

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
Energie-Allee 1
55286 Wörrstadt

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

Moers, den 25.03.2021
Unser Zeichen: Ge - mac

Baugrundgutachten

Projekt: Neubau von 7 Windenergieanlagen
V136 und V150 mit verschiedenen Nabelhöhen
Windpark Jagdberg
57334 Bad Laasphe

Auftraggeber: juwi AG
Energie-Allee 1
55286 Wörrstadt

Gutachten: 14021-10
Bearbeiter: Dipl.-Geol. Ch. Gerdes

INHALT:

1	Vorgang	4
2	Untersuchungsumfang	5
3	Baugrund	5
3.1	Erbohrte Schichtenfolge.....	5
3.1.1	Auffüllungen.....	6
3.1.2	Mutterboden.....	6
3.1.3	Verwitterungsschichten.....	6
3.1.4	Fels.....	7
3.2	Erdbebenbeeinflussung.....	7
3.3	Einfluss durch Altbergbau.....	8
4	Wasserverhältnisse	8
5	Bodenklassen, Bodengruppen, Frostempfindlichkeit.....	9
6	Bodenmechanische Kennwerte.....	9
7	Numerische Abschätzung der Tagesbruchgefährdung.....	10
7.1	Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanzierung	10
7.2	Modellierung	11
7.2.1	Hohlraumstruktur	11
7.2.2	Parametrisierung.....	12
7.3	Ergebnisse der Berechnungen.....	13
7.3.1	senkrechter Bruch über Stollen bzw. Strecken	13
7.3.2	gewölbeartiger Bruch über Stollen bzw. Strecken	14
8	Ergebnisse der geoelektrischen Messungen	14
9	Gründung.....	16
9.1	Grundlagen	16
9.2	Gründungsempfehlung.....	19
9.3	Trockenhaltung der Fundamente für die V136	21
10	Hinweise zur Bauausführung	21
11	Nachweis der geforderten Bodenkennwerte	22
11.1	Drehfedersteifigkeit.....	23
11.2	Aufnehmbarer Sohldruck	23
11.3	Grundwasserhöchststand.....	24
11.4	Setzungsbedingte Schiefstellung	24
11.5	Bodenüberdeckung.....	24
11.6	Sohlreibungswinkel	24
12	Elektrotechnische Erdung.....	25
13	Hinweise zum Wegebau und Kranstellflächenbau	25
13.1	Allgemeines/Wegebestand.....	25

13.2	Oberbau unter Beachtung der RStO-12.....	26
13.3	Wassereinfluss.....	27
13.4	Tragfähigkeit der Kranstellflächen	28
13.5	Setzungsverhalten.....	29
14	Böschungen im Geländeeinschnitt.....	30

ANLAGEN:

Anlagen 0:	Dokumentation <ul style="list-style-type: none">• 0.1 Schichtenverzeichnis• 0.2 Bericht zu Geoelektrischen Messungen Fa. GeoFact vom 10.03.2021• 0.3 Wassergehaltsbestimmung nach DIN18.121; WEA 2• 0.4 Wassergehaltsbestimmung nach DIN18.121; WEA 3• 0.5 Wassergehaltsbestimmung nach DIN18.121; WEA 6• 0.6 Wassergehaltsbestimmung nach DIN18.121; WEA 8
Anlagen 1:	Rechenanhang <ul style="list-style-type: none">• 1.1...1.4 Berechnung der Drehfedersteifigkeiten, 4 Typen• 1.5 Grundbruchberechnung nach DIN 4017• 1.6 Setzungsrechnung nach DIN 4019• 1.7 Grundbruchberechnung nach DIN 4017, Kranstellflächen• 1.8 Setzungsrechnung nach DIN 4019, Kranstellflächen
Anlage 2.0:	Lageplan mit Anlagenstandorten und Säulenprofile der Bohrungen auf den untersuchten Kranstellflächen, ohne Maßstab
Anlagen 3.1...3.7:	Fundamentaufsichten mit Bohr- und Sondierpunkten Schemaschnitte durch die Fundamente Interpolierte Schichtenprofile, Maßstab 1:100/100
Anlage 4:	Prinzipdarstellung der Dränage

1 Vorgang

Südwestlich von Bad Laasphe soll in den Gemarkungen Banfe und Fischelbach ein Windpark mit sieben Windenergieanlagen der Fa. Vestas (s. Tab. 1.1) errichtet werden.

Nach den vorliegenden Plänen weisen die Fundamentmittelpunkte folgende Koordinaten auf:

Anlagen- gen- standort	Anlagentyp	ETRS- Koordinaten	ETRS- Koordinaten	Geländehöhe
		Rechtswert	Hochwert	[mNHN]
WEA 1	V150-5.6 HH169m	32 450 327	56 37 998	670,08
WEA 2	V150-5.6 HH169m	32 450 219	56 37 593	681,59
WEA 3	V150-5.6 HH166m	32 450 022	56 37 221	682,49
WEA 5	V136-4.2 HH166m	32 451 215	56 37 253	655,30
WEA 6	V136-4.2 HH149m	32 452 022	56 37 475	658,06
WEA 7	V136-4.2 HH149m	32 452 120	56 37 185	636,95
WEA 8	V150-5.6 HH166m	32 450 580	56 36 855	616,85

Tab. 1.1

Die Standorte WEA 2, 3, 6 und 8 wurden im März 2020 neu untersucht, da gegenüber den Vorplanungen erhebliche Verschiebungen der Standorte vorgenommen wurden. Die Standorte WEA 1 und WEA 5 wurden bereits für das vorangegangene Gutachten Nr. 14021-09 geprüft, wobei der damalige Standort WEA 4 nun mit WEA 5 bezeichnet wird. Der Fundamentmittelpunkt der WEA 7 wurde gegenüber der ursprünglichen Planung aus dem Jahr 2014 um 4 m nach Osten und 5 m nach Norden verschoben. Aufgrund dieser geringen Verschiebung können die Ergebnisse der damaligen Baugrunderkundung (Nr. 14021-01) für die Bewertung des Standortes WEA 7 angesetzt werden.

Für den Windpark bestand im Jahr 2014 eine Planung mit 7 Standorten. Die Baugruben waren im Jahr 2015 ausgehoben und für den Fundamentbau freigegeben worden. Die Planung wurde aber wegen eines Baustopps letztlich nicht realisiert. Das vorliegende Gutachten Nr. 14021-10 dokumentiert den aktuellen Planungsstand.

Aufgrund der z.T. bereits erfolgten Aushubarbeiten liegen die Geländehöhen am Fundamentmittelpunkt der Anlagen WEA 1 und WEA 7 nun tiefer als zum Zeitpunkt der Geländeuntersuchungen im Jahr 2017 bzw. 2014. Um Verwechslungen aufgrund unterschiedlicher Bezugshöhen (Geländehöhe am Fundamentmittelpunkt = $\pm 0,00$) vorzubeugen, wurden die alten Bezugshöhen umgerechnet.

2 Untersuchungsumfang

Für die Baugrunduntersuchungen wurden im Februar 2014, im November 2017 und im März 2020 folgende Prüfungen durchgeführt:

Anzahl je WEA	Art der Untersuchung
3	Kleinrammbohrungen, \varnothing 80/36 mm, mit einer Tiefe von max. 3,5 m unter Geländeoberkante, jeweils bis in den Fels und bis zur Auslastungsgrenze des schweren Rammgerätes
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
1	Kartierung und Umfelderkundung auf Altbergbauspuren im Umkreis aller geplanten Standorte unter Verwendung des digitalen Geländemodells des GD-NRW
1	Auswertung der geologischen Karte 1:200.000, Blatt CC 5510 Siegen
1	Geoelektrische Untersuchungen mit je 2 kreuzweise angeordneten Messprofilen mit einer Auslage von 118 m und einem Elektrodenabstand von 2 m (s. Geotechnischer Bericht -Untersuchung durch Altbergbau - vom 31.02.2014 und Ergebnisbericht Fa. GeoFact vom 10.03.2021)
1	Auswertung der geotechnisch-markscheiderischen Stellungnahme der Firma Clostermann Consulting GmbH & Co. KG, Dortmund, bzgl. der Altbergbausituation im Windparkareal
1	Numerische Abschätzung der Tagesbruchgefährdung für eventuell vorhandene Hohlräume nach dem Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanzierungsverfahren (HBB)
1	WEA 1...6 und WEA 8: Entnahme einer Bodenprobe und Analyse nach DIN 4030 (Betonaggressivität)

Tab. 2.1

Die WEA-Standorte sind im Übersichtsplan in der Anlage 2 verzeichnet. Die Ergebnisse der Bohrungen liegen als Schichtenverzeichnis bei und sind als interpolierte Schichtenprofile in den Anlagen 3.1...3.7 zeichnerisch dargestellt.

3 Baugrund

3.1 Erbohrte Schichtenfolge

In den Bohrungen wurde folgender genereller Schichtenaufbau festgestellt:

- Auffüllungen (Schicht Nr. 1)
- Mutterboden (Schicht Nr. 2)
- Verwitterungsschichten (Schichten Nr. 3.1 und 3.2)
- Fels (Schicht Nr. 4)

Die erbohrten Bodenschichten sind durchnummeriert. Hierauf wird im Folgenden Bezug genommen. Die Legende in den Anlagen 3.1...3.7 enthält zudem eine Kurzbeschreibung der einzelnen Bodenschichten.

3.1.1 Auffüllungen

Bedingt durch die bisherigen Bauarbeiten im Windpark und die Lage des Standortes WEA 5 dicht unterhalb einer bestehenden Fundamentgrube wurden dort umgelagerte Aushubböden (Gesteinsschutt und Verwitterungslehm) angetroffen.

3.1.2 Mutterboden

Alle Standorte befinden sich in Waldflächen bzw. Windwurfflächen. Das Schichtenprofil beginnt deshalb an allen Standorten außerhalb der Auffüllungen mit Mutterboden (Schicht Nr. 2) mit einer Schichtstärke zwischen ca. 0,1 m und 0,3 m. Er besteht aus stark durchwurzeltem Verwitterungslehm mit einer wechselnd mächtigen Humusaufgabe.

3.1.3 Verwitterungsschichten

Die darunter folgenden Verwitterungsschichten sind zweilagig ausgebildet. Im oberen Teil herrscht steiniger bis stark steiniger Verwitterungslehm mit halbfester Konsistenz (Schicht Nr. 3.1) vor. Die Konsistenz schwankt jahreszeitlich mit dem Eintrag von Niederschlagswasser. In den oberen Dezimetern des Verwitterungslehms wurden an den Anlagenstandorten WEA 2, WEA 3, WEA 6 und WEA 8 humose Spuren festgestellt.

Der Verwitterungslehm wird von mitteldicht bis dichtem, lehmigem Gesteinsschutt (Schicht Nr. 3.2) unterlagert. Mit zunehmender Tiefe nimmt die Lagerungsdichte zu, während der Feinkorngehalt (Lehm) geringer wird. Die Untergrenze dieser Schicht wurde in den Bohrungen (s. Anlagen 3.1...3.7) etwa in folgenden Tiefen (bezogen auf die Geländehöhe am jeweiligen Fundamentmittelpunkt; MP = ±0,00 m) angetroffen:

Anlagenstandort	Anlagentyp	UK-Verwitterungslehm	UK-Gesteinsschutt
		[m u. MP]	[m u. MP]
WEA 1	V150-5.6 HH169m	+0,1...1,7	0,5...2,6
WEA 2	V150-5.6 HH169m	+0,1...1,0	1,2...2,7
WEA 3	V150-5.6 HH166m	+0,2...1,7	0,3...2,7
WEA 5	V136-4.2 HH166m	+0,5...2,6	0,3...3,7
WEA 6	V136-4.2 HH149m	0,5...1,1	1,1...1,9
WEA 7	V136-4.2 HH149m	+2,1...+2,9	+1,7...0,2
WEA 8	V150-5.6 HH166m	0,1...2,0	0,5...2,9

Tab.: 3.1

Aus den bindigen Böden 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, 0,3...2,0 m	Lehm u. Gesteinsschutt	11,8
WEA 3, B 3.1, 0,2...2,0 m	Lehm u. Gesteinsschutt	11,5
WEA 6, B 6.1, 0,3...1,0 m	Lehm u. Gesteinsschutt	14,3
WEA , B 8.1, 0,1...1,6 m	Gesteinsschutt, lehmig	8,8

Tab. 3.2

3.1.4 Fels

Die Verwitterungsschichten gehen nach unten mit unscharfer Grenze zunächst in stark verwitterten Fels (Schicht Nr. 4) über. Der Verwitterungsgrad nimmt mit der Tiefe ab, so dass in den Endteufen der Bohrungen mehrheitlich schwach verwittertes Festgestein angetroffen wurde.

Der gebankte Fels besteht in den Bohrungen überwiegend aus Schluff- und Sandstein. Eingeschaltet sind dünne Lagen aus Tonstein. Ebenso wurden Quarzitlagen erbohrt. Da es sich bei den Bohrungen nur um punktuelle Aufschlüsse handelt, muss grundsätzlich an allen Standorten mit einem Wechsel der o.g. Gesteinsarten gerechnet werden.

Nach den Eintragungen in der geologischen Übersichtskarte von Nordrhein-Westfalen, Blatt Siegen CC 5510, Maßstab 1:200.000, sind diese Schichten der sog. „Kondel-Stufe“ aus dem Oberen Oberems (Unterdevon) zuzuordnen. Sie sind als Abfolge von schluffigen Tonschiefern und Sandsteinen beschrieben.

Stärker zusammendrückbare Schichten, die für die Gründung der Windenergieanlagen von Bedeutung sein könnten, sind daher im tieferen Untergrund nicht mehr vorhanden, sofern eine Beeinflussung durch den Bergbau auszuschließen ist.

3.2 Erdbebenbeeinflussung

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 das gesamte Windparkareal **außerhalb einer Erdbebenzone**.

3.3 Einfluss durch Altbergbau

Die geplanten Windenergieanlagenstandorte liegen innerhalb von ehemaligen oder teilweise noch verliehenen Bergwerksfeldern. Bergbau auf Metallerze ist für die nähere Umgebung des Windparkgeländes belegt.

Aufgrund von Orts- und historischen Kenntnissen wurde während der Feldarbeiten deshalb auf mögliche Anzeichen von altem Bergbau geachtet. In der Umgebung der Standorte waren entsprechende Hinweise erkennbar. In der Regel handelt es sich im unmittelbaren Fundamentumfeld um Suchschürfe (Pingen). Diese weisen aber nach der Geländeaufnahme und der Menge des meist talwärts gelagerten Aushubmaterials offenbar nur geringe Tiefen auf. Tiefe Eingriffe weit unter die Felsoberfläche sind danach nicht zu erwarten.

Zur Erkundung von sichtbaren Bodeneingriffen durch ehemaligen Bergbau wurde die Umgebung der Standorte in einem Umreis von ca. 200 m von den Anlagenmittelpunkten abgesucht. Zudem wurden die Standorte mit geoelektrischen Messungen untersucht. Die Ergebnisse sind im Detail dem Bericht 14021-02 und den späteren Gutachten für die verschobenen Standorte zu entnehmen und zusammenfassend im Kapitel 8 beschrieben.

4 Wasserverhältnisse

In den für die aktuelle Planung ausgeführten Bohrungen wurde kein Schichtenwasser angetroffen. Allerdings wurde im Zuge der Bohrungen für das Gutachten Nr. 14021-09 in der damaligen Bohrung B 2.3 am dort geplanten und mittlerweile verworfenen Standort WEA 2 Schichtenwasser angetroffen. Bei der Ausschachtung der Baugrube für die WEA 7 wurde ein deutlicher Wasseranfall festgestellt.

Die lehmigen Verwitterungsschichten (Schichten Nr. 2 und 3) sind nur gering durchlässig. Gleiches gilt für den stark verwitterten obersten Bereich des Festgesteines, insbesondere in feinkörnigeren Schichten (Schluff- und Tonstein). Ein zeitweiliger Schichten- und Kluftwasseranfall oberhalb der geplanten Gründungssohle ist somit nicht auszuschließen und sollte bei den Planungen berücksichtigt werden (s.u.).

5 Bodenklassen, Bodengruppen, Frostempfindlichkeit

Bodenart	Schicht Nr.	Bodenklasse DIN 18.300	Bodengruppe DIN 18.196	Frostempfindlichkeitsklasse ZTVE-StB 09
Auffüllungen	1	3..4	OU/GU/GU*/GW	F2..F3
Mutterboden	2	1	OU	F3
Verwitterungslehm, steinig bis stark steinig	3.1	4..5	GU/GU*	F3
Gesteinsschutt, schwach lehmig bis lehmig, mitteldicht bis dicht	3.2	3..5	GW/GI	F1... F2
Schluffstein, Tonstein, Sandstein, lagenweise Quarzit, stark verwittert nach unten übergehend in schwach verwittert	4	6 (In dickbankigem Fels ggf. lokal 7)	-	-

Tab. 5.1

6 Bodenmechanische Kennwerte

Bodenart	Schicht Nr.	Reibungswinkel	Kohäsion	stat. Steifemodul	dyn. Steifemodul	Wichte	Querdehnungszahl
		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]	[-]
Verwitterungslehm, steinig bis stark steinig	3.1	27,5... 32,5	5...10	20...30	80...150	19...20	0,33... 0,40
Gesteinsschutt, schwach lehmig bis lehmig, mitteldicht bis dicht	3.2	37,5	0...2,5	70...100	250... 300	20...21	0,30
Schluffstein, Tonstein, Sandstein, lagenweise Quarzit, stark verwittert nach unten übergehend in schwach verwittert	4	> 37,5	2,5...15	>150	>500	22	0,30
Anforderung an Bodenaustausch (Gesteinsschotter, verdichtet)	0	37,5	0	100	300	20	0,30

Tab. 6.1

Im stark steinigen Verwitterungslehm (Schicht Nr. 3.1) liegt eine normale, im schwach lehmigen Gesteinsschutt (Schicht Nr. 3.2) eine normale bis gute Tragfähigkeit vor. Der Fels (Schicht Nr. 4) hat eine sehr gute Tragfähigkeit. Die Bodenkennwerte im Fels sind aufgrund des Trennflächensystems richtungsabhängig. Bei den o.a. Bodenkennwerten handelt es sich nach den örtlichen Kenntnissen um konservativ angesetzte Rechenwerte.

Die bindigen Bodenschichten (Schichten Nr. 2...3.1) nehmen leicht eine weiche bis breiige Konsistenz an, wenn sie bei der Ausschachtung nass sind und zusätzlich durch Betreten oder Befahren mechanisch beansprucht werden.

7 Numerische Abschätzung der Tagesbruchgefährdung

Eine Beurteilung auf mögliche Tagesbrüche über alten Grubenhohlräumen wurde nach dem Verfahren der sogenannten Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanzierung (HBB) durchgeführt. Bei diesem Verfahren wird nicht die Standsicherheit der Überdeckung von Hohlräumen betrachtet, sondern generell ein eintretender Verbrauch angenommen. Dadurch werden erhebliche Schwierigkeiten der Modellbildung für das Deckgebirge vermieden. Es werden stattdessen die eintretenden Folgen eines sich entwickelnden Verbrauches betrachtet. Die Berechnungen ermöglichen eine Eingrenzung der Erkundungstiefe für die weiteren Untersuchungen.

7.1 Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanzierung

Das Verfahren der Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanzierung eignet sich zur numerischen Abschätzung der Tagesbruchgefährdung über Hohlräumen, z. B. Grubenhohlräumen aus Bergwerksbetrieb. Im Prinzip beruht die Methode auf der Tatsache, dass ein Verbrauch von Locker- oder Festgestein in einen Hohlraum hinein zu einer Auflockerung des Materials führt.

