004],RGBColor[1,0,0],Dashing[{1]}},
AxesLabel->{"b [m]", "zul.σ [kN/!\\(m^2\\)"}],
PlotLabel->StringJoin["Sicherheit η = ",ToString[eta]]]

```



2. WEA 2+3 Gründung in: Tragschicht über RSV und Sand

■ 2.2 Graphik der zul. Sohlnormalspannung als Funktion der Fundamentbreite

```

dPlatte = 0.0 m; (* Stärke der Bodenplatte *)
d = 0.82 m; (* Mindesteinbindetiefe incl.SS *)

gamBeton = 25.0 kN/m^3; (* Wichte Beton *)
gamBoden = 10.0 kN/m^3; (* Wichte Boden *)

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

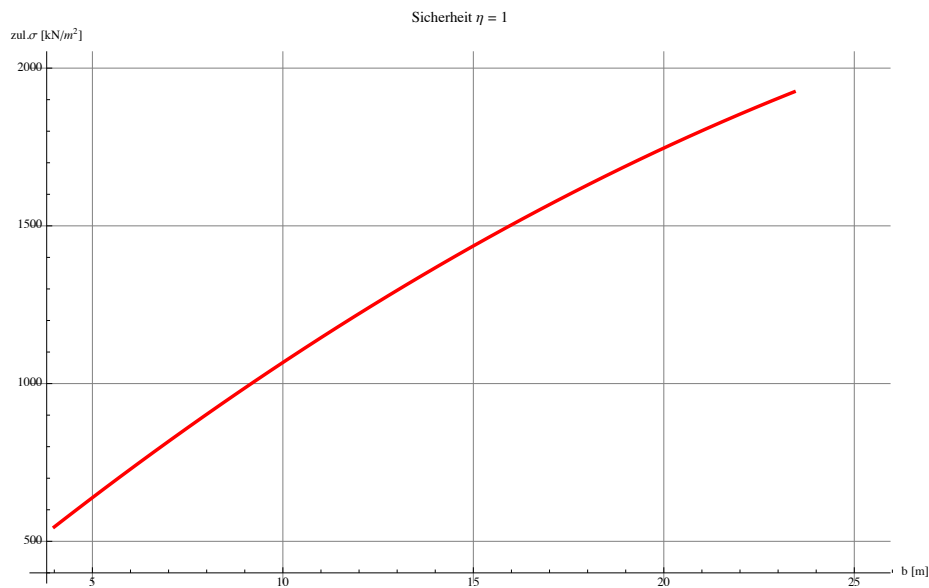
phi = 30;
c = 0 kN/m^2;

a = 25.5 m;

eta = 1;
b = .; bMin = 4.0; bMax = 25.5;

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,400},
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

```

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

```

1. WEA 1

1.1 Bodenpressungen

```

bSigma = {{9.05m, 317 kN/m^2}
};

```

1.2 Listen: Schichtunterkanten - Steifemoduli:

```

GOK   = 100 mNN; (* mittlere Geländeöhe *)
OKKS  = 100 mNN; (* OK Kellersohle *)
GWSp  = 100 mNN; (* mittlerer Wasserspiegel *)

SchichtenFolge = {{99.1mNN, 70.0MN/m^2}, (* 0.1 *)
                  {92.0mNN, 50.0MN/m^2}, (* 0.2 *)
                  {82.5mNN, 35.0MN/m^2}, (* 2.2 *)
                  {80.0mNN, 15.0MN/m^2}, (* 3.1 *)
                  {70.0mNN, 70.0MN/m^2} (* 3.2 *)
};

```

1.3 Listen: Fundamentgeometrie, Gründungssohle und Bodenpressung:

■ 1 Einzelfundamente mit quadratischen Grundflächen

```

Lastfaktor = 1;      (* 100% ständige Lasten *)
d           = 0.406; (* Einbindetiefe einschl. Sauberkeitsschicht *)

PosNr      = "Pos. P1";
P          = 39747 kN;      (* Einzellast *)
b          = 9.05;        (* Breite des Fundamentes *)
a          = 13.85;       (* Länge des Fundamentes *)
zGrSohle   = OKKS-d;     (* Gründungssohle *)
sigma      = P/(a*b) Lastfaktor; (* Bodenpressung *)
posFP1     = {PosNr, a,b,d, zGrSohle, sigma};

```

1.4 Bestimmung der Setzungen (ungünstigster Fall):

■ 1 Einzelfundamente

CalcSetzung[SchichtenFolge, posFP1, SigmaVor->{GOK, 19kN/m³, GWSp, 12kN/m³},
SigmaEff->True, Grenztiefe->DIN4019]

ERGEBNISSE DER SETZUNGSBERECHNUNG NACH DIN 4019:
=====

FUNDAMENT: Pos. P1

Länge a [m]: 13.85
Breite b [m]: 9.05
Höhe d [m]: 0.41
Gründungssohle [mNN]: 99.59
Sigma [MN/m²]: 0.317
Belastung GQk [kN]: 39 747.

Angaben zur Bestimmung von Sigma (überlagerung):

GOK [mNN]: 100.
Gamma [kN/m³]: 19.
GW-Höhe [mNN]: 100.
Gamma' [kN/m³]: 12.

Berücksichtigung von Fundamentgewicht und Aushubentlastung:

eff.Sigma [MN/m²]: 0.32

Koordinaten für den Berechnungspunkt:

Kennzeichnender Punkt

Grenztiefe für die Setzungsrechnung:

u.Gründungssohle [m]: 17.42
in [mNN]: 82.17

PARTIALSETZUNGEN:

z1=0.m (99.6mNN)	z2=0.5m (99.1mNN)	Es=70.MN/m ²	Δs=0.22cm
z1=0.5m (99.1mNN)	z2=7.6m (92.mNN)	Es=50.MN/m ²	Δs=2.52cm
z1=7.6m (92.mNN)	z2=17.1m (82.5mNN)	Es=35.MN/m ²	Δs=1.86cm
z1=17.1m (82.5mNN)	z2=17.4m (82.2mNN)	Es=15.MN/m ²	Δs=0.1cm

GESAMTSETZUNG: ca. 4.7cm in {x',y'} = {5.12m, 3.35m}

2. WEA 2 und 3

2.1 Bodenpressungen

```
bSigma = {{4.81m, 292 kN/m^2}
};
```

2.2 Listen: Schichtunterkanten - Steifemoduli:

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

SchichtenFolge = {{99.1mNN, 70.0MN/m^2}, (* 0.1 *)
                  {92.0mNN, 50.0MN/m^2}, (* 0.2 *)
                  {82.5mNN, 35.0MN/m^2}, (* 2.2 *)
                  {80.0mNN, 15.0MN/m^2}, (* 3.1 *)
                  {70.0mNN, 70.0MN/m^2} (* 3.2 *)
};
```

2.3 Listen: Fundamentgeometrie, Gründungssohle und Bodenpressung:

■ 1 Einzelfundamente mit quadratischen Grundflächen

```
Lastfaktor = 1; (* 100% ständige Lasten *)
d = 0.821; (* Einbindetiefe einschl. Sauberkeitsschicht *)

PosNr = "Pos. P2";
P = 63518 kN; (* Einzellast *)
b = 4.81; (* Breite des Fundamentes *)
a = 45.22; (* Länge des Fundamentes *)
zGrSohle = OKKS-d; (* Gründungssohle *)
sigma = P/(a*b) Lastfaktor; (* Bodenpressung *)
posFP2 = {PosNr, a,b,d, zGrSohle, sigma};
```

2.4 Bestimmung der Setzungen (ungünstigster Fall):

■ 1 Einzelfundamente