Der Auflockerungsfaktor s , auch als Schüttungszahl bezeichnet, gibt das Volumenverhältnis von Bruchmaterial zur selben Menge des Materials im Gebirgsverband wieder:

$$s = \frac{V_{lock}}{V_{fest}}$$

Darin bedeuten:

V_{lock} : Volumen der Bruchmasse nach Verbrauch

V_{fest} : Volumen der Bruchmasse im Gebirgsverband

Das bedeutet, dass ein Volumen aus der Überdeckung eines Hohlraumes nach einem Verbrauch in den Hohlraum dort ein s -fach größeres Volumen benötigt. Kann diese Bedingung nicht mehr erfüllt werden, d.h. es steht im Hohlraum kein weiteres Volumen mehr zur Verfügung, so setzt sich der Verbrauch nicht weiter fort. An der Tagesoberfläche kann sich in diesem Fall kein Einbruch ereignen.

Bricht Gestein aus der Überdeckung eines Hohlraums in diesen ein, so bildet sich unter der Verbrauchsstelle ein Haufwerk von Bruchmasse. In diesem stellt sich an den Flanken der natürliche, materialspezifische Böschungswinkel φ (Schüttungswinkel) ein.

Für den Schüttungswinkel φ und die Schüttungszahl s existieren empirische Werte für verschiedene Materialien.

Zur Durchführung der Berechnungen wird zusätzlich die geometrische Gestalt des Hohlraums benötigt. Von ihr hängt die Gestalt des sich ausbildenden Bruchmassenhauferwerks ab, dessen Volumen ermittelt werden muss. Wesentliches Unterscheidungsmerkmal ist dabei die Grundrissfläche des betrachteten Hohlraumes. Flächige Abbauhohlräume (wie z.B. Kammerpfeilerbaue) und seitlich begrenzte Hohlräume (Stecken oder Stollen) sind die bedeutendsten geometrischen Hohlraumformen.

Nach Festlegung der vorgenannten Parameter und der Bestimmung der Hohlraumgeometrie aus Kenntnissen über den örtlichen Bergbau (historisches Risswerk etc.) wird die kritische Überdeckungsmächtigkeit berechnet. Diese wird mit der tatsächlich vorhandenen Überdeckung verglichen, um eine Aussage zur Tagesbruchgefährdung zu erhalten.

Die kritische Überdeckungsmächtigkeit ist in jedem Fall abhängig von der Größe des verbruchgefährdeten Bereiches. Mit abnehmenden Abmessungen (z. B. Bruchschlotdurchmesser) nimmt die kritische Überdeckungsmächtigkeit zu. Ursache dafür ist ein höherer Anteil des Bruchmassenkegels am gesamten Bruchvolumen. Die Größe des verbruchgefährdeten Bereiches kann z. B. aus Beobachtungen unter Tage abgeleitet werden. Ist dies nicht der Fall, weil der Hohlraum nicht zugänglich oder seine Existenz unklar ist, berechnet man die kritische Überdeckungsmächtigkeit über ein größeres Intervall möglicher Abmessungen. Die kleinstmögliche Abmessung, die für die Betrachtung wichtig ist, ergibt sich aus der möglichen Gefährdung für die Nutzung des überlagernden Geländes (z. B. mögliche Bauwerksschäden) und der geologischen Situation (typische Korngrößenverteilung des entstehenden Bruchmaterials).

7.2 Modellierung

7.2.1 Hohlraumstruktur

Für die Altbergbausituation im Windparkgelände werden seitlich begrenzte Hohlräume betrachtet. Der Bergbau auf Metallerze in der Umgebung des Windparks war ein Gangerzbergbau. D. h. die Vererzung kommt in gangförmigen, steil einfallenden Strukturen vor, die an tektonische Störungen gebunden sind. Flächenartige Abbaue sind für diese Situation demzufolge nicht zu erwarten.

Die Gewinnung von Erz erfolgte vielmehr in schmalen, den Gangstrukturen folgenden Abbauen. Dies begann in der Regel von der Geländeoberfläche aus in grabenförmigen Tagebauen und flachen Schürfgruben. Mit zunehmender Tiefe wurden Schächte angelegt und von Bergflanken aus Stollen vorgetrieben. Untertage wurden aus vorhandenen Grubenbauen heraus Suchstrecken zur Verfolgung und Auffindung der Lagerstätte angelegt.

Für die weiteren Betrachtungen der Tagesbruchgefährdung werden deshalb Hohlraummodelle in Form von Strecken bzw. Stollen mit verschiedenen Abmessungen angesetzt. Zur geometrischen Beschreibung der Bruchstrukturen wurden sowohl schlotförmiger Verbruch mit senkrechten Begrenzungen, als auch gewölbeartiger Verbruch angenommen. Die nachstehend abgebildeten schematischen Darstellungen zeigen diese beiden Bruchmodelle. Für den gewölbeartigen Verbruch ergeben sich größere Bruchvolumina, weshalb dieser als worst-case-Szenario verwendet werden kann.

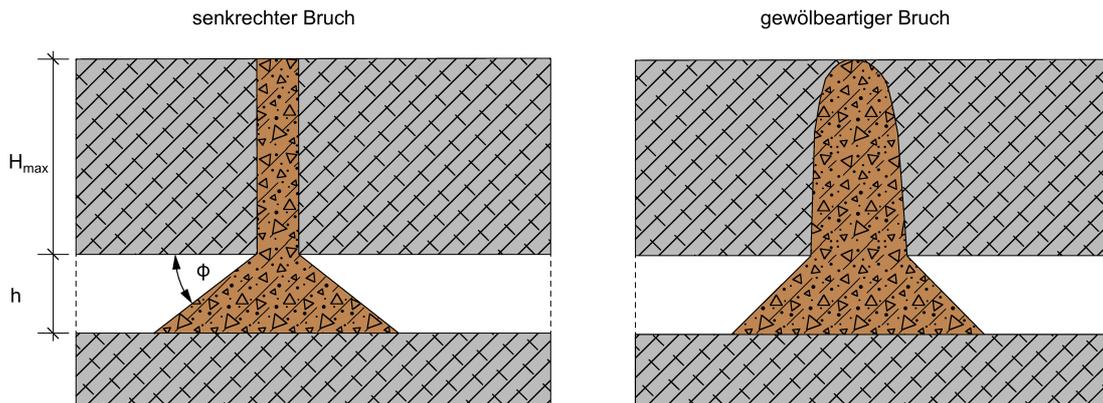


Abbildung 7.1: schematische Darstellung der Verbruchsszenarien

7.2.2 Parametrisierung

Aufgrund der angetroffenen geologischen Situation wurde folgende Parametrisierung für die Berechnungen mit dem Hohlraum-Bruchvolumen-Bilanzierungsverfahren gewählt:

Parameter	Wert	Einheit
Parametergruppe 1: Gebirge		
Schüttungszahl s	1,6	-
Schüttungswinkel ϕ	35	°
Parametergruppe 2: Bergbau		
Streckenlänge	1,7 - 3	m
Breite des tagesbruchgefährdeten Bereiches	0,4 - 15	m

Tab. 7.1

Die benutzten Werte für Schüttungszahl und Schüttungswinkel wurden für die angetroffene geologische Situation bewusst niedrig gewählt, um Sicherheitsaufschläge in der Berechnung zu erzielen.

Die Firsthöhe der betrachteten Strecken bzw. Stollen wurde in vier Schritten zwischen 1,7 m und 3 m variiert. Aufgrund der zeitlichen Zuordnung der angetroffenen Bergbau-

spuren ist für Suchstrecken oder Stollen (ohne Erzabbaue) eine Firsthöhe von mehr als 2 m bereits unwahrscheinlich.

Für die Breite von tagesbruchgefährdeten Bereichen liegt keine A-priori-Information vor. Dieser Parameter wurde deshalb in weiten Grenzen für die Berechnungen benutzt. Eine Breite von weniger als 0,4 m erscheint nicht sinnvoll, da zum einen keine konkrete Bauwerksgefährdung daraus resultiert und zum anderen aufgrund der sich im Bruchaufwerk einstellenden Korngrößenverteilung kleinere Bruchabmessungen keinen Sinn ergeben.

7.3 Ergebnisse der Berechnungen

Mit der oben vorgestellten Parametrisierung wurde die jeweilige kritische Überdeckungsmächtigkeit berechnet. Die Ergebnisse werden grafisch in Diagrammen für die beiden verschiedenen Verbruchtypen vorgestellt. Daraus kann der Wert der kritischen Überdeckungsmächtigkeit abgelesen werden.

7.3.1 senkrechter Bruch über Stollen bzw. Strecken

Das Diagramm in Abbildung 7.2 zeigt für vier verschiedene Firsthöhen (lichte Höhe der Strecke bzw. des Stollens) die errechnete kritische Überdeckungsmächtigkeit als Kurvenschar.

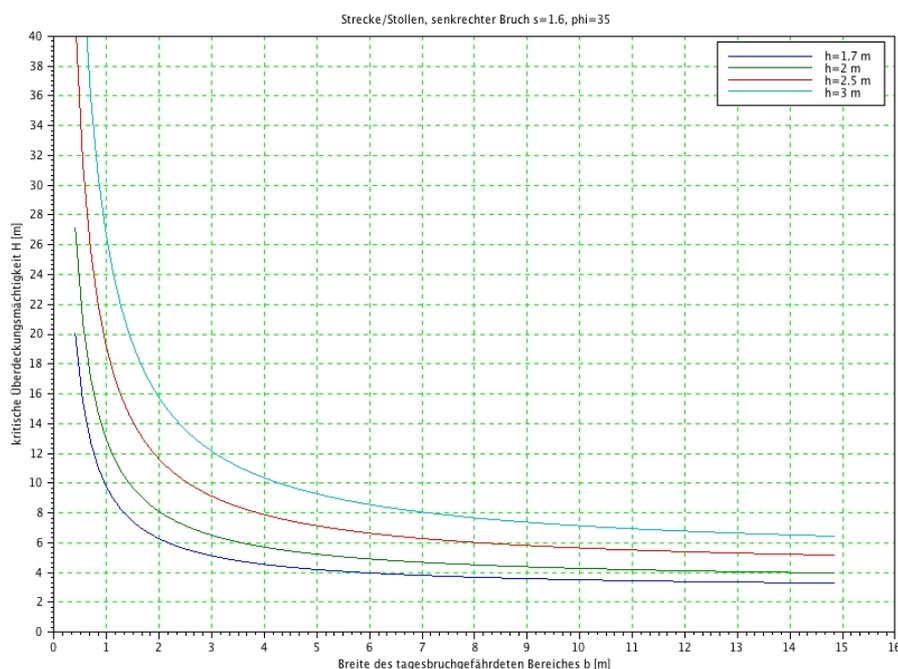


Abbildung 7.2: Berechnung der kritischen Überdeckungsmächtigkeit für senkrechten Bruch über Stollen/Strecken

7.3.2 gewölbeartiger Bruch über Stollen bzw. Strecken

Das Diagramm in Abbildung 7.3 zeigt für vier verschiedene Firsthöhen (lichte Höhe der Strecke bzw. des Stollens) die errechnete kritische Überdeckungsmächtigkeit als Kurvenschar.

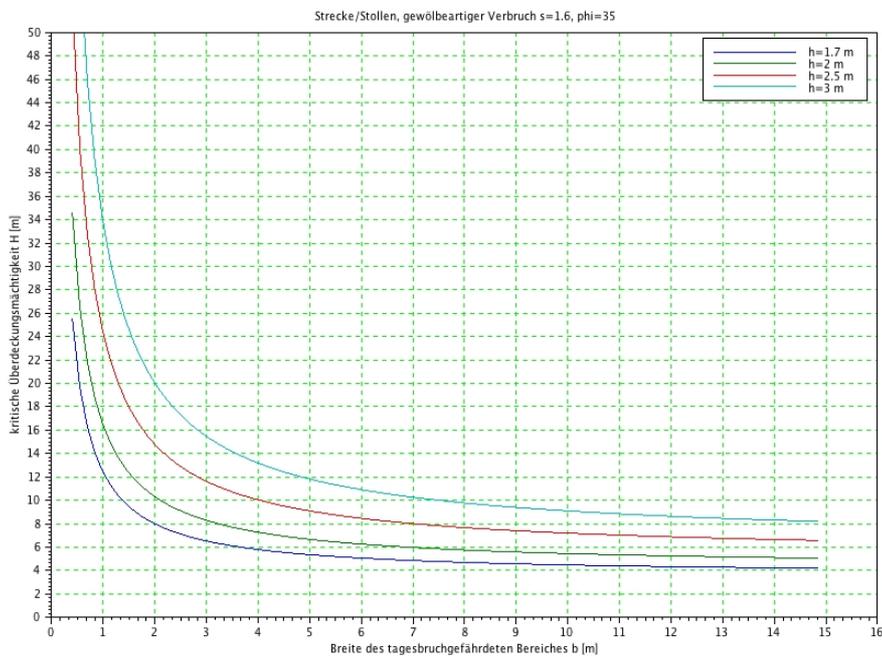


Abbildung 7.3: Berechnung der kritischen Überdeckungsmächtigkeit für gewölbeartigen Bruch über Stollen/Strecken

Aus den beiden gezeigten Diagrammen ist zu erkennen, dass zur Ausbildung von Tagesbrüchen mit mehr als 1 m Durchmesser und einer für die Zeitstellung des betrachteten Bergbaus typischen Strecken- bzw. Stollenhöhe von ca. 2 m Überdeckungen von weniger als 16 m erforderlich sind.

Da diese Berechnungen zuerst ausgeführt wurden, konnte die erforderliche Erkundungstiefe für die geophysikalische Untersuchung entsprechend gewählt werden.

8 Ergebnisse der geoelektrischen Messungen

Aufgrund der unterschiedlichen Untersuchungszeiträume der Standorte lagen die Ergebnisse der geoelektrischen Messungen in drei verschiedenen Berichten vor. Die Berichte der Fa. Geofact wurden im beiliegenden Bericht vom 10.03.2021 zusammengefasst. Der Anlagenstandort WEA 7 wurde bereits im Jahr 2014 untersucht. Die Ergebnisse wurden

mit ausgewertet. Im Folgenden werden die Messergebnisse aus den beiden folgenden Berichten zusammengefasst und hinsichtlich der Gründungsmaßnahmen bewertet:

- *Geotechnischer Bericht – Untersuchung auf Einfluss durch Altbergbau – mit Datum vom 31.03.2014: Ergebnisse der geoelektrischen Untersuchungen am Standort der Anlage WEA 7*
- *Bericht der Fa. Geofact vom 10.03.2021: Geoelektrische Messungen zur Ortung von Hohlräumen an 6 Standorten geplanter WEAs des Windparks Jagdberg in der Nähe von Bad Laasphe*

Nach der Auswertung der Inversionsmodelle der einzelnen Standorte ergeben sich insgesamt 6 Verdachtspunkte für mögliche Hohlräume. Einigen Verdachtspunkten kann im Zuge des Fundamentbaus nachgegangen werden. Andere liegen gegebenenfalls weit genug von der Fundamentfläche entfernt und müssen nicht weiter untersucht werden. Die nachfolgende Tab. 8.1 listet die Koordinaten der 6 Verdachtspunkte auf. Die angegebenen Koordinaten beziehen sich jeweils auf den Mittelpunkt der Anomalie. Die Positionsgenauigkeit der 2D-Geoelektrik liegt dabei im Bereich von $\pm 1,5$ m. Die angegebenen erforderlichen Erkundungstiefen gehen aus Sicherheitsgründen immer ca. 2 m tiefer als die Mittelpunkte der jeweiligen Verdachtspunkte.

Anlagen-standort	Verdachtspunkt Geofact	ETRS-Koordinaten Rechtswert	ETRS-Koordinaten Hochwert	Abstand und Richtung zum Mittelpunkt [m]	Tiefe Mittelpunkt VP/ minimale Erkundungstiefe [m u. GOK]
WEA 1					kein Hohlraumverdacht
WEA 2	VP 1	32 450 217,8	56 37 587,9	1 W/5 S	12/14
WEA 3					kein Hohlraumverdacht
WEA 5	VP 2	32 451 219,1	56 37 248,1	4 E/5 S	8/10
WEA 5	VP 3	32 451 244,9	56 37 260,7	30 E/8 N	8/10 (VP liegt außerhalb des Fundamenteinflusses aber am Rand der Kranstellfläche)
WEA 6	VP 4	32 452 014,1	56 37 497,0	8 W/22 N	5/7 (VP liegt außerhalb des Fundamenteinflusses aber am Rand der Kranstellfläche)
WEA 7					kein Hohlraumverdacht im Fundament- und Kranstellflächenbereich
WEA 8	VP 5	32 450 580,2	56 36 874,0	0 E/ 19 N	10/12

Tab. 8.1

Die Verdachtspunkte **VP 1** bei WEA 2, **VP 2** bei WEA 5 und **VP 5** bei WEA 8 befinden sich unter den Fundamentaufstellflächen oder deren Randbereiche in der seitlichen Einwirkungszone und sollten entsprechend den Empfehlungen der GeoFact GmbH in jedem Fall mit einer Kontrollbohrung erkundet werden. Die Verdachtspunkte VP 3 und VP 4 liegen am Rand der Kranstellflächen WEA 5 und WEA 6. Da die Baustelleneinrichtung für

die Felsbohrungen ohnehin notwendig ist, ist der Aufwand für diese zusätzlichen Bohrungen gering und sie sollten daher aus Sicherheitsgründen durchgeführt werden.

Die Erkundungsbohrungen können i.d.R. unmittelbar zur Verfüllung evtl. Hohlräume verwendet werden. Dafür sollte z.B. fließfähiger Beton od. vergleichbares Material verwendet werden, um die größten Hohlräume aufzufüllen. Kleine Spalten, die zu Senken von $\leq 1,5$ m Durchmesser führen könnten, sind für die geplante Flachgründung der Windenergieanlagen i.d.R. unproblematisch.

Empfohlen wird, bereits frühzeitig die Baugruben bis zur geplanten Tiefe auszuschachten und vom Baugrundgutachter abnehmen zu lassen. Sollten sich wider Erwarten im Aushubbereich gestörte Gesteinsstrukturen mit einem Verdacht von Verkarstungen zeigen, so sollten im Zuge der oben empfohlenen Erkundungs- und Verfüllarbeiten weitere gezielte Bohrungen angesetzt werden.

9 Gründung

9.1 Grundlagen

Es ist der Neubau von 7 Windenergieanlagen der Fa. Vestas geplant. Es werden zwei unterschiedliche Typen mit jeweils unterschiedlichen Nabenhöhen errichtet:

- 2 Stück vom Typ: V150-5.6 HH169m (WEA 1 und WEA 2)
- 2 Stück vom Typ: V150-5.6 HH166m (WEA 3 und WEA 8)
- 1 Stück vom Typ: V136-4.2 HH166m (WEA 5)
- 2 Stück vom Typ: V136-4.2 HH149m (WEA 6 und WEA 7)

Über kompakten Gesteinslagen und in den Verwitterungsschichten ist eine zeitweilige Stau- und Schichtenwasserbildung nicht ausreichend sicher auszuschließen. Der mögliche Wassereinfluss auf die Fundamente ist daher bei der Wahl des Fundamenttyps zu berücksichtigen.

Für die Fundamente der **V150-5.6 HH169m** und **V150-5.6 HH166m** ist **bei der maximalen Erdauflast die Auftriebssicherheit ohne weitere Maßnahmen gegeben.**

Bei den Fundamenten **der V136-4.2 HH166m** und **V136-4.2 HH149m** und den ermittelten Boden- und Wasserverhältnissen kann unter der Voraussetzung einer gesicherten Ableitung von Dränagewasser eine Gründung auf Standardfundamenten **„Flachgründung ohne Auftrieb“ mit Dränagemassnahmen** geplant werden.

Im unmittelbaren Umfeld der Standorte bestehen Geländeneigungen, so dass die Trockenhaltung der Gründungssohle mit einer Dränagewasserableitung aus technischer Sicht grundsätzlich möglich, aber in Abhängigkeit von der Länge der Dränagewasserableitung mehr oder weniger aufwendig ist. Im Falle einer Dränagelösung muss bauseits eine Auslaufstelle an der Hangunterseite festgelegt werden, die einige Dezimeter unter dem Niveau der jeweiligen Gründungssohle liegt. Aus den bauseits zur Verfügung gestellten statischen Informationen und den bauseits festgelegten Höhenplanungen ergeben sich für die Gründung folgende maßgebliche Werte:

WEA-Standorte		1, 2	3, 8
Anlagenhersteller		Vestas	Vestas
Typenbezeichnung		V150-5.6 HH169m	V150-5.6 HH166m
Fundamenttyp		Kreis, flach, mit/ohne Auftrieb	Kreis, flach, mit/ohne Auftrieb
Turmtyp		Hybridturm	Hybridturm
Datengrundlagen		Max Bögl 29.11.2019: Schalplan DE T21 005 XX X Typenprüfung 3170518-24-d vom 11.03.2020	Max Bögl 29.11.2019: Schalplan DE T21 005 XX X Typenprüfung 3170518-24-d vom 11.03.2020
Fundamentdaten	Einheit	Wert	Wert
Bezugshöhe am Fundamentmittelpunkt (MP)	m	±0,00	±0,00
Außendurchmesser	m	24,00	24,00
Durchmesser kompressible Einlage	m	14,90	14,90
Fundamenthöhe außen	m	2,80	2,80
OK-Fundament	m	2,66	2,46
OK-Erdüberschüttung	m	2,56	2,36
UK-Fundament	m	-0,14	-0,34
UK-Sauberkeitsschicht	m	-0,24	-0,44
erforderliche dyn. Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi \text{dyn.}}$	MNm/rad	200.000	200.000
erforderliche stat. Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi \text{stat.}}$	MNm/rad	40.000	40.000
Sohldruck σ_{Rk}	kN/m ²	354,5	354,5
Wichte der Bodenauflast γ	kN/m ³	18	18
max. Vertikallast $V_{z k}$ inkl. Erdauflast	kN	45.323	45.323
max. Moment UK-Fundament $M_{xy k}$	kNm	237.536	237.536
Grundwasserhöchststand	m	±0,00	±0,00
zul. Schiefstellung Δs	mm/m	3	3

Tab. 9.1

WEA-Standorte		5	6, 7
Anlagenhersteller		Vestas	Vestas
Typenbezeichnung		V136-4.2 HH166m	V136-4.2 HH149m
Fundamenttyp		Kreis, flach, ohne Auftrieb	Kreis, flach, ohne Auftrieb
Turmtyp		Stahlrohrturm	Stahlrohrturm
Datengrundlagen		HCE ING 30.10.2019: Schalplan 113-19 V136 1 SP 001	HCE ING 07.11.2019: Schalplan 114-19 V136 1 SP 001
Fundamentdaten	Einheit	Wert	Wert
Bezugshöhe am Fundamentmittelpunkt (MP)	m	±0,00	±0,00
Außendurchmesser	m	23,00	22,50
Durchmesser Sockel	m	7,50	7,60
OK-Fundament	m	0,29	0,29
OK-Erdüberschüttung	m	0,10	0,10
Fundamenthöhe außen/innen	m	3,64/3,89	3,66/3,91
UK-Fundament außen/innen	m	-3,35/-3,60	-3,37/-3,62
UK-Sauberkeitsschicht außen/innen	m	-3,45/-3,70	-3,47/-3,72
erf.e dyn. Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi\text{dyn}}$	MNm/rad	96.000	159.000
erf. stat. Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi\text{stat}}$	MNm/rad	32.000	32.000
Sohldruck σ_{Rk}	kN/m ²	268	243
Sohlreibungswinkel φ'	°	30	30
Wichte der Bodenauflast γ/γ'	kN/m ³	18/8	18/8
max. Vertikallast V_{zk} inkl. Erdauflast und Kranballast	kN	40.063	41.438
max. Moment Fundamentunterkante M_{xyk} , inkl. Erdauflast und Kranballast	kNm	210.316	214.980
Grundwasserhöchststand	m	-3,35	-3,37
zul. Schiefstellung Δs	mm/m	3	3

Tab. 9.2

Auf Grund der Hanglagen und der notwendigen Höhenrelationen zu den Kranstellflächen sind Höhenanpassungen der Gründungsebenen, bezogen auf die Geländeoberkanten an den Fundamentmittelpunkten, notwendig. Die Planungen sehen folgende Gründungsebenen vor:

Anlagenstandort	MP-Geländehöhe vorhanden [mNHN]	Höhenänderung gegenüber Standard [m]	UK-Fundament [m ü.MP]/ [mNHN]	UK-Sauberkeitsschicht außen [m ü. MP]/ [mNHN]
WEA 1	670,08	-1,20	-1,34/668,74	-1,44/668,64
WEA 2	681,59	-1,00	-1,14/680,45	-1,24/680,35
WEA 3	682,49	-1,20	-1,54/680,95	-1,64/680,85
WEA 5	655,30	+1,25	-2,08/653,22	-2,18/653,12
WEA 6	658,06	±0,00	-3,37/654,69	-3,47/654,59
WEA 7	636,95 *	+4,86	+1,50/638,45	+1,40/638,35
WEA 8	616,85	-1,20	-1,54/615,31	-1,64/615,21

Tab. 9.3

**(Anmerkung zu WEA 7: Die ursprüngliche Bezugshöhe im Niveau des damaligen Geländeniveaus (MP = ±0,00 m) lag im Februar 2014 bei 639,7 mNHN. Aufgrund der zwischenzeitlich erfolgten Ausschachtung liegt die aktuelle Geländeoberkante/Aushubssole tiefer bei 636,95 mNHN. Die Höhen wurden auf die neue Bezugshöhe MP = ±0,00 m = 636,95 mNHN bezogen)*

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 des Bodenaustausches ergeben. Diese Maßnahmen können dann aber auf das absolut notwendige Maß begrenzt werden.

9.2 Gründungsempfehlung

Die Unterkante Sauberkeitsschicht liegt an allen sechs Standorten nach den Bohrergebnissen entweder vollständig oder zumindest an den Hangseiten im anstehenden Fels. An der Hangunterseite fällt die Felsoberkante z.T. deutlich unter die geplante Gründungsebene der Fundamente ab. Empfohlen wird eine **Flachgründung auf Fundamenten ohne Auftriebssicherung** auf einem **Schotterpolster (Bodenaustausch)** über dem Fels (Schicht Nr. 4). Auf die Auftriebssicherung kann bei den Fundamenten der V136 nur verzichtet werden, wenn geeignete **Dränagemaßnahmen** ergriffen werden (s.u.) und die Ableitung des anfallenden Wassers über die gesamte Betriebsdauer technisch und rechtlich sichergestellt werden kann. Aufgrund der geringen Durchlässigkeit der Verwitterungsschichten und des angewitterten Festgesteins besteht sonst die Möglichkeit eines Einstaus von zutretendem Oberflächenwasser im rückverfüllten Arbeitsraum der Fundamentbaugruben mit entsprechender Auftriebswirkung.

Um eine gleichmäßige Bettung der Fundamente zu erzielen, sollte auf die Baugrubensohlen nach der Freigabe durch den Baugrundgutachter unter dem Außenring eine verdichtete Polsterschicht aus Gesteinsschotter (Körnung vergleichbar mit Schottertragschicht 0/45 mm nach TL SoB-StB 07) aufgebracht werden. Diese wird über den höchsten Felsrippen eine Stärke von **≥ 0,15 m** erhalten. Zur Hangunterseite sind z.T. deutlich größere Stärken erforderlich, um die weniger tragfähigen und z.T. inhomogenen Verwitterungsschichten durch einen hoch tragfähigen Bodenaustausch mit definierten Trageigenschaften zu ersetzen.

Nach den Bohrergebnissen sind folgende Bodenaustauschstärken zu kalkulieren:

Anlagen- gen- standort	Geländehöhe [mNHN]	UK- Sauberkeits- schicht außen [m MP]/ [mNHN]	UK-Gesteinsschutt [m MP]/ [mNHN]	Voraussichtliche Stärke des Bodenaustausches (min...max) [m]
WEA 1	670,08	-1,44/668,64	-0,5...-2,6/ 669,58...667,48	0,15...1,2
WEA 2	681,59	-1,24/680,35	-1,2...-2,7 680,39...678,89	0,15...1,5
WEA 3	682,49	-1,64/680,85	-0,3...-2,7 682,19...679,79	0,15...1,1
WEA 5	655,30	-2,18/653,12	-0,3...-3,7 655,00...651,60	0,15...1,5
WEA 6	658,06	-3,47/654,59	-1,1...-1,9 656,96...656,16	0,15
WEA 7	636,95	+1,40/638,35	+1,7...-0,2 638,65...636,75	1,4...1,6
WEA 8	616,85	-1,64/615,21	-0,5...-2,9 616,35...613,95	0,15...1,3

Tab. 9.4

Der Bodenaustausch muss nach außen über die Fundamentaßenkanten entsprechend seiner Stärke überstehen. Zur Hangunterseite können dadurch größere Bodenaustauschstärken als in der Tabelle angegeben notwendig werden.

Unter der Fundamentvertiefung der Fundamente für die V136 im Zentrum sollte die Polsterschicht aus gleichkörnigem Splitt (z. B. 2/4 mm) oder ggf. kornabgestuftem Sand hergestellt werden, um in der Mitte eine leicht kompressible Schicht zu erhalten. Diese verhindert ein sog. Aufreiten der Fundamente.

In Lastplattendruckversuchen nach DIN 18.134 sollten an der Oberfläche des Bodenaustausches (= Unterkante Sauberkeitsschicht) E_{v2} -Werte von $\geq 100 \text{ MN/m}^2$ nachgewiesen werden.

Der Arbeitsraum neben den Fundamenten der V136 wird im unteren Teil mit wasser-durchlässigem Splitt oder Schotter zur Ummantelung der Dränageröhre und darüber mit dem zuvor ausgehobenen Boden lagenweise verfüllt und dabei lagenweise verdichtet. Hierzu sind die Ausführungen zur Trockenhaltung des Fundamentes (s.u.) zu beachten.

Für die Verfüllung und die verdichtete Überschüttung der Fundamentplatten eignet sich in erster Linie schwach lehmiger und „trockener“, d.h. schwach erdfeuchter Gesteinsschutt und ggf. kleinstückig gebrochener Fels. Die Korngrößenfraktion $> 200 \text{ mm}$ kann hierfür nicht verwendet werden. Im höchsten Teil sollte eine ca. 0,2 m starke Mutterbodenabdeckung aufgebracht werden. Diese Bodenauflast muss im verdichteten Zustand eine Trockenwichte von $\geq 18 \text{ kN/m}^3$ erreichen.

9.3 Trockenhaltung der Fundamente für die V136

Im unteren Teil, d.h. im Niveau der Sauberkeitsschicht, wird sicherheitshalber in einer Splitt- bzw. Kiessandschüttung zusätzlich ein **Dränagerohr** eingelegt und mit leichtem Gefälle zur Hangunterseite abgeleitet. Die Ausführung sollte unter Beachtung der DIN 4095 und der beiliegenden Prinzipzeichnung (Anlage 4) ausgeführt werden. Spülrohre bzw. -schächte sind am oberen Scheitelpunkt der Ringleitung und am T-Stück zur Einleitung in das Vollrohr vorzusehen (s. Anlage 4).

Evtl. zeitweilig anfallendes Stauwasser muss sicher aus der Arbeitsraumverfüllung mit freiem Gefälle abgeleitet werden. Die Auslaufstelle muss in Abstimmung mit dem Grundstückseigentümer so gesichert werden, dass die anfallenden geringen Wassermengen dauerhaft rückstaufrei auslaufen können. Bei der in der Anlage 4 dargestellten Form ist, abgesehen von zeitweiligen Wasseransammlungen, kaum eine Beeinträchtigung der forstwirtschaftlichen Nutzung zu erwarten. Die Ableitung der Dränage ist, sofern vorhanden, alternativ zu einer Sickergrube, in einen Bachlauf oder Graben möglich. Die Auslaufstelle sollte dann aber z.B. mit einer Steinschüttung oder einer so genannten Froschklappe gegen das Eindringen von Tieren geschützt werden.

10 Hinweise zur Bauausführung

Beim Aushub der Baugruben ist im tieferen Teil mit Fels der Klasse 6, z.T. auch 7 zu rechnen. Die Ausschachtung erfolgt daher zweckmäßigerweise mit einem schweren Bagger mit Tieflöffelausrüstung und Reißzahnbestückung. Als Bedarfsposition sollten auch Meißelarbeiten und ggf. Lockerungssprengungen mit ausgeschrieben werden. Ein gewisser Mehrausbruch ist oft nicht vollständig zu vermeiden.

Empfohlen wird, stärkere Auflockerungen in der Baugrubensohle zu entfernen. Dafür ist es i.d.R. zweckmäßig, die Sohle mit einer Baggerschaufel (Grabenräumschaufel) mit glatter Schneide nachzuarbeiten und verbleibende, restliche Auflockerungen mit einem schweren Flächenrüttler in 3 – 4 Übergängen nachzuverdichten.

Die **Baugrubensohlen** sollten bis **mindestens 0,15 m** unter die Unterkante Sauberkeitsschicht bzw. bis zur Felsoberkante **ausgehoben** und vor dem Aufbringen der Polsterschicht (s.u.) **durch den Baugrundgutachter abgenommen** werden. Dabei können tiefer reichende Verwitterungen und evtl. zusätzliche Maßnahmen für eine ordnungsgemäße Gründung vorgeschlagen werden.

Aus baupraktischen Gründen ist es wegen der Fundamentvertiefungen im Zentrum ggf. sinnvoll, die Gruben einheitlich bis ca. 0,05 m unter die UK_Sauberkeitsschicht im Zentrum der Fundamente bzw. an der Hangunterseite bis zum Fels entsprechend tiefer auszuheben und die Profilierung der Gründungssohle vollständig im Schotterbodenaustausch vorzunehmen.

Unter den Fundamenten wird jeweils ein Graben für Leerrohre ausgehoben. Gelockerte Steine werden aus den Gräben entfernt. Auf die **Grabensohle** wird eine dünne Schotterlage als **Polsterschicht** und zum Höhenausgleich eingebaut. Die **Leerrohre** sollten **mit Beton ummantelt** werden, so dass eine kraftschlüssige Verfüllung des Grabens erfolgt. Zusätzlich sind hierbei die ortsspezifischen Angaben zur Leerrohr- bzw. Kabelführung des Windenergieanlagenherstellers zu beachten.

Vor dem Fundamentbau sollte die Oberfläche des Schotterpolsters abschließend durch Plattendruckversuche nach DIN 18.134 geprüft werden. Dafür bitten wir um Terminabstimmung.

11 Nachweis der geforderten Bodenkennwerte

Nach den vorliegenden Unterlagen werden an die Fundamentgründung der geplanten Windenergieanlage bei einem Grundwasserspiegel unter der Gründungssohle folgende Anforderungen gestellt:

Kenngröße	Einheit	V150-5.6 HH169m Flach ohne Auftrieb Wert	V150-5.6 HH166m Flach ohne Auftrieb Wert
dynamische Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi, \text{dyn.}}$	MNm/rad	200.000	200.000
statische Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi, \text{stat.}}$	MNm/rad	40.000	40.000
aufnehmbarer Sohldruck σ_k	kN/m ²	354,5	354,5
setzungsbedingte Schiefstellung des Fundamentes Δs	mm/m	3	3
Bodenüberdeckung γ	kN/m ³	18	18

Tab. 11.1

Kenngröße	Einheit	V136-4.2 HH166m Flach ohne Auftrieb Wert	V136-4.2 HH149m Flach ohne Auftrieb Wert
dynamische Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi, \text{dyn.}}$	MNm/rad	96.000	159.000
statische Drehfedersteifigkeit $k_{\varphi, \text{stat.}}$	MNm/rad	32.000	32.000
aufnehmbarer Sohldruck σ_k	kN/m ²	268	243
setzungsbedingte Schiefstellung des Fundamentes Δs	mm/m	3	3
Sohlreibungswinkel	°	30	30
Bodenüberdeckung γ	kN/m ³	18/8	18/8

Tab. 11.2

11.1 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:

Anlagenstandorte	Anlagentyp	statische Drehfedersteifigkeit $K_{\varphi, \text{stat}}$ [MNm/rad]	dynamische Drehfedersteifigkeit $K_{\varphi, \text{dyn}}$ [MNm/rad]
WEA 1	V150-5.6 HH169m	188.082	564.245
WEA 2	V150-5.6 HH169m	188.082	564.245
WEA 3	V150-5.6 HH166m	188.082	564.245
WEA 5	V136-4.2 HH166m	165.537	496.612
WEA 6	V136-4.2 HH149m	154.974	464.923
WEA 7	V136-4.2 HH149m	154.974	464.923
WEA 8	V150-5.6 HH166m	188.082	564.245

Tab. 11.3

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

11.2 Aufnehmbarer Sohldruck

Für die geplanten Anlagen ist ein aufnehmbarer Sohldruck von $\sigma = 243 \text{ kN/m}^2$ bis max. $354,5 \text{ kN/m}^2$ angegeben. Bei der großen Fundamentbreite ergeben Grundbruchberechnungen nach DIN 4017 (s. Anl. 1.5) aufnehmbare Sohldrucke, die deutlich höher liegen. Die angegebenen Bodenpressungen sind hinsichtlich des Grundbruchkriteriums bei der empfohlenen Flachgründung zulässig.

11.3 Grundwasserhöchststand

Bei den oben beschriebenen Boden- und Wasserverhältnissen und der für den Extremfall vorgesehenen Drainage muss mit dem Anstieg des Wasserspiegels bis über die Gründungssohle der Fundamente nicht gerechnet werden. Es können dann Fundamente ohne Auftrieb für die Windenergieanlagen gewählt werden.

11.4 Setzungsbedingte Schiefstellung

Die Gesamtsetzungen der Anlagen wurden überschlägig berechnet. Bei Zugrundelegung der zu erwartenden Vertikallasten sind Gesamtsetzungen in der Größenordnung von $\leq 1,5$ cm zu erwarten (s. Anl. 1.6). Diese Gesamtsetzungen liegen noch unter dem zulässigen Wert, der sich als Setzungsdifferenz bei der zulässigen maximalen Schiefstellung einstellen würde. In dem oben genannten Fundamentdatenblatt des Anlagenherstellers ist ein Wert von $\Delta s = 3,0$ mm/m, d. h. $0,17^\circ$ ausschließlich für setzungsbedingte Schiefstellungen zugelassen. Die Gesamtsetzungen der Anlagen sind daher zulässig.