```
CalcSetzung[SchichtenFolge,posFP2,SigmaVor->{GOK,19kN/m^3, GWSp,12kN/m^3},
SigmaEff->True, Grenztiefe->DIN4019]
```

ERGEBNISSE DER SETZUNGSBERECHNUNG NACH DIN 4019:

=====

FUNDAMENT: Pos. P2
 Länge a [m]: 45.22
 Breite b [m]: 4.81
 Höhe d [m]: 0.82
 Gründungssohle [mNN]: 99.18
 Sigma [MN/m²]: 0.292
 Belastung GQk [kN/m]: 1405.

Angaben zur Bestimmung von Sigma(überlagerung):

GOK [mNN]: 100.
 Gamma [kN/m³]: 19.
 GW-Höhe [mNN]: 100.
 Gamma' [kN/m³]: 12.

Berücksichtigung von Fundamentgewicht und Aushubentlastung:

eff.Sigma [MN/m²]: 0.297

Koordinaten für den Berechnungspunkt:

Kennzeichnender Punkt

Grenztiefe für die Setzungsberechnung:

u.Gründungssohle [m]: 16.04
 in [mNN]: 83.14

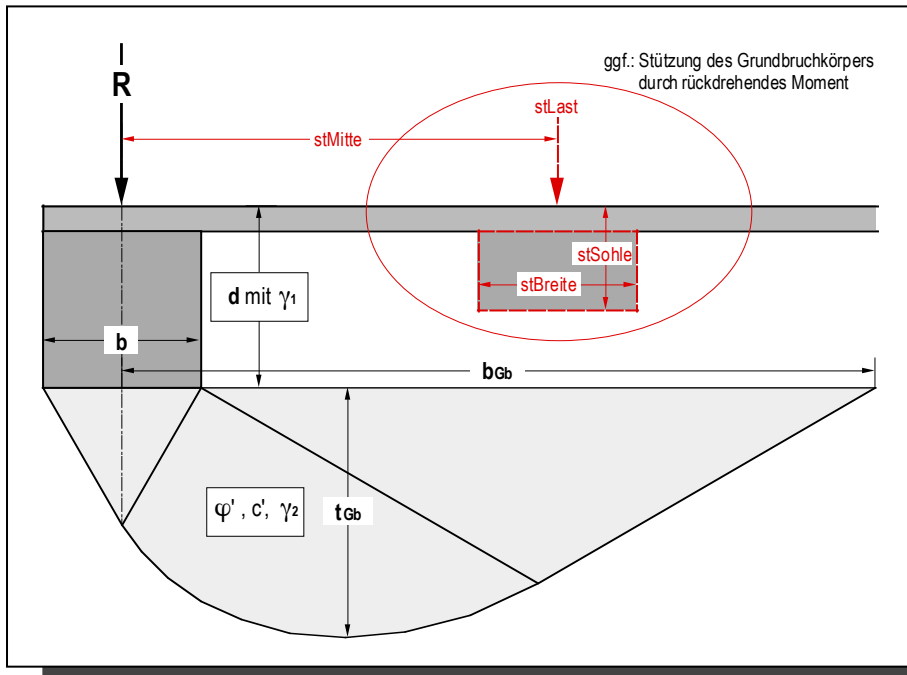
PARTIALSETZUNGEN:

z1=0.m(99.2mNN)	z2=0.1m(99.1mNN)	Es=70.MN/m ²	Δs=0.03cm
z1=0.1m(99.1mNN)	z2=7.2m(92.mNN)	Es=50.MN/m ²	Δs=2.39cm
z1=7.2m(92.mNN)	z2=16.m(83.1mNN)	Es=35.MN/m ²	Δs=1.58cm

GESAMTSETZUNG: ca. 4.cm in {x',y'} = {16.73m,1.78m}

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

ϕ ' [°]: Reibungswinkel des Bodens

c' : Kohäsion des Bodens

γ_1 : Wichte Boden über Fundamentsohle

γ_2 : Wichte Boden unter Fundamentsohle

stMitte : Distanz Mitte Fundament - Mitte Stützkörper

stBreite: Breite des Stützkörpers

stSohle : Sohlentiefe des Stützkörpers; stSohle ≤ 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 = 12.0 kN/m^3; (* Wichte Boden *)

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

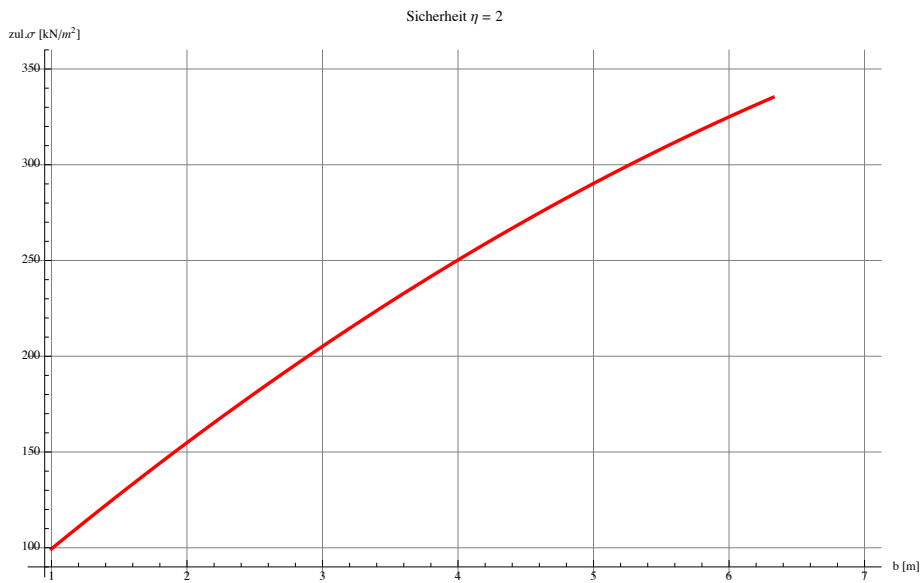
phi = 30;
c   = 2.5 kN/m^2;

a = 7.0 m;

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

Plot[DIN4017T1["POS 1", a,b,d, phi,c,gammal,gamma2, PrintErg->False][[1]]/eta,{b, bMin, bMax},
GridLines->Automatic, AxesOrigin->{bMin-0.05*bMin,90},
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*TM 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^2]
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^2]

=====
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, 100 kN/m^2},
          {2.0m, 150 kN/m^2},
          {3.0m, 200 kN/m^2},
          {4.0m, 250 kN/m^2},
          {5.0m, 290 kN/m^2},
          {6.0m, 325 kN/m^2}
};

GOK = 100.2 mNN; (* mittlere Geländehöhe *)
OKRF = 100.2 mNN; (* OK Rohfußboden *)
GWSp = 99.0 mNN; (* mittlerer Wasserspiegel *)

(* günstigste Kombination der Steifemoduli *)
SchichtenFolge1 = {{99.5mNN, 120.0MN/m^2}, (* TS *)
                  {99.1mNN, 60.0MN/m^2}, (* Planum *)
                  {88.0mNN, 35.0MN/m^2}, (* 2.1*)
                  {80.0mNN, 50.0MN/m^2} (* 2.2*)
};

(* ungünstigste Kombination der Steifemoduli *)
SchichtenFolge2 = {{99.5mNN, 100.0MN/m^2}, (* TS *)
                  {99.1mNN, 45.0MN/m^2}, (* Planum *)
                  {82.0mNN, 15.0MN/m^2}, (* 2.1*)
                  {80.0mNN, 35.0MN/m^2} (* 2.2*)
};

```

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        = 250 kN/m; (* Streckenlast *)
a          = 8 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          = 6000 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

SchichtenFolge = SchichtenFolge1;

CalcSetzung[SchichtenFolge,posFq1,SigmaVor->{GOK,19kN/m³, GWSp,12kN/m³},
SigmaEff->False, GrenzTiefe->DIN4019]

ERGEBNISSE DER SETZUNGSBERECHNUNG NACH DIN 4019:

=====

FUNDAMENT: Pos. GQk = 1

Länge a [m]: 8.
Breite b [m]: 1.75
Höhe d [m]: 0.2
Gründungssohle [mNN]: 100.
Sigma [MN/m²]: 0.143
Belastung GQk [kN]: 2000.