11.5 Bodenüberdeckung

Die Überdeckung der Fundamentplatten sollte aus humusfreiem Gesteinsschutt bzw. Verwitterungslehm und die oberen ca. 0,2 m aus Mutterboden hergestellt werden. Der Füllboden muss auf ≥ 98 % der einfachen Proctordichte verdichtet werden. Die Überschüttung der Fundamentplatten mit einer Bodenverdichtung auf $\gamma \geq 18$ kN/m³ ist Teil des statischen Systems und sollte abschließend vom Baugrundgutachter geprüft werden.

Das Aushubmaterial kann für die Bodenüberdeckung verwendet werden. Dabei sollte jedoch darauf geachtet werden, dass die Kornfraktion > 200 mm vorher separiert wird und eine weite Kornabstufung mit ausgewogenen Fein- und Grobkornanteilen vorliegt, um die Verdichtungsfähigkeit zu gewährleisten.

11.6 Sohlreibungswinkel

Die Gründung des Ortbetonfundament liegt in einer Tragschicht aus kantigem Schotter mit einem Winkel der inneren Reibung von $\geq 37,5^\circ$. Der geforderte Sohlreibungswinkel von 30° wird daher deutlich überschritten und liegt auf der sicheren Seite.

12 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 18 bzw. 21 m verwendet.

Messort	Anordnung	Abstand Erder - Hilfserder [m]	spez. Erdwiderstand [kΩm]
Anlagenmittelpunkt WEA 1	Wenner	21	2,640
Anlagenmittelpunkt WEA 2	Wenner	18	3,653
Anlagenmittelpunkt WEA 3	Wenner	18	4,044
Anlagenmittelpunkt WEA 5	Wenner	21	2,250
Anlagenmittelpunkt WEA 6	Wenner	18	2,058
Anlagenmittelpunkt WEA 7	Wenner	21	1,763
Anlagenmittelpunkt WEA 8	Wenner	18	5,120

Tab. 12.1

13 Hinweise zum Wegebau und Kranstellflächenbau

13.1 Allgemeines/Wegebestand

Der Zustand von Bestandswegen sollte geprüft und in Abstimmung mit dem Anlagenhersteller und den Transportunternehmern überarbeitet werden. Im Bereich der Kranstellflächen liegen Höhenunterschiede vor, die auszugleichen sind.

Der **bestehende geschotterte Waldweg** weist an den Prüfstellen W 1...W 3 einen Aufbau aus ca. 0,2...0,3 m lehmigem Gesteinsschotter über 0,1 m...0,6 m starkem, steinigem Verwitterungslehm und lehmigem Gesteinsschotter auf. Dieser Aufbau ist zu dünn, um eine dauerhafte Standfestigkeit für die schweren Baufahrzeuge nachweisen zu können. Die Standfestigkeit ist bei dem beschriebenen Aufbau stark witterungsabhängig.

Der Bestandsweg sollte dünn abgezogen und von bindigem und humushaltigem Boden befreit werden. Anschließend wird der Weg zweckmäßigerweise in einer Stärke von ca. 0,4 m vermörtelt (ca. 3...5 % Mischbinder aus 50 % Kalk und 50 % Zement). Die Bindemittelzugabe kann in Abhängigkeit von dem Wassergehalt im Boden und von dem Lehmanteil variieren und muss vor Ort angepasst werden, um eine optimale Verdichtungsfähigkeit des Bodenmaterials zu erhalten. Darüber wird eine mindestens 0,15 m starke Verschleißschicht aus Tragschichtschotter (z. B. Körnung 0/45 mm n. TL SoB-StB 07) aufgebaut.

Die Hauptbelastungen, die zu einer Zerstörung des Weges führen können, treten i.d.R. bis zu der Betonage der Fundamente auf. Für den Anlagenaufbau ist bei Bedarf eine Sanierung notwendig, um einen reibungslosen Bauablauf gewährleisten zu können.

13.2 Oberbau unter Beachtung der RStO-12

Für den **Wegeneubau** und die **Kranstellflächen** wird empfohlen, den Mutterboden mit Humusanteilen vollständig abzutragen. Unterhalb des Mutterbodens lagert steiniger Verwitterungslehm (Schicht Nr. 2.1) in Stärken von 0,1...0,6 m bzw. schwach lehmiger bis lehmiger Gesteinsschutt (Schicht Nr. 2.2). 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.

Diese Mindestfestigkeit ist in steifem Verwitterungslehm i.d.R. nicht nachzuweisen, so dass eine Bodenverbesserung durchgeführt oder eine verstärkte Tragschicht eingebaut werden sollte. Die Verstärkung kann entweder durch eine Bodenvermörtelung oder durch groben Schotter mit Geotextil erreicht werden. Im Falle einer Bodenvermörtelung bindet der Boden ab und es entsteht eine hohe Tragfähigkeit.

Wegen des **Geländegefälles** werden die Kranstellflächen an der Hangoberseite i.d.R. bis in den Fels eingegraben. An der Hangunterseite liegt das Niveau der Kranstellflächen zumindest bereichsweise über dem jetzigen Gelände. Nach dem Mutterbodenabtrag wird ein Massenausgleich von der Hangoberseite zur Hangunterseite vorgenommen. Der dabei anfallende humusfreie Boden sollte für den Wiedereinbau im hangabwärts gelegenen Teil der Kranstellflächen möglichst wiederverwendet werden.

Der Verwitterungslehm ist ohne besondere Maßnahmen vor allem bei ungünstigen Witterungsverhältnissen nur schlecht zu verdichten. Es besteht aus baugrundtechnischer Sicht die Möglichkeit, diesen mit Bindemittel (Kalk/Zementgemisch) zu stabilisieren und an der Hangunterseite zum Höhenausgleich verdichtet einzubauen.

An der Hangoberseite muss in den Fels eingegraben werden. Der Felsausbruch und schwach lehmiger Gesteinsschutt sollte an der Hangunterseite lagenweise eingebaut und mit einer schweren Vibrationswalze mit Schafffußbandage verdichtet werden. Mürbe Gesteine, wie sie in den Bohrungen angetroffen wurden, werden dabei zertrümmert und lassen sich i.d.R. ausreichend gut verdichten. Massive, grobe Steine, die bei der Verdichtung

nicht zerfallen, sollten aussortiert und z.B. für Böschungssicherungen vorgehalten werden.

Die Zwischenlagen des Bodenauftrags sollten alle ca. 0,5 m mit dynamischen Fallplattenversuchen im Rahmen der Eigenüberwachung geprüft werden. Gut verdichteter Gesteinsschutt sollte dabei E_{vd} -Werte von $\geq 30 \text{ MN/m}^2$ liefern. Tonstein kann bei der Zerkümmerung und nasser Witterung aufweichen. Bei ungünstiger Witterung kann dem Material durch Kalkzugabe Wasser entzogen werden. Das Material sollte unmittelbar nach der Gewinnung wieder eingebaut werden.

In Plattendruckversuchen nach DIN 18.134 sollten auf dem aufgeschütteten Boden und auf dem Gesteinsschutt 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 E_{v2} -Werte $\geq 60 \text{ MN/m}^2$ nachgewiesen, so kann die Schottertragschicht auf 0,25/0,30 m reduziert werden. Über dem wenig verwitterten Fels werden i.d.R. schon E_{v2} -Werte von $\geq 100 \text{ MN/m}^2$ erreicht, so dass dort nur eine dünne Verschleißschicht [s.u.] eingebaut werden muss.

Die obere Lage der Tragschicht von ca. 0,10 m...0,15 m kann bei Bedarf als Verschleißschicht und zur Schonung der Reifen aus feinerem Schotter (z.B. 0/32 mm) hergestellt werden. Auf der Tragschicht werden vom Anlagenhersteller i.d.R. Verformungsmoduli von $E_{v2} \geq 100...120 \text{ MN/m}^2$ gefordert. Diese sollten beachtet werden.

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.

13.3 Wassereinfluss

In der Tragschicht besteht die Gefahr von Schichtenwasserbildungen. Daher ist es i.d.R. zu empfehlen, die Wege so weit wie möglich über das umgebende Gelände anzuheben. In kritischen, d.h. besonders beanspruchten Wegabschnitten und im Bereich der Kranstellflächen ist es zweckmäßig, einige Querdränagen im unteren Teil der Tragschicht einzubauen und anfallendes Wasser zur Seite abzuleiten.

Außerdem sollte ein evtl. Wasserzulauf aus den Kranstellflächen in die Fundamentgruben durch geeignete **Dränagen/Quergräben** verhindert werden. Am Rand der Kranstellflächen können für die Bauphase bei Bedarf Gruben ausgehoben und darin ein provisorischer Pumpensumpf eingebaut werden. Dort enden die Dränleitungen, um das Wasser zu fassen. Während der Bauphase kann evtl. verstärkt anfallendes Dränwasser abgepumpt werden, was die Kranstellflächen beim Aufbau der Windenergieanlagen deutlich sicherer macht.

13.4 Tragfähigkeit der Kranstellflächen

Für die Beurteilung der Tragfähigkeit der Kranstellflächen, d.h. zur Gewährleistung der Bodenpressungen unter den Hilfskränen und dem Hauptkran, wurde die beiliegende Grundbruchberechnung durchgeführt (s. Anlage 1.7). Dabei wurden die ungünstigsten Bodenkennwerte im unterlagernden bindigen Boden (Verwitterungslehm) angesetzt.

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

Breite der Aufstandsfläche	Bodenpressung
1,0 m	175 kN/m ²
2,0 m	250 kN/m ²
3,0 m	325 kN/m ²
4,0 m und mehr	400 kN/m ²

Tab. 13.1: Zulässige Bodenpressungen für die Kräne

Die durch die Kräne verursachten Bodenpressungen in der kritischen Grenzschicht zwischen Schottertragschicht und Verwitterungslehm ergibt sich aus der Breite der Aufstandsflächen zuzüglich der Lastausbreitung in der Schottertragschicht. In gut kornabgestuftem, kantigem Schottermaterial kann ein Lastausbreitungswinkel von 37,5° 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. 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.

13.5 Setzungsverhalten

Die maßgeblichen Setzungen ergeben sich aus dem stärker zusammendrückbaren vermörtelten Verwitterungslehm zwischen der Tragschicht und dem lehmigen Gesteinsschutt.

Bei angenommenen Stützlasten des Hauptkrans von $\leq 4000 \text{ kN}$ und einer Abtragung auf ausreichend großen Baggermatratzen unter Einhaltung der o.g. Bodenpressungen zeigen Setzungsberechnungen nach DIN 4019 (s. Anlage 1.8), dass unter den Kränen bei dem Ansatz der ungünstigsten Bodenkennwerte rechnerische Setzungen von $\leq 3 \text{ cm}$ 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.

14 Böschungen im Geländeeinschnitt

Böschungsneigungen im Fels richten sich nach dem Trennflächengefüge. Bei einem günstigen Einfallen der Trennflächen (Schichtung und Klüftung) kann nach DIN 4124 im Bauzustand eine maximale Böschungesneigung von 80° zugelassen werden. Das Trennflächengefüge muss dafür entsprechend geprüft werden. In den überlagernden Verwitterungsschichten ist eine Abflachung auf $45\text{...}60^\circ$ erforderlich.

Im Endzustand sollten die Böschungen deutlich flacher angelegt werden. Eine Böschungesneigung von 1:1,5 entspricht einem Winkel von annähernd 34° . Um die Standsicherheit einer derartigen Böschung dauerhaft gewährleisten zu können, sollte das Material in der Böschung einen vergleichbaren Reibungswinkel aufweisen. In dem im Baugrundgutachten beschriebenen schwach lehmigen bis lehmigem Gesteinsschutt (Schicht Nr. 3.2) ist diese Bedingung gewährleistet. Der steinige Verwitterungslehm weist dagegen einen geringeren Reibungswinkel auf. Das Gleiche gilt für vergleichbare aufgefüllte Böden und den Mutterboden. Der Verwitterungslehm weist eine Kohäsion auf, so dass die Standsicherheit derartiger Böschungen so lange gewährleistet ist, wie die Kohäsion und der Reibungswinkel durch Witterungseinflüsse, wie z.B. Frost und Nässe, nicht reduziert wird.

Für die Bauausführung bedeutet das, dass die Einschnitte zur Hangoberseite zunächst generell auf 1:1,5 geböscht werden. Anschließend erfolgt eine Abnahme der hangseitigen Böschung. Bereiche in denen Verwitterungslehm in der Böschung vorherrscht, können z.B. durch eine Stein- oder Schotterschüttung (s.u.) stabilisiert werden oder es wird bau-seits das Risiko eingegangen, dass es zu lokalen, sog. Hautrutschungen kommt, die dann beseitigt und im Bedarfsfall nachträglich stabilisiert werden. Die Gefahr von Hautrutschungen kann deutlich reduziert werden, wenn es rasch zu einer Begrünung der Böschungsoberflächen kommt.

Für den Fall, dass derartige Bereiche sofort im Zuge der Bauausführung stabilisiert werden sollen, besteht die Möglichkeit, kurze Wegabschnitte (ca. 1 Tagesleistung) kurzzeitig in Anlehnung an DIN 4124 auf 60° zu versteilen und sofort mit einem Geovlies abzudecken. Vor die Böschung wird ein Keil aus Schottermaterial (z.B. schwach lehmiger Gesteinsschutt aus der Ausschachtung in anderen Bereichen) lagenweise aufgebaut und dabei lagenweise verdichtet. Alternativ kann Gesteinsschotter, Körnung 0/45 mm oder 0/56 mm oder aber auch Überkorn, d.h. eine Gesteinsschüttung aus groben, kantigen Steinen verwendet werden. Das Vorschüttmaterial sollte im verdichteten Zustand Reibungswinkel von $\geq 37,5^\circ$ aufweisen. Nach der Verdichtung des Stützmaterials wird die Böschung an der Oberfläche abgezogen und auf die gewünschte Böschungesneigung von 1:1,5 profiliert.

In kritischen Bereichen mit Oberflächenwasserzulauf oder Schichtenwasser sollten die Abschnitte mit der erforderlichen kurzzeitigen Versteilung der Böschung möglichst kurz gehalten werden. Abschnitte von 5 m Länge können i.d.R. von einem Bagger freigelegt und von einem zweiten Bagger sofort rückverfüllt und z.B. mit einem Anbauverdichter verdichtet werden. Böschungshöhen von mehr als 3 m müssen ggf. mit einer Zwischenberme versehen werden.

Der Aushubboden besteht aus Verwitterungslehm, d.h. bindigem Boden. Die im Bereich von Böschungssicherungen anfallenden Zusatzmassen sollten möglichst im Bereich der Hangunterseite verwertet werden. Dafür sollten die Angaben für die Kranstellflächen beachtet werden.

Bei nachweislich günstig einfallenden Trennflächensystemen können dauerhafte Böschungen im Fels ggf. auch deutlich steiler angelegt werden. Dann sollte aber darauf geachtet werden, dass es durch einzelne abrutschende Steine zu keinen Gefährdungen am Böschungsfuß kommen kann.



Ch. Gerdes

Schichtenverzeichnis

Bezugshöhe ist die Geländeoberkante im Bereich des jeweiligen Fundamentmittelpunktes
MP = $\pm 0,00$ m

WEA 1

(November 2017; Die ursprüngliche Bezugshöhe von MP = $\pm 0,00$ m = 670,2 mNHN lag im Niveau des damaligen Geländeniveaus. Aufgrund der zwischenzeitlich erfolgten Ausschachtung liegt die aktuelle Geländeoberkante tiefer bei 670,08 mNHN. Die Ansatzhöhen wurden auf die neue Bezugshöhe MP = $\pm 0,00$ m = 670,08 mNHN umgerechnet)

B 1.1 -0,28 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,2	m	Mutterboden
0,2	...	0,8	m	Verwitterungslehm, steinig, nach unten übergehend in stark steinig, steif bis halbfest
0,8	...	1,8	m	Gesteinsschutt, schwach lehmig, dicht
1,8	...	2,6	m	Schluffstein, stark verwittert
2,6	...	3,0	m	Schluffstein, schwach verwittert

B 1.2 -0,78 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,2	m	Mutterboden
0,2	...	0,9	m	Verwitterungslehm, steinig, steif bis halbfest
0,9	...	1,8	m	Gesteinsschutt, lehmig, mit Wurzelresten, dicht
1,8	...	2,5	m	Schluffstein, stark verwittert, übergehend in schwach verwittert

B 1.3 0,72 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,2	m	Mutterboden
0,2	...	0,6	m	Verwitterungslehm, steinig, steif bis halbfest
0,6	...	1,2	m	Gesteinsschutt, lehmig, dicht
1,2	...	2,2	m	Gesteinsschutt, nach unten übergehend in Schluffstein, stark verwittert
2,2	...	3,0	m	Schluffstein, schwach verwittert

WEA 2

(März 2020)

B 2.1 -0,4 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,2	m	Mutterboden
0,2	...	0,6	m	Verwitterungslehm, steinig, lagenweise mit humosen Spuren
0,6	...	2,3	m	Gesteinsschutt, lehmig, lagenweise stark lehmig, nach unten übergehend in schwach lehmig, mitteldicht bis dicht
2,3	...	3,0	m	Feinsandstein und Schluffstein, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert kein weiterer Bohrfortschritt

Rückstellprobe B 2.1...B 2.3: 0,3...2,0 m

B 2.2 -0,09 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,2	m	Mutterboden
0,2	...	0,7	m	Verwitterungslehm, steinig, nach unten übergehend in stark steinig, lagenweise mit humosen Spuren
0,7	...	2,3	m	Gesteinsschutt, lehmig bis stark lehmig, nach unten übergehend in schwach lehmig, steif bis halbfest, nach unten übergehend in mitteldicht bis dicht
2,3	...	2,5	m	Schluffstein, lagenweise Feinsandstein, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert kein weiterer Bohrfortschritt

B 2.3 0,55 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,3	m	Mutterboden
0,3	...	0,5	m	Verwitterungslehm, steinig, mit humosen Spuren
0,5	...	1,7	m	Gesteinsschutt, lehmig, dicht
1,7	...	2,1	m	Schluffstein, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert, hellbeige kein weiterer Bohrfortschritt

B 2.4 GOK

0,0	...	0,2	m	Mutterboden
0,2	...	0,4	m	Verwitterungslehm, steinig, mit humosen Spuren
0,4	...	1,9	m	Gesteinsschutt, schwach lehmig bis lehmig, mitteldicht bis dicht
1,9	...	2,0	m	Schluffstein, lagenweise Sandstein, stark verwittert kein weiterer Bohrfortschritt

B 2.5 GOK

0,0	...	0,3	m	Mutterboden
0,3	...	0,6	m	Verwitterungslehm, schwach steinig bis steinig, mit humosen Spuren
0,6	...	1,6	m	Gesteinsschutt, lehmig bis stark lehmig, nach unten übergehend in schwach lehmig, dicht
1,6	...	2,0	m	Schluffstein, lagenweise Sandstein, stark verwittert kein weiterer Bohrfortschritt

WEA 3

(März 2020)

B 3.1 0,98 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,2	m	Mutterboden
0,2	...	0,4	m	Verwitterungslehm, schwach steinig, mit humosen Spuren
0,4	...	0,8	m	Verwitterungslehm, steinig bis stark steinig, steif bis halbfest
0,8	...	1,3	m	Gesteinsschutt, lehmig, lagenweise schwach lehmig, mitteldicht bis dicht
1,3	...	2,0	m	Schluffstein, lagenweise Feinsandstein, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert kein weiterer Bohrfortschritt

Rückstellprobe aus B 3.1...B 3.3: 0,2...2,0 m

B 3.2 -0,27 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,2	m	Mutterboden
0,2	...	0,6	m	Verwitterungslehm, steinig bis stark steinig, steif bis halbfest
0,6	...	2,1	m	Gesteinsschutt, lehmig, lagenweise stark lehmig, nach unten übergehend in schwach lehmig, mitteldicht bis dicht
2,1	...	2,5	m	Schluffstein, lagenweise Sandstein, stark verwittert kein weiterer Bohrfortschritt

B 3.3 -1,07 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,2	m	Mutterboden
0,2	...	0,6	m	Verwitterungslehm, schwach steinig, lagenweise mit humosen Spuren
0,6	...	0,8	m	Verwitterungslehm, steinig bis stark steinig, steif
0,8	...	1,6	m	Gesteinsschutt, lehmig, nach unten übergehend in schwach lehmig, dicht
1,6	...	2,0	m	Schluffstein, in Wechsellagerung mit Sandstein, stark verwittert kein weiterer Bohrfortschritt

B 3.4 GOK

0,0	...	0,3	m	Mutterboden
0,3	...	0,5	m	Verwitterungslehm, schwach steinig, mit humosen Spuren
0,5	...	1,6	m	Verwitterungslehm, steinig, nach unten übergehend in stark steinig, steif bis halbfest
1,6	...	1,9	m	Gesteinsschutt, schwach lehmig, dicht
1,9	...	2,0	m	Schluffstein stark verwittert kein weiterer Bohrfortschritt

B 3.5 GOK

0,0	...	0,3	m	Mutterboden
0,3	...	0,5	m	Verwitterungslehm, steinig, mit humosen Spuren
0,5	...	2,0	m	Gesteinsschutt, lehmig, nach unten übergehend in schwach lehmig, dicht
2,0	...	2,3	m	Schluffstein, lagenweise Feinsandstein, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert kein weiterer Bohrfortschritt

WEA 5 (ehemals WEA 4)

(November 2017)

B 5.1 1,7 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,2	m	Mutterboden
0,2	...	1,2	m	Verwitterungslehm, steinig, steif bis halbfest
1,2	...	2,0	m	Gesteinsschutt, schwach lehmig, dicht
2,0	...	2,2	m	Schluffstein, lagenweise Tonstein, stark verwittert
2,2	...	2,5	m	Schluffstein, lagenweise Tonstein, schwach verwittert

B 5.2 -0,9 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,9	m	Auffüllung (Gesteinsschutt und Verwitterungslehm, locker)
0,9	...	1,2	m	Verwitterungslehm, steinig, steif bis halbfest
1,2	...	2,8	m	Gesteinsschutt, schwach lehmig, dicht
2,8	...	3,0	m	Schluffstein, stark verwittert
3,0	...	3,5	m	Schluffstein, schwach verwittert

B 5.3 -1,8 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,1	m	Mutterboden
0,1	...	0,8	m	Verwitterungslehm, steinig, steif bis halbfest
0,8	...	1,6	m	Gesteinsschutt, schwach lehmig, dicht
1,6	...	2,0	m	Schluffstein, stark verwittert, braun
2,0	...	2,5	m	Schluffstein, schwach verwittert, beigebraun

WEA 6

(März 2020)

B 6.1 -0,65 m [Ansatzhöhe]

0,0	...	0,2	m	Mutterboden
0,2	...	0,4	m	Verwitterungslehm, steinig bis stark steinig, mit humosen Spuren
0,4	...	1,2	m	Gesteinsschutt, schwach lehmig, dicht
1,2	...	1,5	m	Schluffstein in Wechsellagerung mit Feinsandstein, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert kein weiterer Bohrfortschritt

Rückstellprobe B 6.1...6.3: 0,3...1,0 m

B 6.2 0,55 m [Ansatzhöhe]

0,0	...	0,3	m	Mutterboden
0,3	...	0,9	m	Verwitterungslehm, steinig bis stark steinig, mit humosen Spuren
0,9	...	1,6	m	Gesteinsschutt, schwach lehmig, lagenweise lehmig bis stark lehmig, dicht, lagenweise steif bis halbfest
1,6	...	1,7	m	Schluffstein in Wechsellagerung mit Feinsandstein, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert kein weiterer Bohrfortschritt

B 6.3 -0,11 m [Ansatzhöhe]

0,0	...	0,3	m	Gesteinsschutt, schwach lehmig, dicht
0,3	...	1,0	m	Schluffstein, in Wechsellagerung mit Sandstein, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert kein weiterer Bohrfortschritt

B 6.4 GOK

0,0	...	0,2	m	Mutterboden
0,2	...	0,3	m	Verwitterungslehm, steinig, mit humosen Spuren
0,3	...	1,0	m	Gesteinsschutt, schwach lehmig bis lehmig, mitteldicht bis dicht
1,0	...	1,3	m	Schluffstein in Wechsellagerung mit Feinsandstein, lagenweise Quarzit, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert kein weiterer Bohrfortschritt

B 6.5 GOK

0,0	...	0,2	m	Mutterboden
0,2	...	0,3	m	Verwitterungslehm, stark steinig, mit humosen Spuren
0,3	...	0,5	m	Gesteinsschutt, schwach lehmig, dicht
0,5	...	1,0	m	Schluffstein, stark verwittert kein weiterer Bohrfortschritt

B 6.6 GOK Kranstellfläche

0,0	...	0,3	m	Auffüllung (Gesteinsschotter, Kranstellfläche)
0,3	...	0,5	m	Schluffstein in Wechsellagerung mit Feinsandstein kein weiterer Bohrfortschritt

WEA 7

(Februar 2014; Die ursprüngliche Bezugshöhe von MP = $\pm 0,00$ m = 639,7 mNHN lag im Niveau des damaligen Geländeniveaus. Aufgrund der zwischenzeitlich erfolgten Ausschachtung liegt die aktuelle Geländeoberkante tiefer bei 636,95 mNHN. Die Ansatzhöhen wurden auf die neue Bezugshöhe MP = $\pm 0,00$ m = 636,95 mNHN umgerechnet)

B 7.1 3,55 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,1	m	Mutterboden
0,1	...	0,7	m	Verwitterungslehm, steinig, nach unten übergehend in stark steinig, halbfest
0,7	...	1,9	m	Gesteinsschutt, lehmig, nach unten übergehend in schwach lehmig, mitteldicht, nach unten übergehend in dicht
1,9	...	2,3	m	Schluffstein, lagenweise Sandstein, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert Kein Bohrfortschritt mehr

B 7.2 2,75 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,2	m	Mutterboden
0,2	...	0,7	m	Verwitterungslehm, steinig bis stark steinig, halbfest
0,7	...	2,5	m	Gesteinsschutt, lehmig, nach unten übergehend in schwach lehmig, mitteldicht, nach unten übergehend in dicht
2,5	...	2,7	m	Schluffstein, Sandstein, lagenweise etwas Quarzit, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert Kein Bohrfortschritt mehr

B 7.3 2,25 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,2	m	Mutterboden
0,2	...	0,9	m	Verwitterungslehm, steinig, nach unten übergehend in stark steinig, halbfest
0,9	...	2,4	m	Gesteinsschutt, lehmig, nach unten übergehend in schwach lehmig, mitteldicht, nach unten übergehend in dicht
2,4	...	3,0	m	Schluffstein und Sandstein, lagenweise etwas Tonstein, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert Kein Bohrfortschritt mehr

WEA 8

(März 2020)

B 8.1 1,1 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,1	m	Auffüllung (Mutterboden)
0,1	...	1,6	m	Gesteinsschutt, schwach lehmig bis lehmig, mitteldicht bis dicht
1,6	...	2,0	m	Sandstein, stark verwittert, gelbbeige kein weiterer Bohrfortschritt

Rückstellprobe: 0,1...1,6 m

B 8.2 0,27 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,1	m	Mutterboden
0,1	...	0,4	m	Verwitterungslehm, steinig, mit humosen Spuren
0,4	...	1,8	m	Gesteinsschutt, lehmig, mitteldicht bis dicht
1,8	...	2,0	m	Sandstein, stark verwittert, gelbbraun kein weiterer Bohrfortschritt

B 8.3 -1,37 m (Ansatzhöhe)

0,0	...	0,1	m	Mutterboden
0,1	...	0,6	m	Verwitterungslehm, steinig, lagenweise mit humosen Spuren, steif
0,6	...	1,5	m	Gesteinsschutt, schwach lehmig, lagenweise lehmig, dicht
1,5	...	2,0	m	Sandstein, stark verwittert, gelbweiß kein weiterer Bohrfortschritt

B 8.4 GOK

0,0	...	0,1	m	Mutterboden
0,1	...	0,4	m	Verwitterungslehm, steinig, mit humosen Spuren
0,4	...	1,6	m	Gesteinsschutt, schwach lehmig bis lehmig, mitteldicht bis dicht
1,6	...	2,0	m	Sandstein, stark verwittert kein weiterer Bohrfortschritt

B 8.5 GOK

0,0	...	0,1	m	Mutterboden
0,1	...	0,3	m	Verwitterungslehm, steinig, mit humosen Spuren
0,3	...	1,7	m	Gesteinsschutt, schwach lehmig bis lehmig, mitteldicht bis dicht
1,7	...	2,0	m	Sandstein, lagenweise Schluffstein, stark verwittert kein weiterer Bohrfortschritt

Goelektrische Messungen zur Ortung von Hohlräumen an 6 Standorten geplanter WEAs des Windparks Jagdberg in der Nähe von Bad Laasphe

Auftraggeber:	Geotechnisches Büro Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH Fritz-Peters-Straße 22 47447 Moers
Ansprechpartner:	Herr Gerdes Tel.: 02841/96733-3 gerdes@baugrund-moers.de
Auftragnehmer:	geoFact GmbH Von-Hymmen-Platz 1 53121 Bonn Tel.: +49 (0) 228 - 25 71 02 Fax: +49 (0) 228 - 9 25 83 16 info@geofact.de Ansprechpartner: Dr. Heinrich Krummel, Dr. Markus Janik
Feldarbeiten:	Raphael Holland, Stephan Brandenburg, Sebastian Wege
Bericht:	Raphael Holland, Stephan Brandenburg
Ort und Datum:	Bonn, 10. März 2021
Seiten:	14
Tabellen:	3
Abbildungen:	0
Anhang:	1
Anlagen:	6

Inhaltsverzeichnis

1	Auftrag und Aufgabenstellung	3
2	Durchführung der Messungen.....	4
3	Datenbearbeitung der Geoelektrik	6
4	Auswertung und Interpretation	8
4.1	WEA 1	9
4.2	WEA 2	9
4.3	WEA 3	9
4.4	WEA 5	9
4.5	WEA 6	10
4.6	WEA 8	10
4.7	Überprüfung der Verdachtspunkte.....	11
5	Zusammenfassung	12
6	Anlagenverzeichnis	12
7	Anhang	13
7.1	A Prinzip der 2D Geoelektrik	13

1 Auftrag und Aufgabenstellung

Die Firma **geoFact GmbH** Bonn (Auftragnehmer, AN) wurde von der Firma **Geotechnisches Büro Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH**, Moers (Auftraggeber, AG) beauftragt, an sechs Standorten für neue Windenergieanlagen (WEA) mit geoelektrischen Messungen nach Hohlräumen im Untergrund zu suchen.

Ziel der Untersuchung ist, anhand der geoelektrischen Messungen mögliche Hohlräume, entstanden durch frühere Bergbautätigkeiten, bis in eine Tiefe von 20 m unter Geländeoberkante (GOK) zu detektieren.

Die Stellen, an denen die geoelektrischen Messungen Hinweise auf Hohlräume oder potentiell instabil Bereiche zeigen, werden dem AG als Verdachtspunkte angezeigt. Die Überprüfung der Verdachtspunkte durch Sondierungen in einem geeigneten Raster soll durch den AG erfolgen.

2 Durchführung der Messungen

Die geoelektrischen Messungen wurden in den folgenden Zeiträumen bei jeweils guten Witterungsbedingungen durchgeführt:

Zwischen dem 14. und 16.11.2017 wurden die Standorte 1 und 5 (ehemals 4) gemessen.

Am 17. und 18.03.2020 erfolgte die Sondierung der WEA-Standorte 2,3,6 und 8.

Der Auftrag umfasste folglich insgesamt die Untersuchung von sechs WEA-Standorten im Raum Bad Laasphe.

Auf allen Standorten wurden zwei Profile mit jeweils 60 Elektroden im 2 m Abstand, also einer Profillänge von 118 m gemessen. Dabei lagen die Profile möglichst rechtwinklig zueinander. Aufgrund der örtlichen Verhältnisse war dies teilweise nur annähernd umsetzbar. Die Mittelpunkte der jeweiligen Standorte lagen immer bei Profilmeter 60 auf den Profilen.

Die Fundamentmittelpunkte und somit die Mittelpunkte der jeweiligen Kreuzprofile waren mit je einem Pflock im Gelände markiert. Die Koordinaten der Pflöcke wurden seitens des Auftraggebers zur Verfügung gestellt.

Die Geoelektrikprofile wurde mit der Messkonfiguration "Schlumberger" und "Wenner" gemessen. Die Datenqualität der Rohdaten war sehr hoch, so dass die Abweichungen der Wiederholungsmessungen immer bei < 1% lagen.

Eine Übersichtskarte mit der Lage der Profile ist diesem Bericht als **Anlage 1** beigelegt. Im **Anhang** befindet sich eine Beschreibung des Messverfahrens. Die **Tabelle 1** zeigt die Messparameter.

Die **Tabelle 2** listet die Mittelpunkte der Untersuchungsbereiche in UTM-Koordinaten (ETRS89) auf.

Tab. 1: Messparameter Geoelektrik

Geoelektrik:	
Messapparatur	Lippmann 4-Punkt light 10W
Messkonfiguration	Schlumberger, Wenner
Elektrodenabstand	2 m
Anzahl der Messprofile	12
Profillänge	118 m
Erkundungstiefe	max. 21 m
Verortung:	
Messapparatur	Topcon GRS-1, sapos Bautachymeter Leica TC 401
Koordinatensystem	UTM 32 Nord, ETRS89

Tab. 2: Mittelpunkte der WEA-Untersuchungsbereiche im Koordinatensystem UTM32N / ETRS89

WEA	Rechtswert [m]	Hochwert [m]	Höhe [m]
1	32450327,0	5637998,0	670,1
2	32450219,0	5637593,0	681,6
3	32450022,0	5637221,0	682,5
5	32451215,0	5637253,0	655,3
6	32452022,0	5637475,0	658,1
8	32450580,0	5636855,0	616,9

3 Datenbearbeitung der Geoelektrik

Die gemessenen scheinbaren Widerstände wurden zunächst mit der Software Res2dinv (Geotomo Software) bearbeitet.

Als Ergebnis der Messung erhält man zunächst einen vertikalen Profilschnitt der Widerstandsverteilung im Untergrund (**Abb. 1**, oberes Profil). Diese Sektion dient als Eingangsmodell für eine 2D-Inversion. Mit Hilfe der 2D-Inversion werden die gemessenen Widerstandswerte modifiziert und in die richtige Raumlage "geschoben". Dazu wird schrittweise die Differenz zwischen den für ein Modell berechneten und den im Feld gemessenen scheinbaren Widerstandswerten durch Änderung des Widerstandsmodells verkleinert. Startmodell der Modellrechnung ist die gemessene Pseudosektion (**Abb. 1**, oberes Profil). Nach der Inversion wird aus dem neu berechneten Modell der Widerstandsverteilung des Untergrundes mit Hilfe eines Finite-Differenzen-Algorithmus die dazugehörige Pseudosektion berechnet (**Abb. 1**, mittleres Profil) und mit der aus den Feldmessungen abgeleiteten Pseudosektion verglichen. Der Prozess Inversion - Vorwärtsmodellierung - Vergleich wird iterativ solange wiederholt, bis die Abweichung zwischen berechneter Pseudosektion und gemessener Pseudosektion unter einen vorher festgelegten Schwellwert fallen.

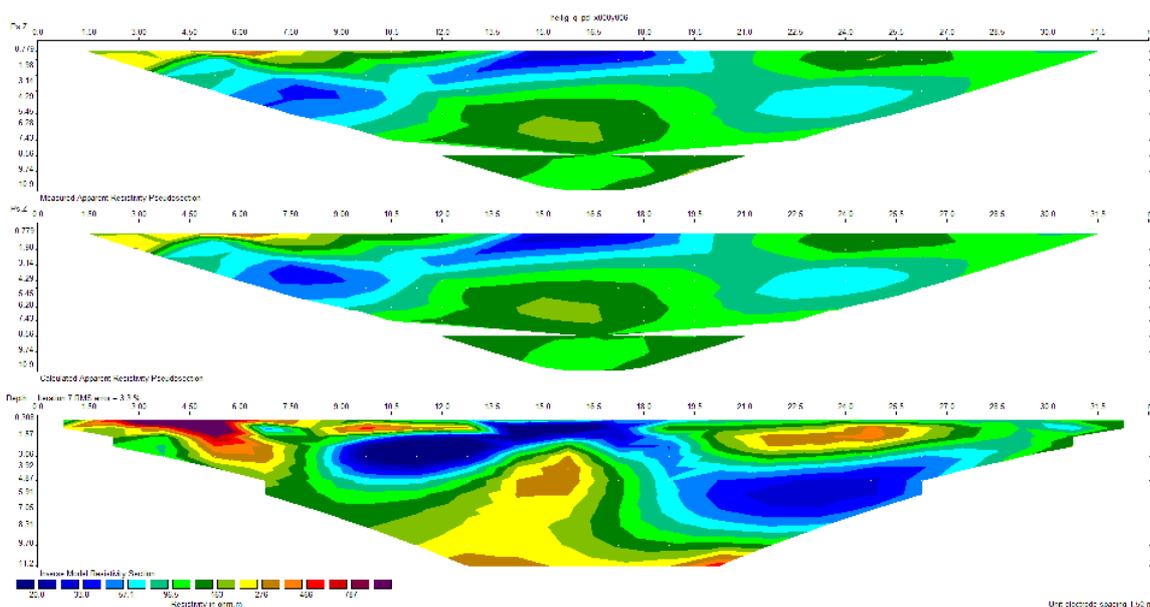


Abb. 1: gemessene Pseudosektion (oben), berechnete Pseudosektion (Mitte) und berechnetes Widerstandsmodell (Inversion, unten).

Das Resultat der Dateninversion eines Messprofils ist ein Modell der elektrischen Widerstandsverteilung in Form eines Profilschnitts.

Die Farben zeigen die Verteilung des spezifischen el. Widerstands in der jeweiligen Tiefe. Bereiche mit hohen Widerständen (d. h. hochohmig, schlechte Leitfähigkeit) sind in rötlichen, Bereiche mit niedrigen Widerständen (d. h. niederohmig, gute Leitfähigkeit) sind in blauen Farbtönen dargestellt.

Die Inversion der Messdaten wurde mit Berücksichtigung der Topographie vorgenommen. Die Tiefenanangaben beziehen sich auf die Mittelpunkte der WEA-Standorte, die jeweils mit 100 m angenommen werden.

4 Auswertung und Interpretation

Für jedes Profil wurde - wie beschrieben - aus den Messdaten durch Inversion mit dem Programm Res2DInv ein zweidimensionales Modell der Verteilung des spezifischen Widerstands im Untergrund entlang des Profils erzeugt.

Die Modelle wurden zunächst auf hochohmige Anomalien hin untersucht, die auf luftgefüllte Hohlräume hindeuten können. Erhöhungen des spezifischen Widerstands können jedoch auch durch Sand- oder Kieslinsen, Bereiche mit geringer Durchfeuchtung oder sonstige Materialwechsel verursacht werden. Es muss sich hier nicht zwangsläufig um einen Hohlraum handeln.