Angaben zur Bestimmung von Sigma(überlagerung):

GOK [mNN]: 100.2
Gamma [kN/m³]: 19.
GW-Höhe [mNN]: 99.
Gamma' [kN/m³]: 12.

Koordinaten für den Berechnungspunkt:

Kennzeichnender Punkt

Grenztiefe für die Setzungsrechnung:

u.Gründungssohle [m]: 5.72
in [mNN]: 94.28

PARTIALSETZUNGEN:

z1=0.m(100.mNN)	z2=0.5m(99.5mNN)	Es=120.MN/m ²	Δs=0.05cm
z1=0.5m(99.5mNN)	z2=0.9m(99.1mNN)	Es=60.MN/m ²	Δs=0.06cm
z1=0.9m(99.1mNN)	z2=5.7m(94.3mNN)	Es=35.MN/m ²	Δs=0.5cm

GESAMTSETZUNG: ca. 0.61cm in {x',y'} = {2.96m,0.65m}

CalcSetzung[SchichtenFolge,posFP1,SigmaVor->{GOK,19kN/m³, GWSp,12kN/m³},
SigmaEff->False, GrenzTiefe->DIN4019]

ERGEBNISSE DER SETZUNGSBERECHNUNG NACH DIN 4019:

=====

FUNDAMENT: Pos. P1

Länge a [m]: 4.7
Breite b [m]: 4.7
Höhe d [m]: 0.2
Gründungssohle [mNN]: 100.
Sigma [MN/m²]: 0.272
Belastung GQk [kN]: 6000.

Angaben zur Bestimmung von Sigma(überlagerung):

GOK [mNN]: 100.2
Gamma [kN/m³]: 19.
GW-Höhe [mNN]: 99.
Gamma' [kN/m³]: 12.

Koordinaten für den Berechnungspunkt:

Kennzeichnender Punkt

Grenztiefe für die Setzungsrechnung:

u.Gründungssohle [m]: 9.51
in [mNN]: 90.49

PARTIALSETZUNGEN:

z1=0.m(100.mNN)	z2=0.5m(99.5mNN)	Es=120.MN/m ²	Δs=0.11cm
z1=0.5m(99.5mNN)	z2=0.9m(99.1mNN)	Es=60.MN/m ²	Δs=0.14cm
z1=0.9m(99.1mNN)	z2=9.5m(90.5mNN)	Es=35.MN/m ²	Δs=1.71cm

GESAMTSETZUNG: ca. 1.96cm in {x',y'} = {1.74m,1.74m}

■ 3.2 Ungünstigste Kombination der Steifemoduli: Setzungen und Bettungsmoduli

SchichtenFolge = SchichtenFolge2;

CalcSetzung(SchichtenFolge, posPq1, SigmaVor->(GOK,19kN/m³, GWSp,12kN/m³),
SigmaEff->False, GrenzTiefe->DIN4019)

ERGEBNISSE DER SETZUNGSBERECHNUNG NACH DIN 4019:

FUNDAMENT: Pos. GQk = 1
 Länge a [m]: 8.
 Breite b [m]: 1.75
 Höhe d [m]: 0.2
 Gründungssohle [mNN]: 100.
 Sigma [MN/m²]: 0.143
 Belastung GQk [kN]: 2000.

Angaben zur Bestimmung von Sigma(überlagerung):

GOK [mNN]: 100.2
 Gamma [kN/m³]: 19.
 GW-Höhe [mNN]: 99.
 Gamma' [kN/m³]: 12.

Koordinaten für den Berechnungspunkt:
 Kennzeichnender Punkt

Grenztiefe für die Setzungsrechnung:

u.Gründungssohle [m]: 5.72
 in [mNN]: 94.28

PARTIALSETZUNGEN:

z1=0.m(100.mNN)	z2=0.5m(99.5mNN)	Es=100.MN/m ²	Δs=0.06cm
z1=0.5m(99.5mNN)	z2=0.9m(99.1mNN)	Es=45.MN/m ²	Δs=0.08cm
z1=0.9m(99.1mNN)	z2=5.7m(94.3mNN)	Es=15.MN/m ²	Δs=1.16cm

GESAMTSETZUNG: ca. 1.31cm in {x',y'} = {2.96m,0.65m}

CalcSetzung(SchichtenFolge, posPp1, SigmaVor->(GOK,19kN/m³, GWSp,12kN/m³),
SigmaEff->False, GrenzTiefe->DIN4019)

ERGEBNISSE DER SETZUNGSBERECHNUNG NACH DIN 4019:

FUNDAMENT: Pos. P1
 Länge a [m]: 4.7
 Breite b [m]: 4.7
 Höhe d [m]: 0.2
 Gründungssohle [mNN]: 100.
 Sigma [MN/m²]: 0.272
 Belastung GQk [kN]: 6000.

Angaben zur Bestimmung von Sigma(überlagerung):

GOK [mNN]: 100.2
 Gamma [kN/m³]: 19.
 GW-Höhe [mNN]: 99.
 Gamma' [kN/m³]: 12.