Andererseits können Hohlräume, in die im Laufe der Zeit bindige, feuchte Lockersediment eingetragen wurden, sich auch als niederohmige Bereiche beispielsweise gegen einen kompakten und trockenen Kalkstein abzeichnen. In beiden Fällen wurden auffällige Bereiche als Verdachtspunkte markiert.

Im Folgenden soll auf die einzelnen WEAs eingegangen werden. Siehe hierzu auch die **Anlagen 2.1** bis **2.6**.

Als Farbskala für die Darstellung der spez. elektr. Widerstände wurde einheitlich für alle Standorte ein Wertebereich von 0 Ωm bis 11.000 Ωm gewählt. Eingezeichnet sind in schwarz die WEA-Mittelpunkte. Ferner sind in den **Anlagen 2.1** bis **2.6** Verdachtspunkte für mögliche Hohlräume (graue Kreise) markiert.

Alle Punkte, an denen weitere Probebohrung abgeteuft werden sollten sind in **Tabelle 3**, am Ende von Kapitel 4 inkl. UTM-Koordinaten und erforderlicher Zielteufe enthalten.

4.1 WEA 1

Die **Anlage 2.1** zeigt die Widerstandsverteilung für den Standort WEA 1 sowie die Lage der Profile. Die el. Widerstände dieses Standorts variieren, wie auf fast alle anderen Standorten auch, zwischen 100 Ω m und 7.000 Ω m. Charakteristisch für die Messprofile sowie auch für das gesamte Messgebiet ist eine ca. 4 m mächtige hochohmige Deckschicht mit Widerständen zwischen ca. 3.000 Ω m und 7.000 Ω m und eine darunterliegende niederohmige Schicht mit Werten von 100 Ω m bis 700 Ω m.

Die Inversionsergebnisse der Goelektrikmessungen ergeben keine Verdachtspunkte auf Hohlräume an diesem Standort.

4.2 WEA 2

Die **Anlage 2.2** zeigt die Widerstandsverteilung für den Standort WEA 2 sowie die Lage der Profile. Die el. Widerstände dieses Standorts sind ähneln denen an WEA 1: zunächst eine ca. 4 m mächtige hochohmige Deckschicht mit Widerständen zwischen ca. 3.000 Ω m und 8.000 Ω m und eine darunterliegende niederohmige Schicht mit Werten von 100 Ω m bis 900 Ω m.

Profil 2 zeigt eine vertikale Struktur im Bereich von 1000 Ω m, welche die niederohmige Schicht teilt. Diese Struktur ist, mit einer Tiefe von 12 m, als Verdachtspunkt (VP1) markiert.

4.3 WEA 3

Wie in **Anlage 2.3** ersichtlich, unterscheidet sich dieser Standort nur in geringem Maße von WEA 1 hinsichtlich der Struktur der el. Widerstandsverteilung. Verdachtspunkte für Hohlräume ergeben sich auf Grundlage der goelektrischen Messdaten nicht.

4.4 WEA 5

Die **Anlage 2.4** zeigt die Widerstandsverteilung am Standort von WEA 5. Auch hier ist wieder die übliche Struktur - hochohmige Deckschicht über niederohmiger Schicht

erkennbar. **An einigen Stellen ist diese Struktur jedoch unterbrochen und sollte anhand von Bohrungen erkundet werden:**

Bei Profil 1 zeigt sich oberflächennah bei Profilmeter 54 eine niederohmige Struktur, die evtl. auf alte Bergbautätigkeit hinweisen könnte (VP 2). Ein Schachteinstieg oder eine Pinge könnten mögliche Ursachen für diese Anomalie sein. **Dieser Punkt kann vermutlich im Zuge der Fundamentausschachtung überprüft werden.** Wenn sich hierbei keine Verdachtsmomente ergeben, kann von ungestörtem Fels ausgegangen werden.

Der zweite Verdachtspunkt (VP 3) bei Profilmeter 28 auf Profil 2 könnte durch einen Hohlraum in 10 m Tiefe verursacht sein. Das legt die hochohmige Struktur in der ansonsten niederohmigen Schicht zumindest nahe. Bei diesem Punkt ist die Frage, ob er weit genug von der Windkraftanlage entfernt liegt, um ihn gegebenenfalls nicht weiter zu überprüfen.

4.5 WEA 6

Die **Anlage 2.5** zeigt die Widerstandsverteilung für den Standort WEA 6 sowie die Lage der Profile.

WEA 6 gleicht in seinem Aufbau grundsätzlich den vorherigen Standorten. Die Inversionsergebnisse zeigen in Profil 1, bei Profilmeter 80 bis 85 in ca. 5 m Tiefe zwei Linsenstrukturen. Ein hochohmiger Bereich, der unmittelbar an einen Niederohmigen angrenzt. **Diese Struktur deutet auf einen gestörten Bereich hin und ist als Hohlraumverdacht (VP 4) gekennzeichnet. Er sollte nach Möglichkeit mit mehreren Bohrungen überprüft werden.**

4.6 WEA 8

Die **Anlage 2.6** zeigt die Widerstandsverteilung am Standort von WEA 8. Auch hier ist wieder die übliche Struktur - hochohmige Deckschicht über niederohmiger Schicht erkennbar. An einer Stelle, in Profil 1, ist ein hochohmiger, abgegrenzter Bereich, zu erkennen. **Diese Stelle wurde als möglicher Hohlraum (VP 5) gekennzeichnet. Bei**

diesem Punkt ist die Frage, ob er weit genug von der Windkraftanlage entfernt liegt, um ihn gegebenenfalls nicht weiter zu überprüfen.

4.7 Überprüfung der Verdachtspunkte

Nach der Auswertung der Inversionsmodelle der einzelnen Standorte ergeben sich insgesamt 5 Verdachtspunkte für mögliche Hohlräume. Ein Verdachtspunkt kann möglicherweise im Zuge des Fundamentbaus nachgegangen werden. Ein anderer liegt gegebenenfalls weit genug von der Fundamentfläche entfernt und muss nicht weiter untersucht werden. Die nachfolgende **Tab. 4** listet die Koordinaten der 5 Verdachtspunkte auf. Die angegebenen Koordinaten beziehen sich jeweils auf den Mittelpunkt der Anomalie. Die Positionsgenauigkeit der 2D-Geoelektrik liegt dabei im Bereich von $\pm 1,5$ m. Die angegebenen erforderlichen Erkundungstiefen gehen aus Sicherheitsgründen immer ca. 2 m über die Mittelpunkte des jeweiligen Verdachtspunktes hinaus.

Tab. 3: Verdachtspunkte (UTM 32 Nord, ETRS 89)

Verdachtspunkt	Standort	UTM-X [m]	UTM-Y [m]	Abstand/ Richtung vom Mittelpunkt [m]	Tiefe Mittel- punkt VP (m unter GOK)	Mindesttiefe Erkundung (m unter GOK)
VP 1	WEA 2	32450217,8	5637587,9	1 W / 5 S	12	14
VP 2	WEA 5	32451219,1	5637248,1	4 E / 5 S	8	10
VP 3	WEA 5	32451244,9	5637260,7	30 E / 8 N	8	10
VP 4	WEA 6	32452014,1	5637497,0	8 W / 22 N	5	7
VP 5	WEA 8	32450580,2	5636874,0	0 E / 19 N	10	12

Zur Abklärung der Verdachtspunkte empfehlen wir, nach Abgleichung unserer Ergebnisse mit vorhandenen geologischen und baugrundgutachterlichen Informationen die in der Geoelektrik auffälligen Bereiche mit einer oder mehreren Bohrungen zu überprüfen.

5 Zusammenfassung

In der Nähe von Bad Laasphe wurden 6 WEA-Standorte nach möglichen Hohlräumen, verursacht durch alten Bergbau, sondiert. Die Standorte wurden mit jeweils 2 kreuzförmig angeordneten Geoelektrikprofilen geophysikalisch erkundet. Dabei ergab sich ein Verdacht auf mögliche Hohlräume an insgesamt fünf Stellen in unterschiedlichen Tiefen. Den Verdachtspunkten sollte nach Abgleich mit weiteren Informationen in geeigneter Form - z.B. jeweils einer oder mehrerer Bohrungen - nachgegangen werden.

Alle beschriebenen Ergebnisse sind wissenschaftlich interpretativ aus den Messwerten gewonnen. Unsere Gewährleistung erstreckt sich daher ausschließlich auf die ordnungsgemäße Durchführung der Ingenieurleistung.

6 Anlagenverzeichnis

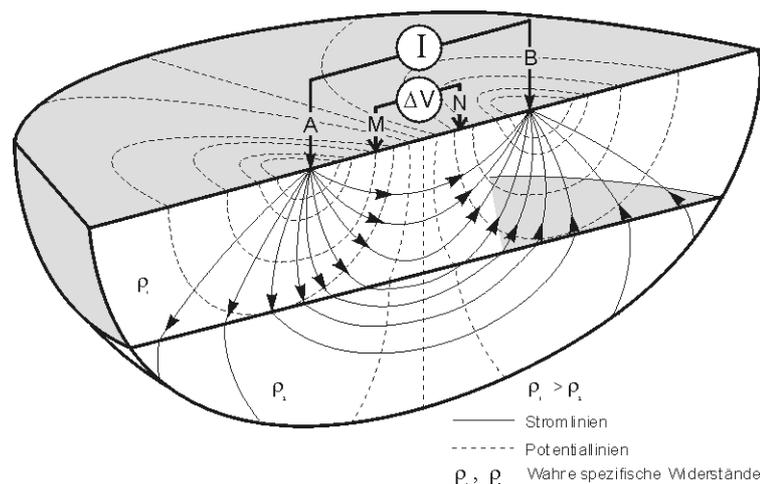
Anlage 1	Übersichtsplan der untersuchten WEAs, Maßstab 1:10.000.
Anlage 2.1	Inversionsmodelle Geoelektrik WEA 1, Maßstab 1:1500.
Anlage 2.2	Inversionsmodelle Geoelektrik WEA 2, Maßstab 1:1500.
Anlage 2.3	Inversionsmodelle Geoelektrik WEA 3, Maßstab 1:1500.
Anlage 2.4	Inversionsmodelle Geoelektrik WEA 5, Maßstab 1:1500.
Anlage 2.5	Inversionsmodelle Geoelektrik WEA 6, Maßstab 1:1500.
Anlage 2.6	Inversionsmodelle Geoelektrik WEA 8, Maßstab 1:1500.

7 Anhang

7.1 A Prinzip der 2D Goelektrik

Funktionsprinzip. Die Widerstandsgeoelektrik gehört zur Gruppe der mit künstlichen Feldern arbeitenden aktiven geophysikalischen Verfahren. Bei der Messung wird die Eigenschaft der Gesteine genutzt, in Abhängigkeit von Lithologie und Elektrolytgehalt des Porenwassers, den elektrischen Strom zu leiten.

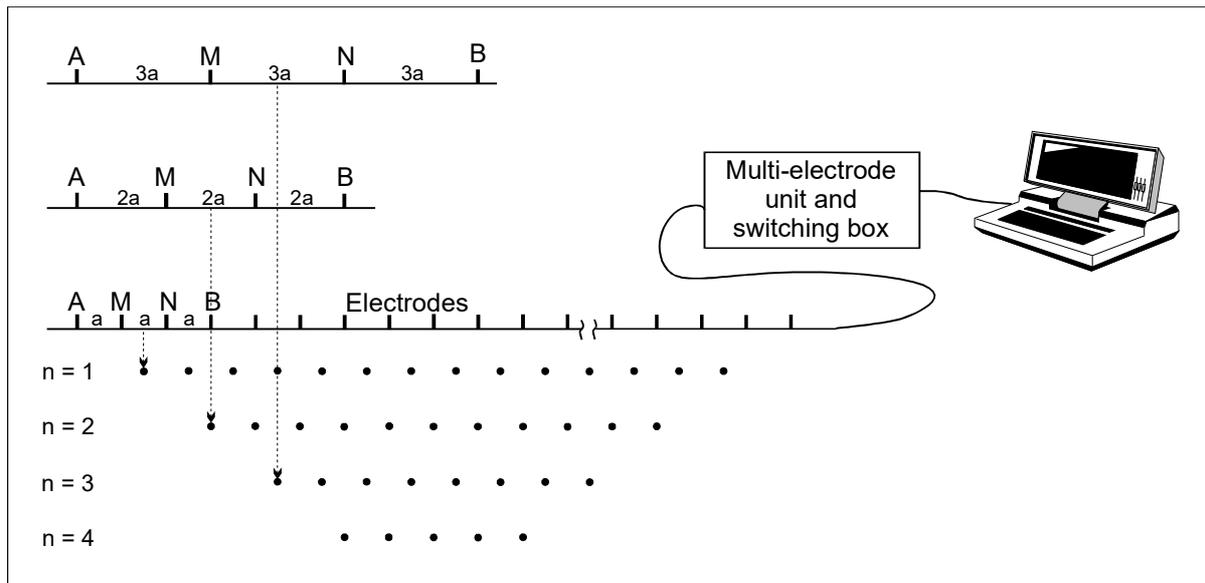
Das Messprinzip beruht darauf, dass über zwei geerdete Stromelektroden A und B ein Gleichstrom in den Untergrund eingespeist wird. Im Untergrund baut sich ein räumliches Potentialfeld mit senkrecht zu den Stromlinien verlaufenden Äquipotentiallinien auf. An den Schichtgrenzen und an Einlagerungen mit Leitfähigkeitskontrasten tritt analog zu den aus der Strahlenoptik bekannten Erscheinungen eine Brechung der Stromlinien auf. Aus der Vermessung des Potentialverlaufs an der Erdoberfläche lassen sich Angaben zur Widerstandsverteilung im Untergrund ableiten. Es ist jedoch nicht möglich, den Widerstand durch die Messung von Strom I und Spannung V mit einer Zweipunktanordnung zu ermitteln. Wegen der hohen Stromdichte in der unmittelbaren Umgebung der Stromelektroden würden im Wesentlichen nur die Erdungswiderstände gemessen. Die zur Berechnung des Gesteinswiderstands nach dem Ohmschen Gesetz erforderliche Spannung V wird daher als Potentialdifferenz zwischen zwei zusätzlichen Sonden M und N gemessen. Über die Variation des Abstandes der beiden Stromelektroden lässt sich für unterschiedliche Tiefenbereiche im Untergrund der elektrische Widerstand messen.



(aus KNÖDEL, KRUMMEL, LANGE (1997): "Handbuch zur Erkundung des Untergrundes von Deponien und Altlasten, Band 3: Geophysik", BGR, Springer-Verlag Berlin)

Dabei gibt es unterschiedliche Möglichkeiten die Elektroden AB und die Sonden MN

anzuordnen (Messgeometrie, Konfiguration). Man unterscheidet unter anderem Schlumberger-, Wenner-, und Dipol-Dipol-Konfiguration. Jede dieser Messanordnungen besitzt Vorzüge und Nachteile hinsichtlich Erkundungstiefe, Auflösungsvermögen, Anfälligkeit gegenüber technischen Störungen und lateralen Inhomogenitäten sowie Durchführbarkeit im Gelände.



Multielektroden-Geoelektrik. Die Multielektroden-Geoelektrik ist eine Messtechnik, die zur Untersuchung komplexer geologischer Situationen entwickelt wurde, bei denen die Anwendung eindimensionaler Sondierungsverfahren ungeeignet ist, da die Abweichung von planparalleler Schichtung zu groß ist. Dabei werden die Widerstandsmessungen auf Profilen mit 28, 56 oder mehr Elektroden, die in einem konstanten Abstand a voneinander angeordnet sind, durchgeführt. Der Abstand nimmt mit jeder Messreihe über den Faktor n zu, so dass Kartierung und Sondierung kombiniert werden (siehe auch die Prinzipskizze). Mit zunehmendem Abstand erhält man Informationen aus größeren Tiefen. Die gemessene Verteilung des scheinbaren Widerstands kann als Pseudotiefensektion dargestellt werden. Das ist eine konturierte Sektion, die qualitativ die räumliche Verteilung des elektrischen Widerstands unter dem Messprofil zeigt. Mit einer zweidimensionalen Inversion erhält man aus den Pseudosektionen ein Blockmodell der wahren Widerstandsverteilung. Die Länge des Profils, die gewünschte Erkundungstiefe und die gewünschte Auflösung bestimmen die Zahl der Elektroden und den Elektrodenabstand.

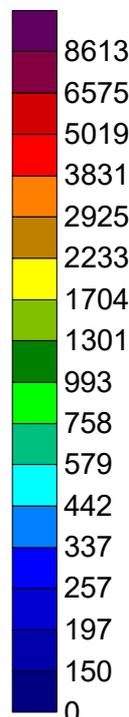
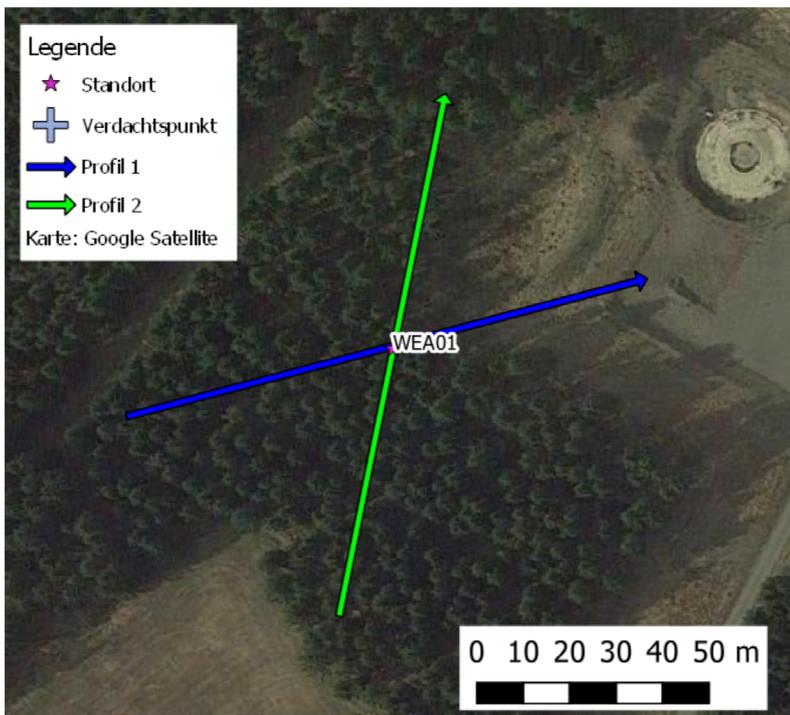
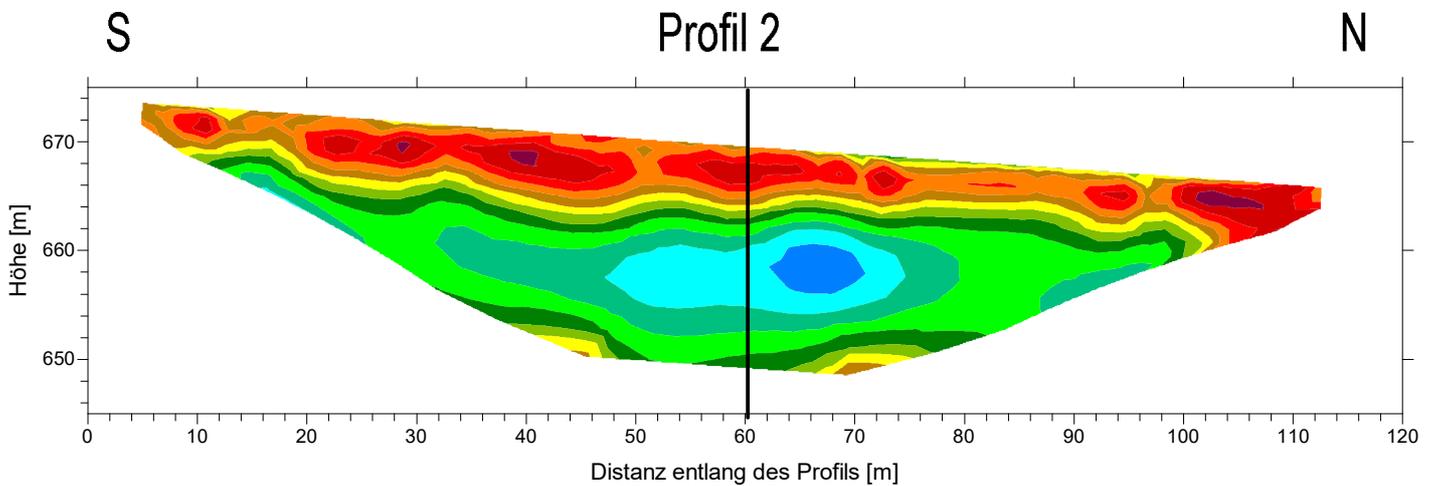
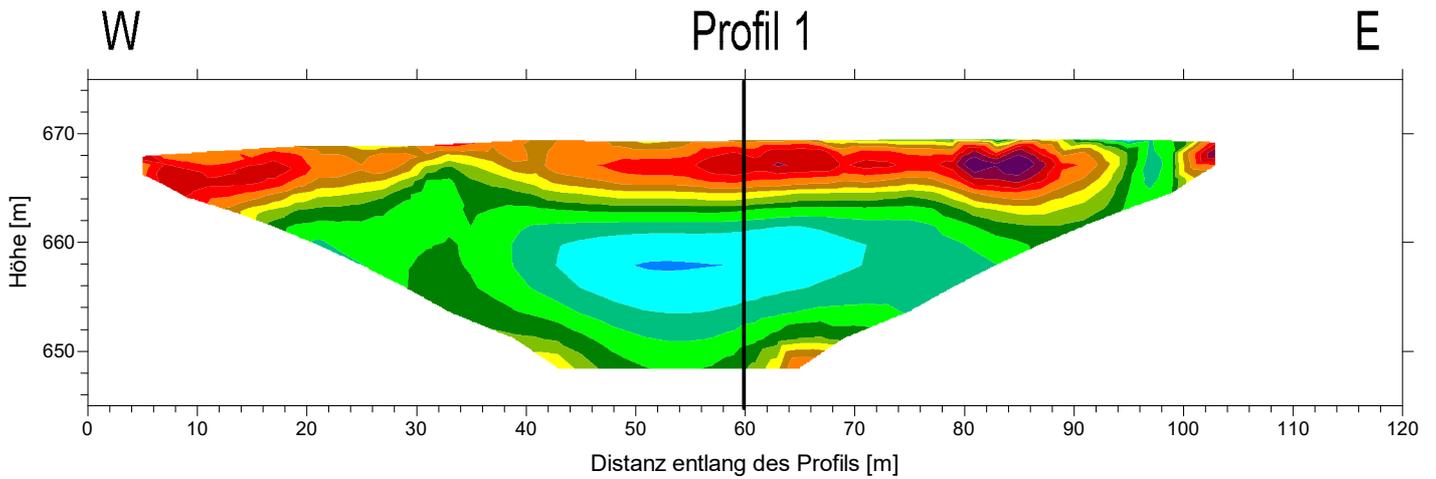


Legende

- ★ Standort
- ➡ Profil 1
- ➡ Profil 2
- Karte: Google Satellite

Auftraggeber: Geotechnisches Büro Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH		
Projekt: Geoelektrik Windpark Jagdberg		
Lageplan		
Anlage-Nr.: 1	Datum: 23.03.2020	Maßstab: 1:10000
erstellt: S. Brandenburg	geoFact GmbH Von-Hymmen-Platz 1 53121 Bonn	
geprüft: Dr. Janik	Tel: 0228 / 25 71 02 info@geofact.de	

WEA1



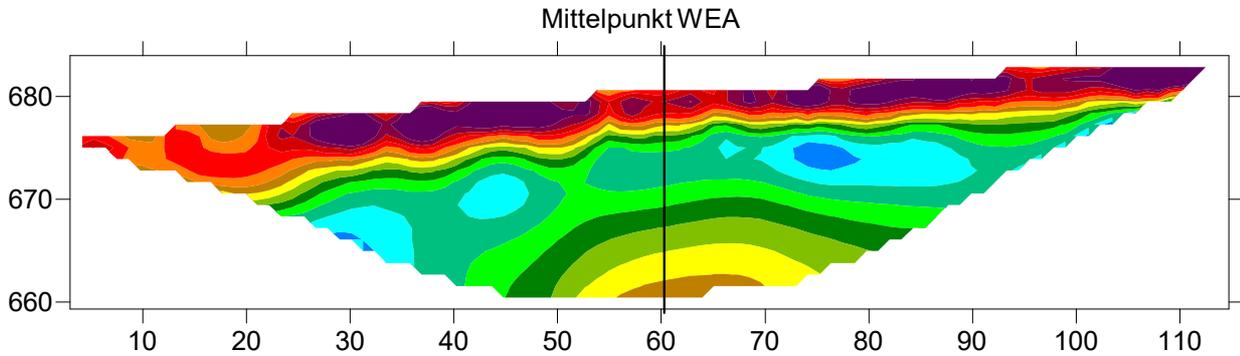
Auftraggeber: Geotechnisches Büro Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH		
Projekt: Geoelektrik Windpark BaLa Jagdberg		
Modelle des spezifischen elektrischen Widerstands mit Übersichtskarte (WEA1)		
Anlage-Nr.: 2.1	Datum: 17.02.2021	Maßstab: 1:1500
erstellt: R. Holland	geoFact GmbH Von-Hymmen-Platz 1 53121 Bonn Tel: 0228 / 25 71 02 info@geofact.de	
geprüft: Dr. Janik		
geoFact GmbH		

WEA2

SE

Profil 1

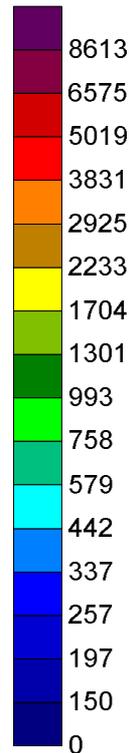
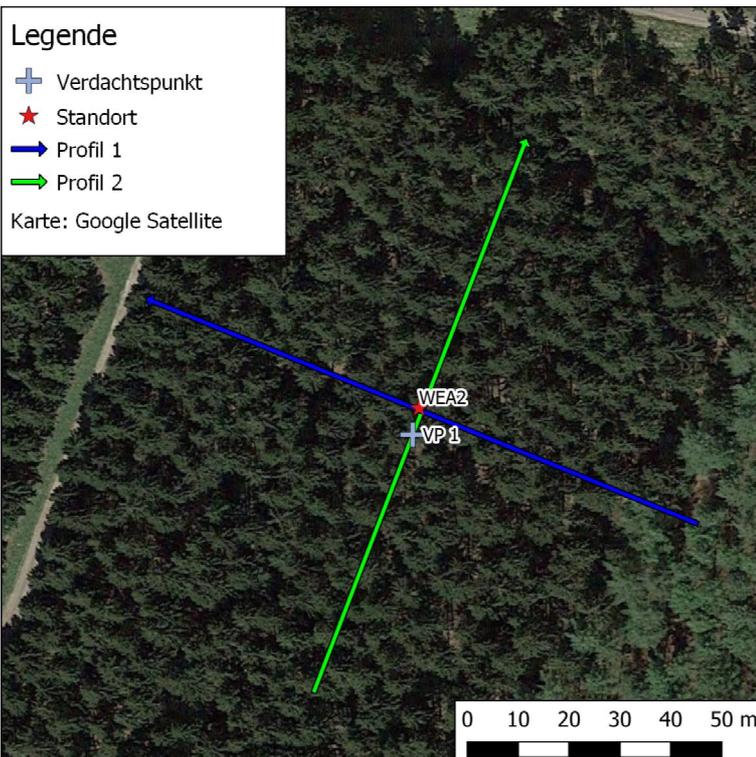
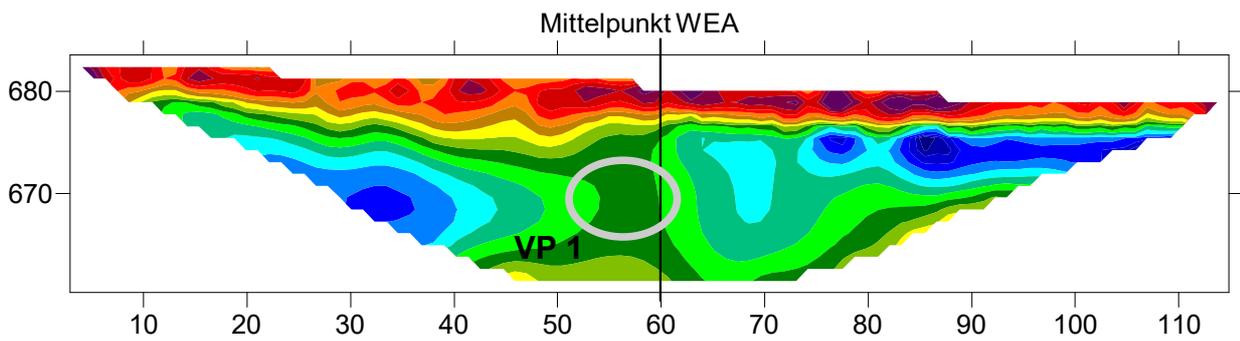
NW



SW

Profil 2

NE

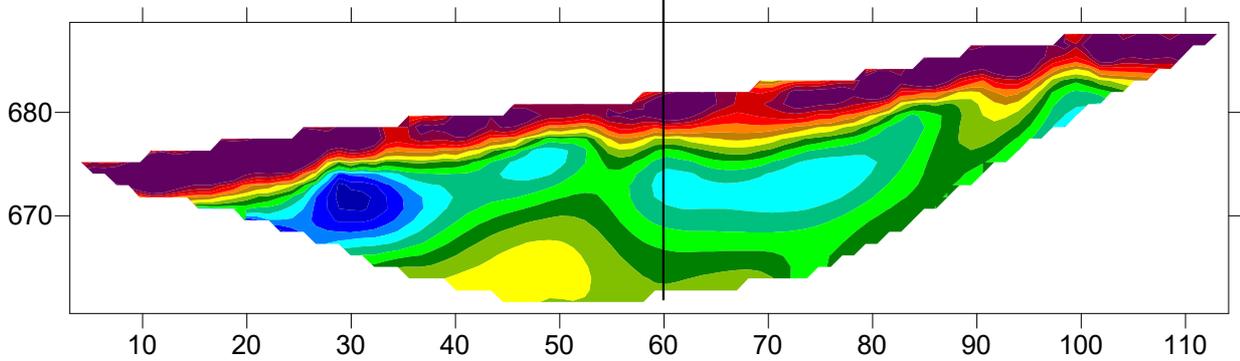


Auftraggeber: Geotechnisches Büro Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH		
Projekt: Geoelektrik Windpark BaLa Jagdberg		
Modelle des spezifischen elektrischen Widerstands mit Übersichtskarte (WEA2)		
Anlage-Nr.: 2.2	Datum: 23.03.2020	Maßstab: 1:1500
erstellt: S. Brandenburg	geoFact GmbH Von-Hymmen-Platz 1 53121 Bonn	
geprüft: Dr. Janik	Tel: 0228 / 25 71 02 info@geofact.de	
geoFact GmbH		

WEA3

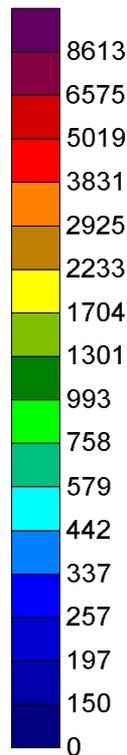
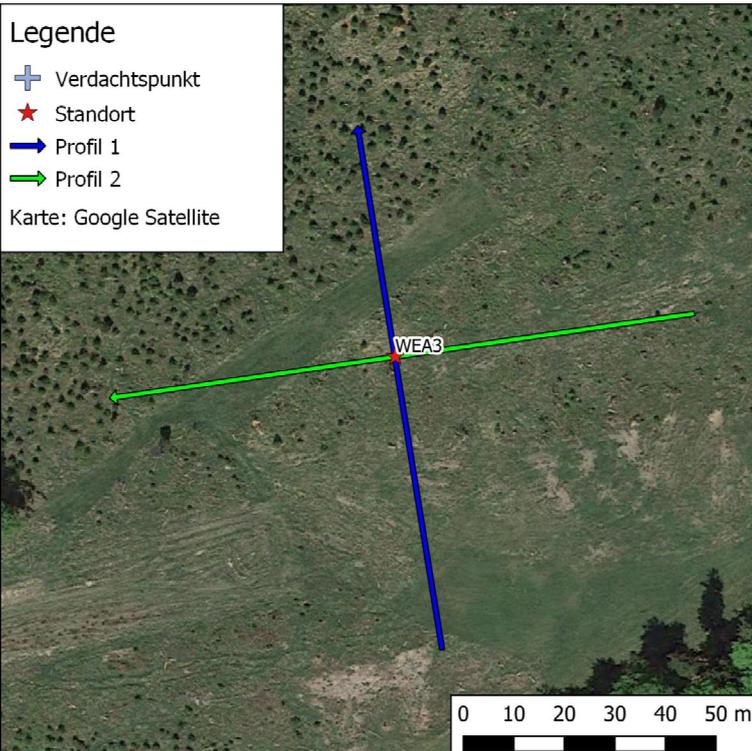
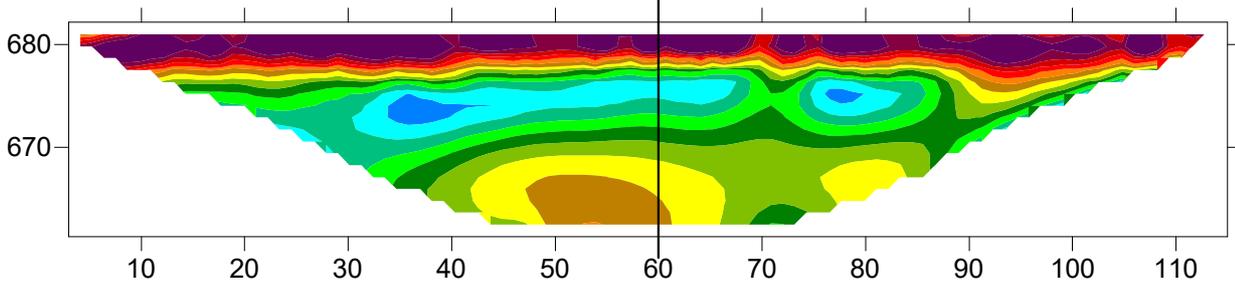
S Profil 1 N

Mittelpunkt WEA



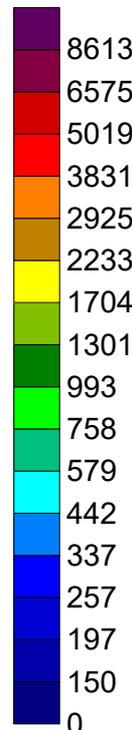
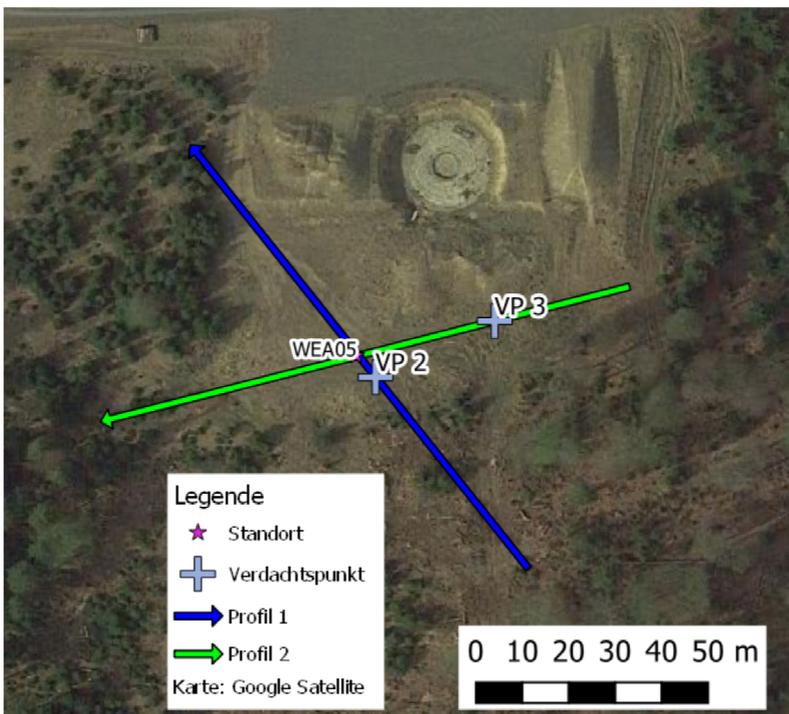
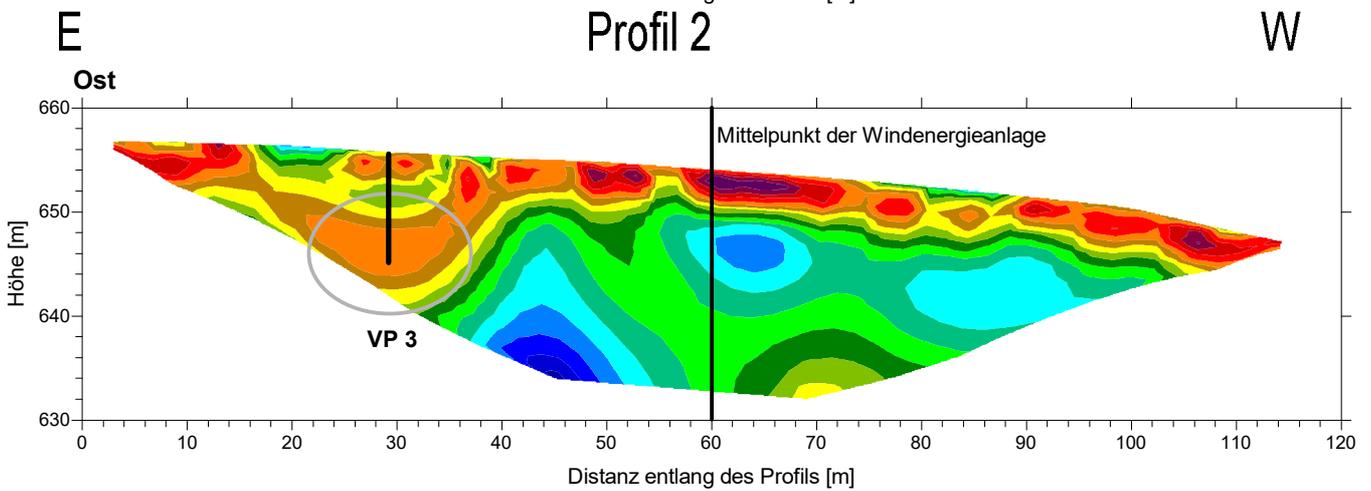
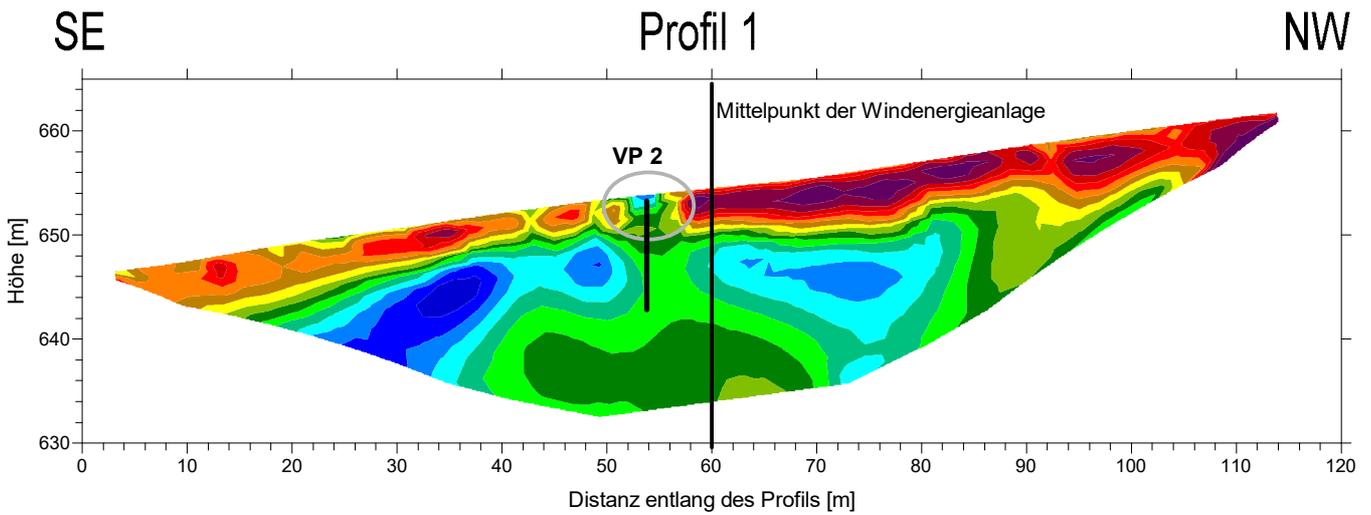
E Profil 2 W