Koordinaten für den Berechnungspunkt:
 Kennzeichnender Punkt

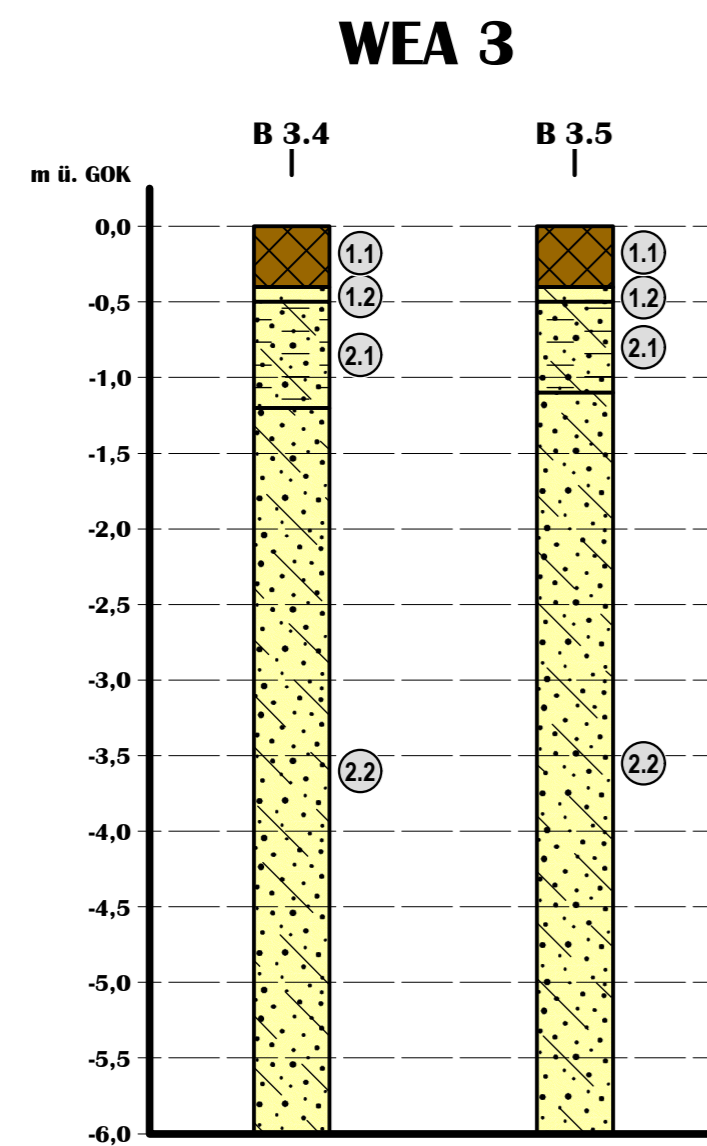
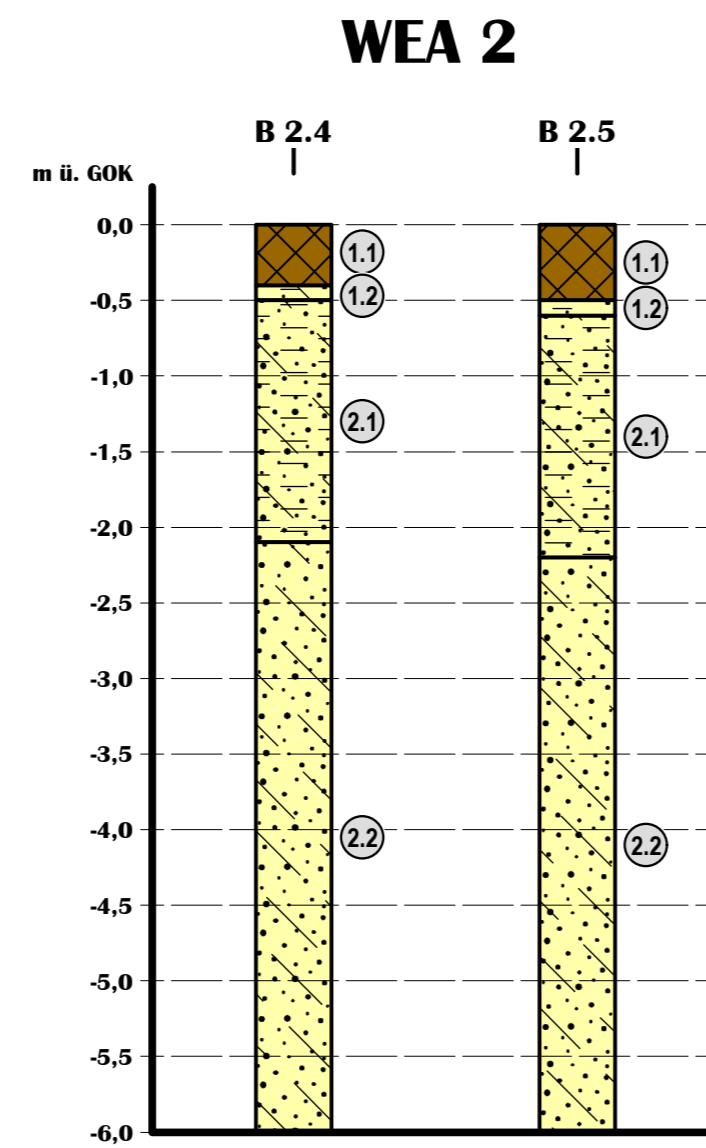
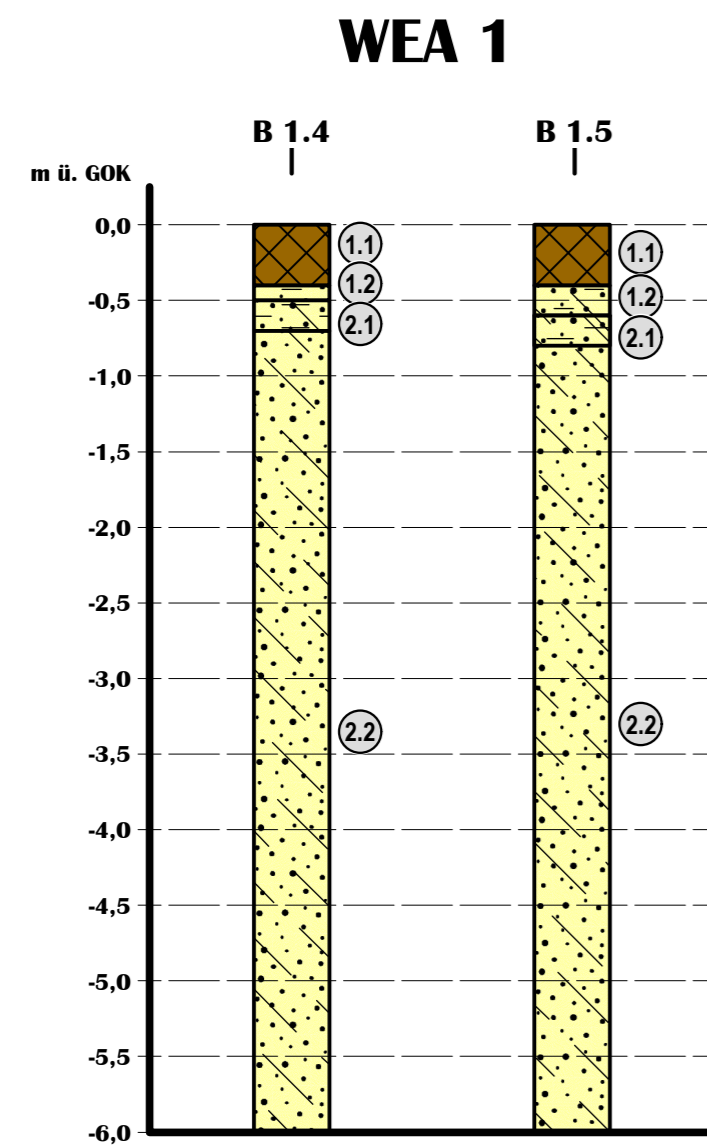
Grenztiefe für die Setzungsrechnung:

u.Gründungssohle [m]: 9.51
 in [mNN]: 90.49

PARTIALSETZUNGEN:

z1=0.m(100.mNN)	z2=0.5m(99.5mNN)	Es=100.MN/m ²	Δs=0.13cm
z1=0.5m(99.5mNN)	z2=0.9m(99.1mNN)	Es=45.MN/m ²	Δs=0.19cm
z1=0.9m(99.1mNN)	z2=9.5m(90.5mNN)	Es=15.MN/m ²	Δs=3.99cm

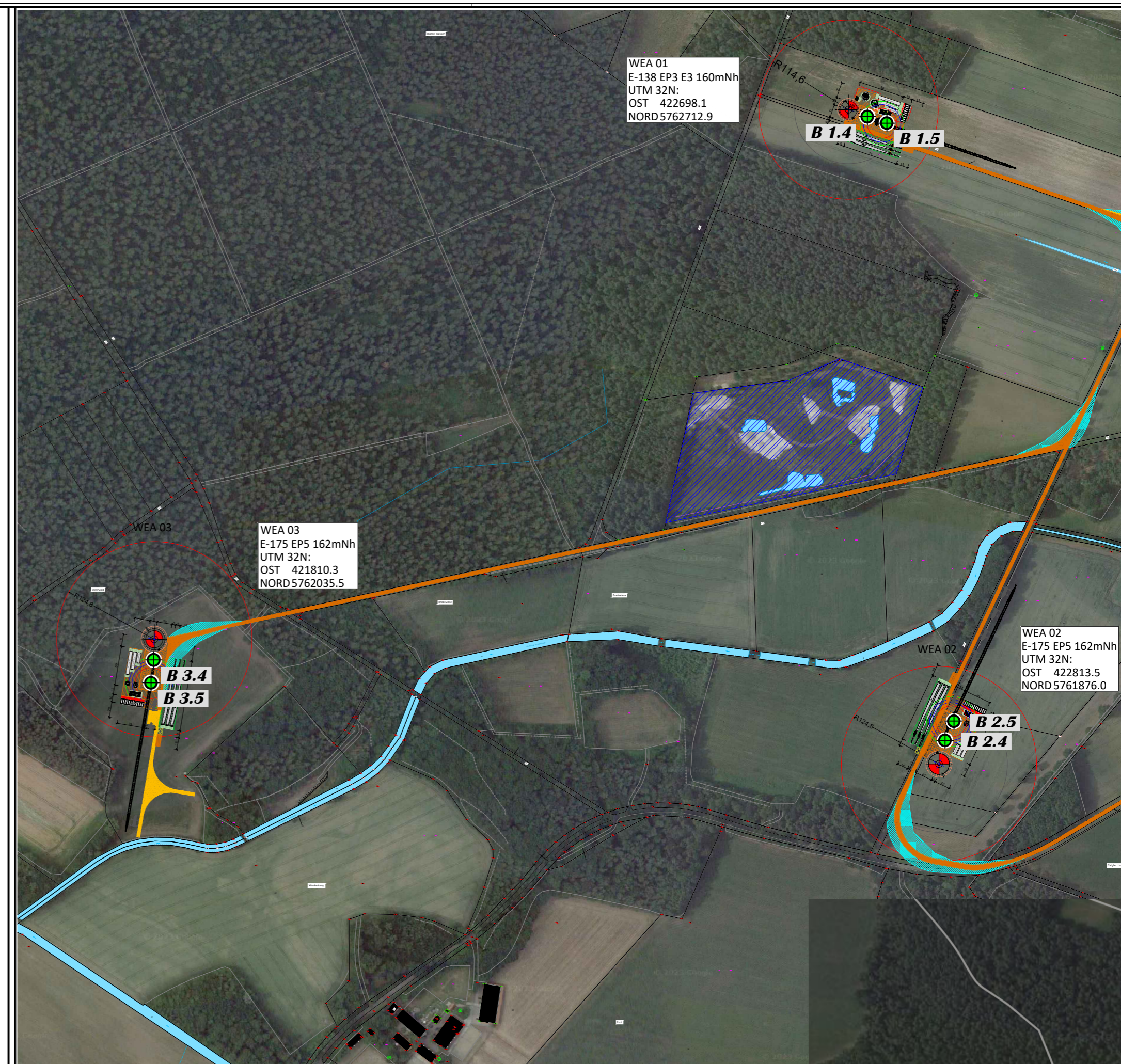
GESAMTSETZUNG: ca. 4.32cm in {x',y'} = {1.74m,1.74m}



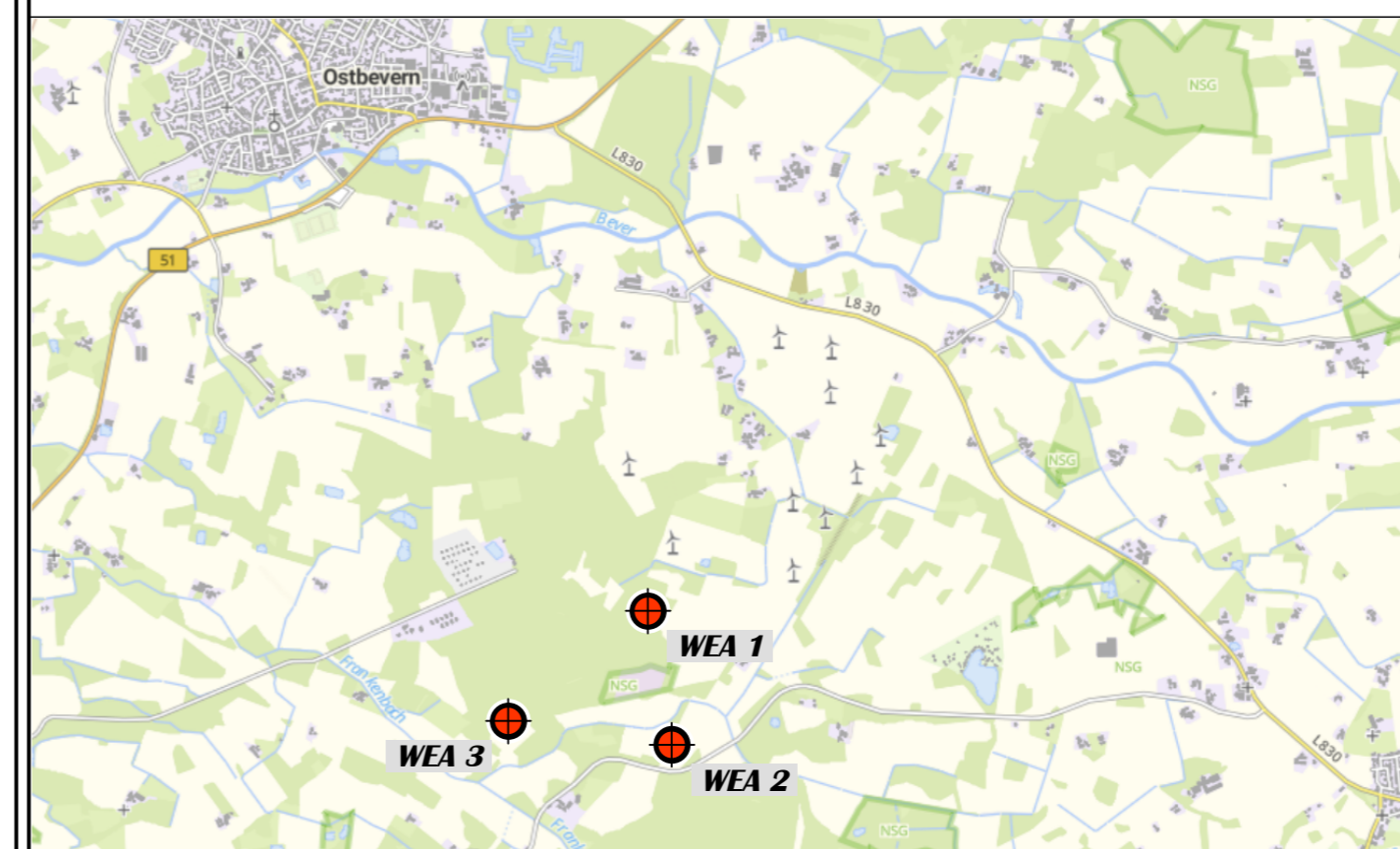
Legende:

	1.1 Mutterboden
	1.2 Fein- bis Mittelsand, schwach schluffig, mit humosen Spuren
	2.1 Fein- bis Mittelsand, schwach schluffig, lagenweise Wurzelreste
	2.2 Fein- bis Mittelsand, mit wechselnden Schluffgehalt
	3 Fels, stark verwittert (Mergel und Mergelstein)

Interpolierte Schichtenprofile WEA 1...WEA 3, Maßstab 1:50



Lageplan mit Untersuchungen, Maßstab 1:5000



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

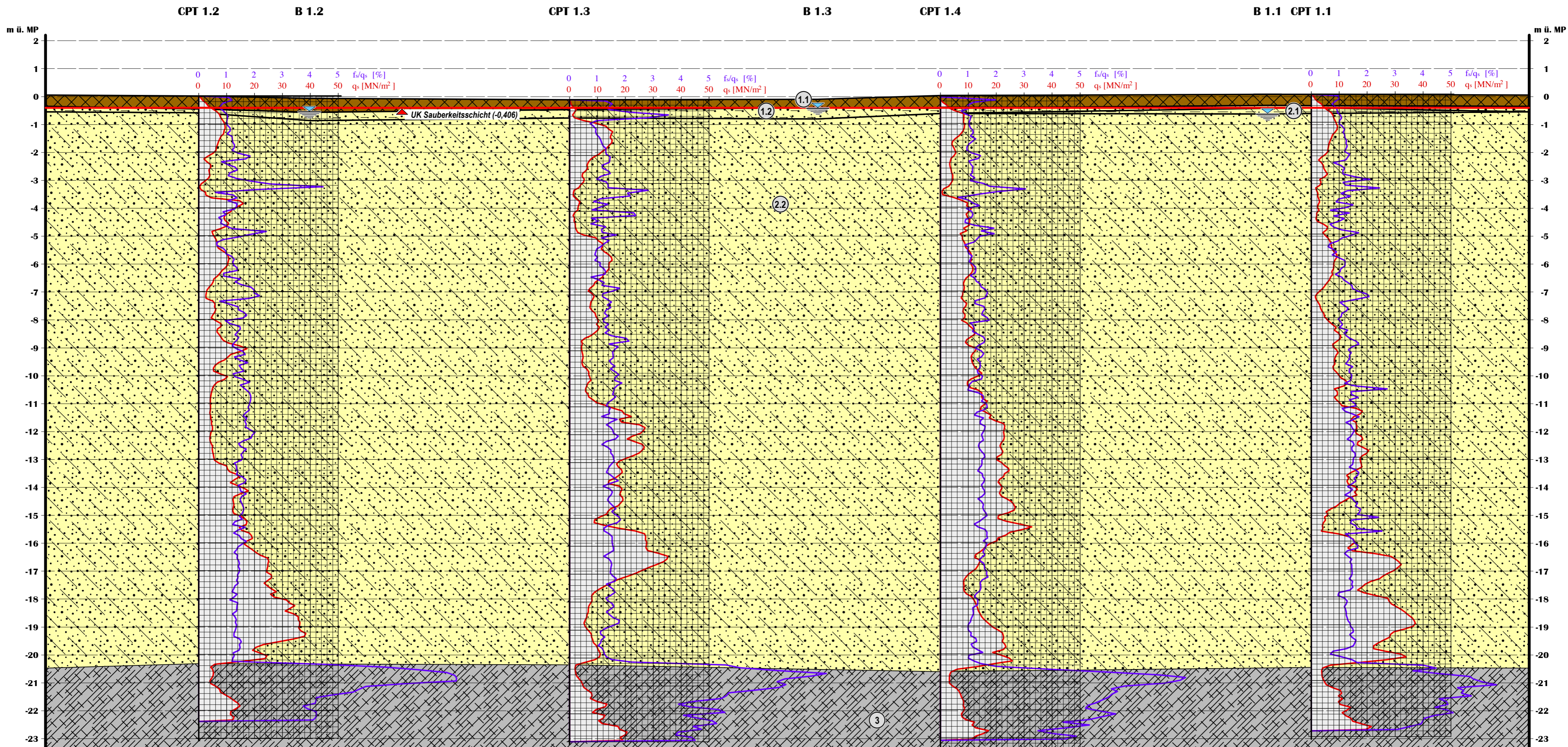
Projekt: Neubau von 3 WEA
 Typ: 1x E-138 EP3 E3-HT-160-ES-C-01
 2x E-175 EP5 E1-HT-162-ES-C-01
 WP Schirl 48346 Ostbevern

Auftraggeber:
 Windkraft Schirl Frankenbach GmbH & Co. KG
 Schirl 24 48346 Ostbevern

Planinhalt:
 • Lageplan mit Untersuchungen, Maßstab 1:5000
 • Interpolierte Schichtenprofile, Maßstab 1:50
 • Übersichtslageplan, ohne Maßstab

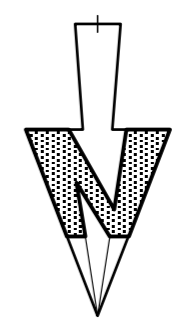
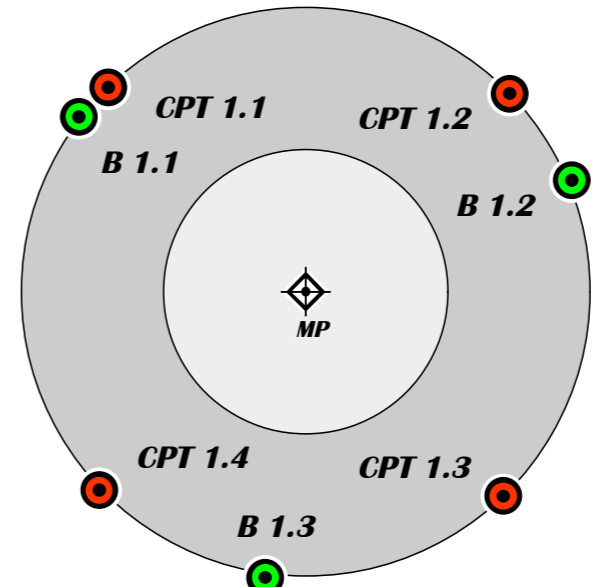
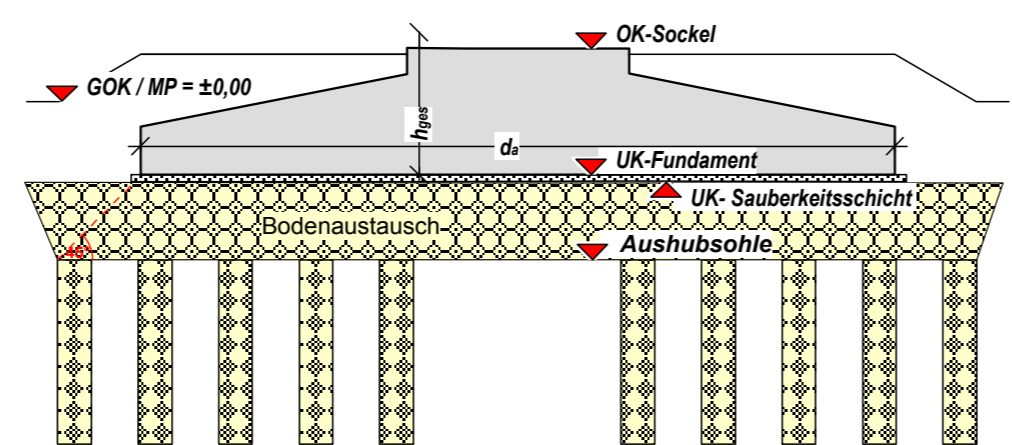
Bearbeiter: J. Weghs	Plan-Bez.: 24007-01-2	Datum: 24.01.2024
-------------------------	--------------------------	----------------------

Maßstab:	Gutachten-Nr.: 24007-01	Anlage: 2
----------	----------------------------	--------------



- Legende:**
- 1.1 Mutterboden
 - 1.2 Fein- bis Mittelsand, schwach schluffig, mit humosen Spuren
 - 2.1 Fein- bis Mittelsand, schwach schluffig, lagenweise Wurzelreste
 - 2.2 Fein- bis Mittelsand, mit wechselnden Schluffgehalt
 - 3 Fels, stark verwittert (Mergel und Mergelstein)

Fundamentgeometrie		E-138 EP3 E3-HT-160-ES-C-01
		Flachgründung mit Auftrieb
Außendurchmesser d_a [m]		22,50
Weichschichtdurchmesser [m]		4,40
Fundamenthöhe h_{ges} [m]		2,60
Statische Gründungssohle [m ü. GOK]		-0,306
UK Sauberkeitsschicht [m ü. GOK]		-0,406



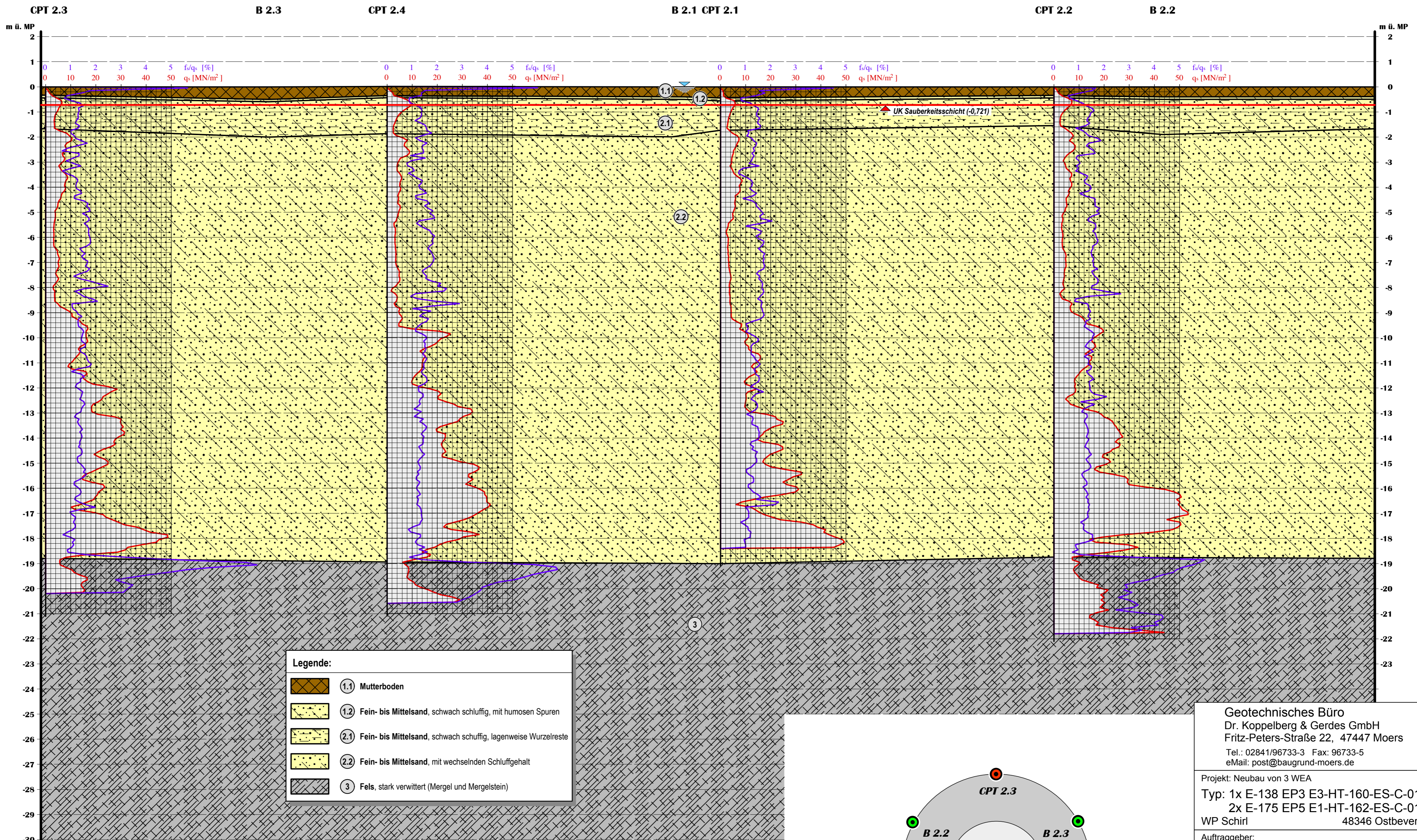
Geotechnisches Büro
 Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH
 Fritz-Peters-Straße 22, 47447 Moers
 Tel.: 02841/96733-3 Fax: 96733-5
 eMail: post@baugrund-moers.de

Projekt: Neubau von 3 WEA
 Typ: 1x E-138 EP3 E3-HT-160-ES-C-01
 2x E-175 EP5 E1-HT-162-ES-C-01
 WP Schirl 48346 Ostbevern

Auftraggeber:
 Windkraft Schirl Frankenbach GmbH & Co. KG
 Schirl 24 48346 Ostbevern

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

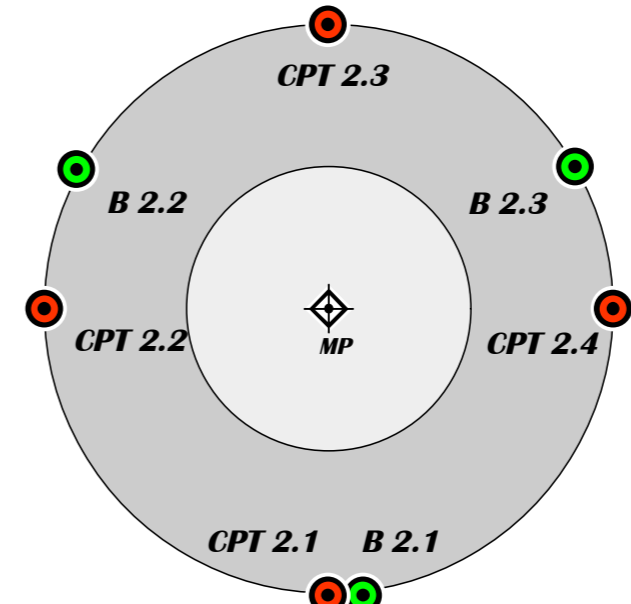
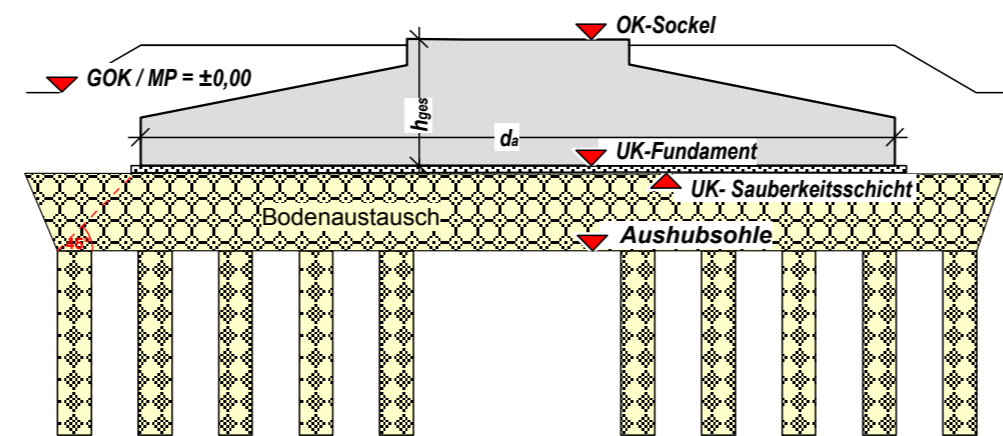
Bearbeiter: J. Weghs	Plan-Bez.: 24007-01-3.1	Datum: 24.01.2024
WEA 1	Gutachten-Nr.: 24007-01	Anlage: 3.1



Legende:

- 1.1 Mutterboden
- 1.2 Fein- bis Mittelsand, schwach schluffig, mit humosen Spuren
- 2.1 Fein- bis Mittelsand, schwach schluffig, lagenweise Wurzelreste
- 2.2 Fein- bis Mittelsand, mit wechselnden Schluffgehalt
- 3 Fels, stark verwittert (Mergel und Mergelstein)

Fundamentgeometrie	E-175 EP5 E1-HT-162-ES-C-01
	Flachgründung mit Auftrieb
Außendurchmesser d_a [m]	25,50
Weichschichtdurchmesser außen [m]	15,88
Fundamenthöhe h_{ges} [m]	2,90
Statische Gründungssohle [m ü. GOK]	-0,721
UK Sauberkeitsschicht [m ü. GOK]	-0,821



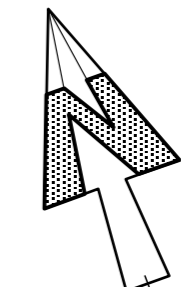
Geotechnisches Büro
 Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH
 Fritz-Peters-Straße 22, 47447 Moers
 Tel.: 02841/96733-3 Fax: 96733-5
 eMail: post@baugrund-moers.de

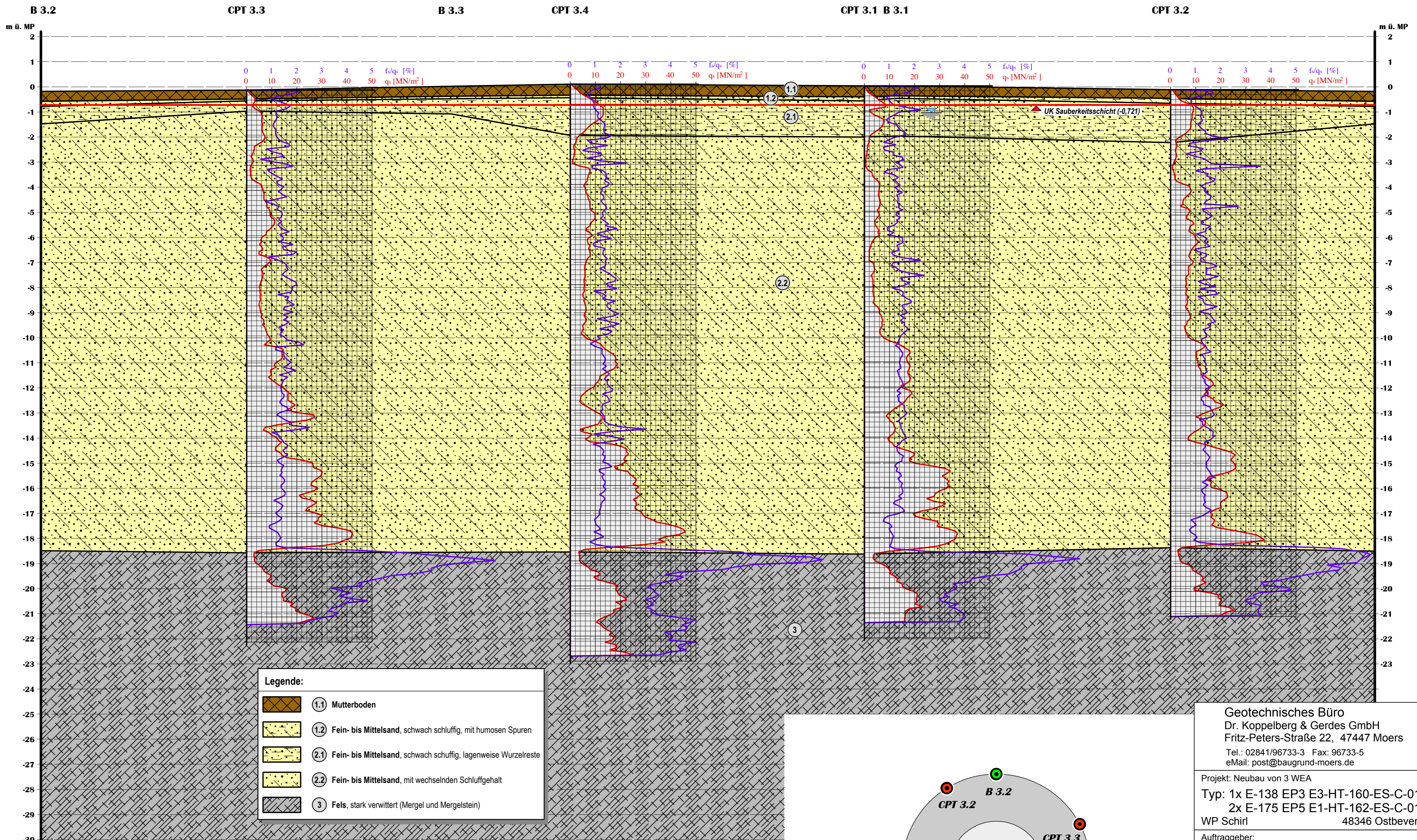
Projekt: Neubau von 3 WEA
 Typ: 1x E-138 EP3 E3-HT-160-ES-C-01
 2x E-175 EP5 E1-HT-162-ES-C-01
 WP Schirl 48346 Ostbevern

Auftraggeber:
 Windkraft Schirl Frankenbach GmbH & Co. KG
 Schirl 24 48346 Ostbevern

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

Bearbeiter: J. Weghs	Plan-Bez.: 24007-01-3.2	Datum: 24.01.2024
WEA 2	Gutachten-Nr.: 24007-01	Anlage: 3.2

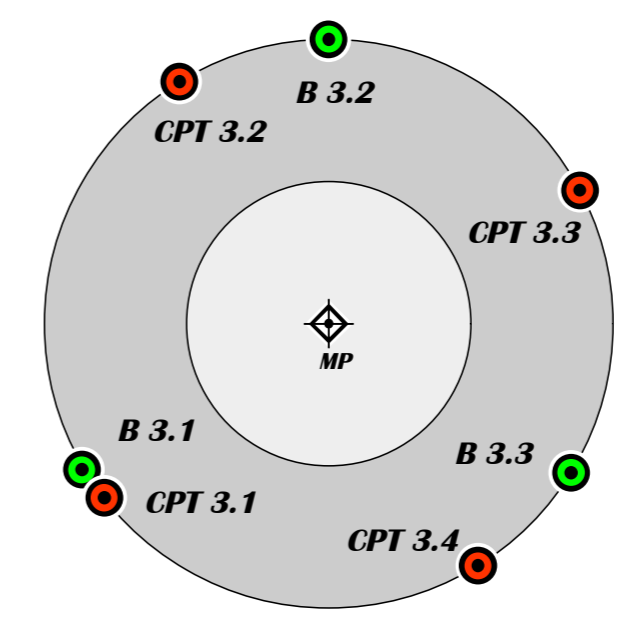
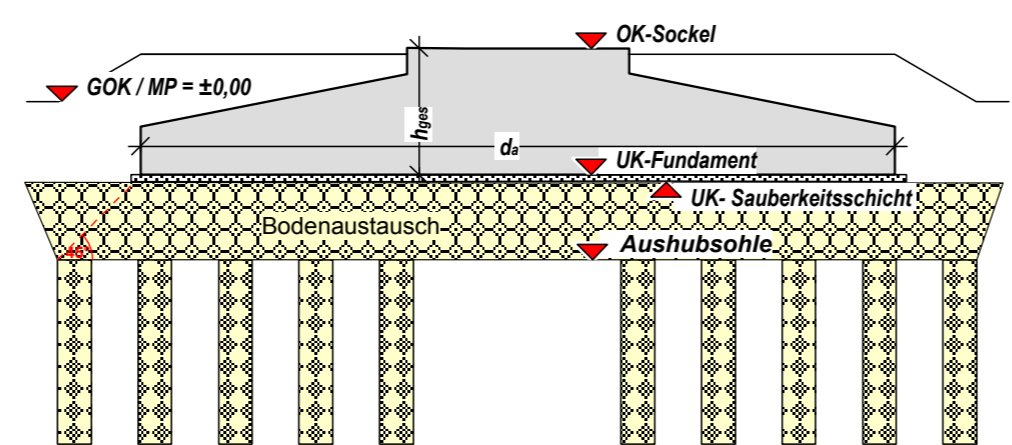




Legende:

	1.1 Mutterboden
	1.2 Fein- bis Mittelsand, schwach schluffig, mit humosen Spuren
	2.1 Fein- bis Mittelsand, schwach schluffig, lagenweise Wurzelreste
	2.2 Fein- bis Mittelsand, mit wechselnden Schluffgehalt
	3 Fels, stark verwittert (Mergel und Mergelstein)

Fundamentgeometrie		E-175 EP5 E1-HT-162-ES-C-01
		Flachgründung mit Auftrieb
Außendurchmesser d_a [m]		25,50
Weichschichtdurchmesser außen [m]		15,88
Fundamenthöhe h_{ges} [m]		2,90
Statische Gründungssohle [m ü. GOK]		-0,721
UK Sauberkeitsschicht [m ü. GOK]		-0,821



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: 1x E-138 EP3 E3-HT-160-ES-C-01
 2x E-175 EP5 E1-HT-162-ES-C-01
 WP Schirl 48346 Ostbevern

Auftraggeber:
 Windkraft Schirl Frankenbach GmbH & Co. KG
 Schirl 24 48346 Ostbevern

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

Bearbeiter: J. Weghs	Plan-Bez.: 24007-01-3.3	Datum: 24.01.2024
WEA 3	Gutachten-Nr.: 24007-01	Anlage: 3.3