Mittelpunkt WEA



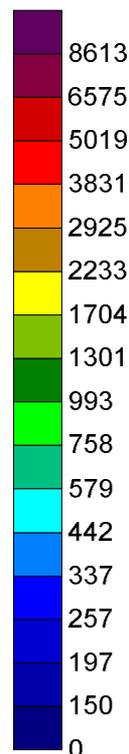
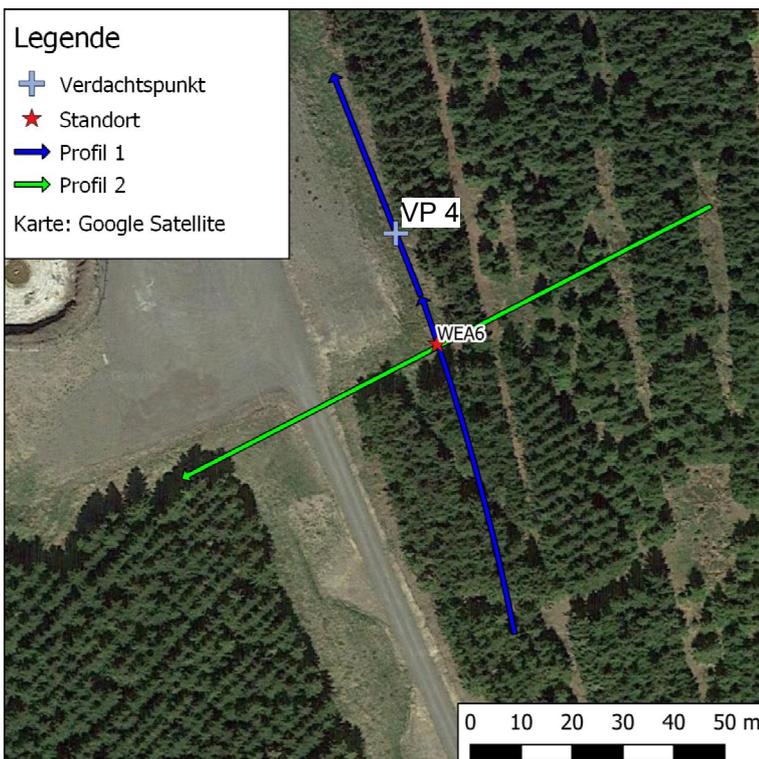
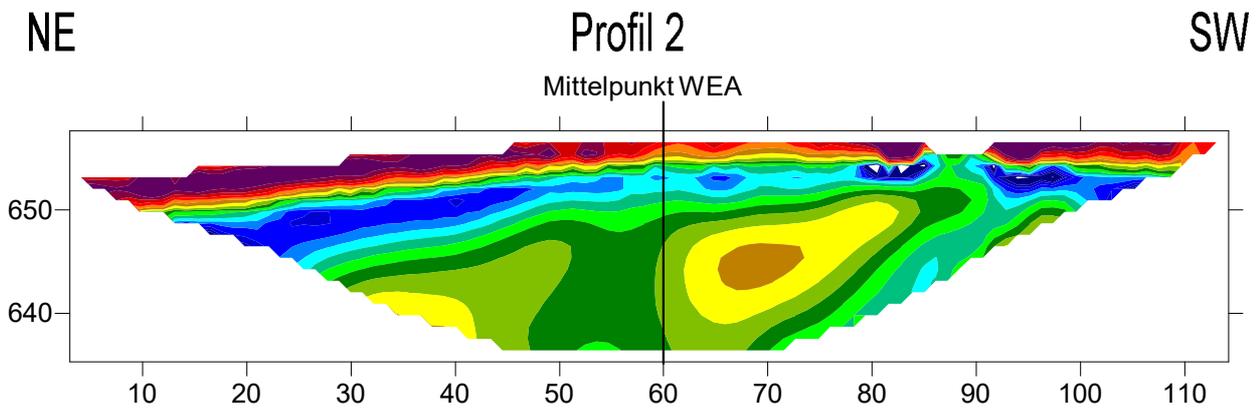
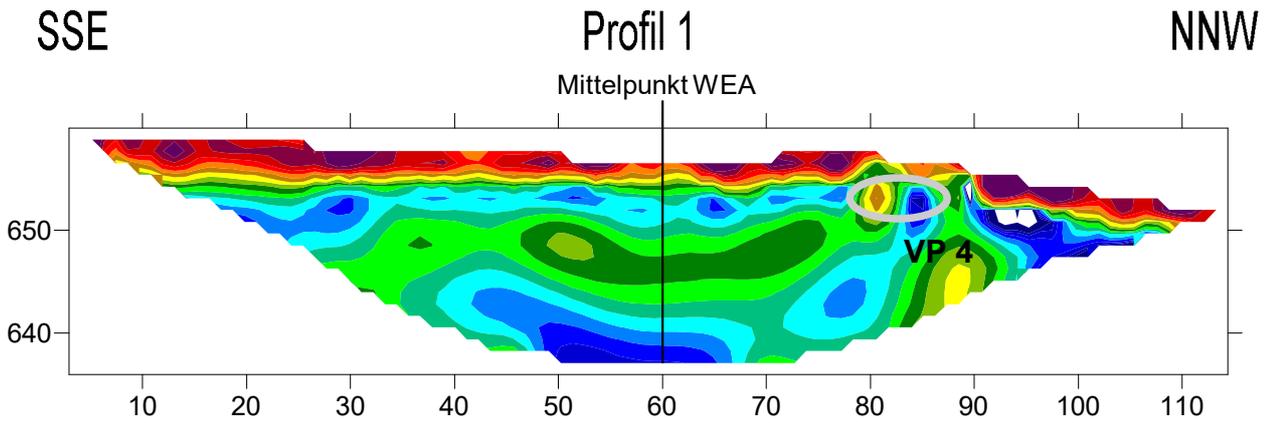
<i>Auftraggeber:</i> Geotechnisches Büro Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH		
<i>Projekt:</i> Geoelektrik Windpark BaLa Jagdberg		
Modelle des spezifischen elektrischen Widerstands mit Übersichtskarte (WEA3)		
<i>Anlage-Nr.:</i> 2.3	<i>Datum:</i> 23.03.2020	<i>Maßstab:</i> 1:1500
<i>erstellt:</i> S. Brandenburg	<i>geoFact GmbH</i> Von-Hymmen-Platz 1 53121 Bonn	
<i>geprüft:</i> Dr. Janik	Tel: 0228 / 25 71 02 info@geofact.de	

WEA5



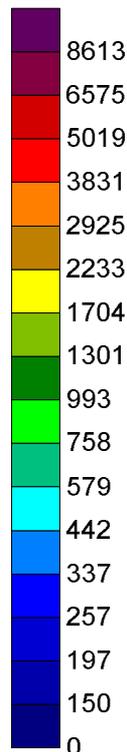
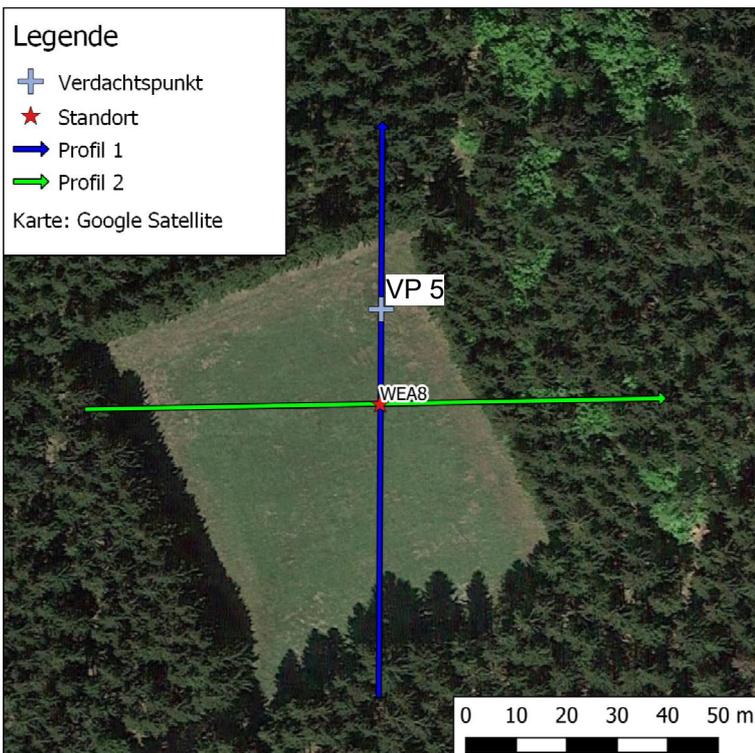
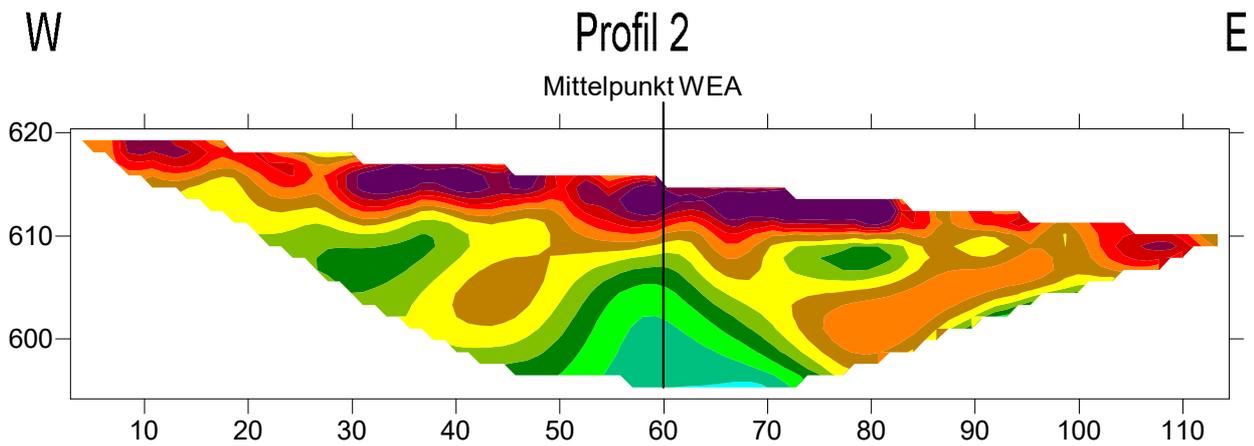
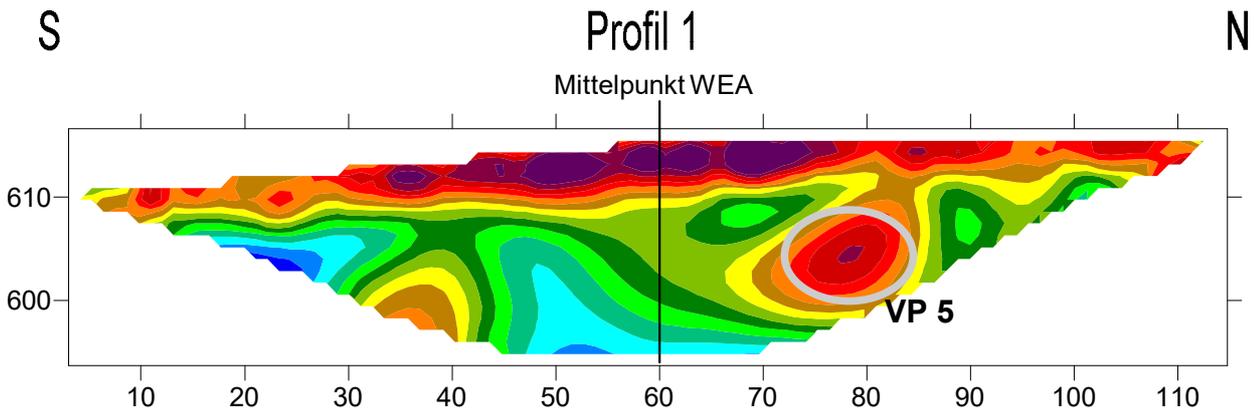
Auftraggeber: Geotechnisches Büro Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH		
Projekt: Geoelektrik Windpark BaLa Jagdberg		
Modelle des spezifischen elektrischen Widerstands mit Übersichtskarte (WEA5)		
Anlage-Nr.: 2.4	Datum: 17.02.2021	Maßstab: 1:1500
erstellt: R. Holland	geoFact GmbH Von-Hymmen-Platz 1 53121 Bonn	
geprüft: Dr. Janik	Tel: 0228 / 25 71 02 info@geofact.de	
geoFact GmbH		

WEA6



<i>Auftraggeber:</i> Geotechnisches Büro Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH		
<i>Projekt:</i> Geoelektrik Windpark BaLa Jagdberg		
Modelle des spezifischen elektrischen Widerstands mit Übersichtskarte (WEA6)		
<i>Anlage-Nr.:</i>	<i>Datum:</i>	<i>Maßstab:</i>
2.5	23.03.2020	1:1500
<i>erstellt:</i> S. Brandenburg	<i>geoFact GmbH</i> Von-Hymmen-Platz 1 53121 Bonn	
<i>geprüft:</i> Dr. Janik	Tel: 0228 / 25 71 02 info@geofact.de	
geoFact GmbH		

WEA8



<i>Auftraggeber:</i> Geotechnisches Büro Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH		
<i>Projekt:</i> Geoelektrik Windpark BaLa Jagdberg		
Modelle des spezifischen elektrischen Widerstands mit Übersichtskarte (WEA8)		
<i>Anlage-Nr.:</i> 2.6	<i>Datum:</i> 23.03.2020	<i>Maßstab:</i> 1:1500
<i>erstellt:</i> S. Brandenburg	<i>geoFact GmbH</i> Von-Hymmen-Platz 1 53121 Bonn	
<i>geprüft:</i> Dr. Janik	Tel: 0228 / 25 71 02 info@geofact.de	
geoFact GmbH		

Probe Nr.:	B 2.1...2,3; 0,3...2,0m
Entnahme am:	17. März 2020
Untersuchung am:	27. April 2020
Entnahmeort:	Bad Laasphe, WEA 2
Bodenart:	Lehm u. Gesteinschutt

		Mittel	Pr 1	Pr 2	Pr 3	Pr 4
Feuchte Probe + Behälter	$m+m_B$ [g]	261,9	256,8	269,8	254,3	266,6
Trockene Probe + Behälter	m_d+m_B [g]	251,0	246,3	257,2	244,9	255,7
Behälter	m_B [g]	159,6	159,5	159,7	159,5	159,6
Porenwasser	m_w [g]	10,9	10,5	12,6	9,4	10,9
Trockene Probe	m_d [g]	91,5	86,8	97,5	85,4	96,1
Wassergehalt	w [-]	11,8 %	12,1 %	12,9 %	11,0 %	11,3 %

Probe Nr.:	B 3.1...3,3; 0,2...2,0m
Entnahme am:	17. März 2020
Untersuchung am:	27. April 2020
Entnahmeort:	Bad Laasphe, WEA 3
Bodenart:	Lehm u. Gesteinschutt

		Mittel	Pr 1	Pr 2	Pr 3	Pr 4
Feuchte Probe + Behälter	$m+m_B$ [g]	281,9	257,8	273,4	303,8	292,6
Trockene Probe + Behälter	m_d+m_B [g]	269,4	247,2	261,1	289,8	279,5
Behälter	m_B [g]	159,6	159,7	159,6	159,5	159,7
Porenwasser	m_w [g]	12,5	10,6	12,3	14,0	13,1
Trockene Probe	m_d [g]	109,8	87,5	101,5	130,3	119,8
Wassergehalt	w [-]	11,5 %	12,1 %	12,1 %	10,7 %	10,9 %

Probe Nr.:	B 6.1...6,3; 0,3...1,0m
Entnahme am:	17. März 2020
Untersuchung am:	27. April 2020
Entnahmeort:	Bad Laasphe, WEA 6
Bodenart:	Lehm u. Gesteinschutt

		Mittel	Pr 1	Pr 2	Pr 3	Pr 4
Feuchte Probe + Behälter	$m+m_B$ [g]	232,7	226,4	246,8	235,8	221,9
Trockene Probe + Behälter	m_d+m_B [g]	220,2	213,8	234,2	222,4	210,4
Behälter	m_B [g]	132,4	133,2	136,8	129,7	129,9
Porenwasser	m_w [g]	12,5	12,6	12,6	13,4	11,5
Trockene Probe	m_d [g]	87,8	80,6	97,4	92,7	80,5
Wassergehalt	w [-]	14,3 %	15,6 %	12,9 %	14,5 %	14,3 %

Probe Nr.:	B 8.1; 0,1...1,6m
Entnahme am:	17. März 2020
Untersuchung am:	27. April 2020
Entnahmeort:	Bad Laasphe, WEA 8
Bodenart:	Gesteinschutt, lehmig

		Mittel	Pr 1	Pr 2	Pr 3	Pr 4
Feuchte Probe + Behälter	$m+m_B$ [g]	172,0	182,3	186,8	169,8	149,0
Trockene Probe + Behälter	m_d+m_B [g]	163,3	173,8	179,0	160,2	140,0
Behälter	m_B [g]	64,1	78,5	81,6	48,7	47,4
Porenwasser	m_w [g]	8,7	8,5	7,8	9,6	9,0
Trockene Probe	m_d [g]	99,2	95,3	97,4	111,5	92,6
Wassergehalt	w [-]	8,8 %	8,9 %	8,0 %	8,6 %	9,7 %

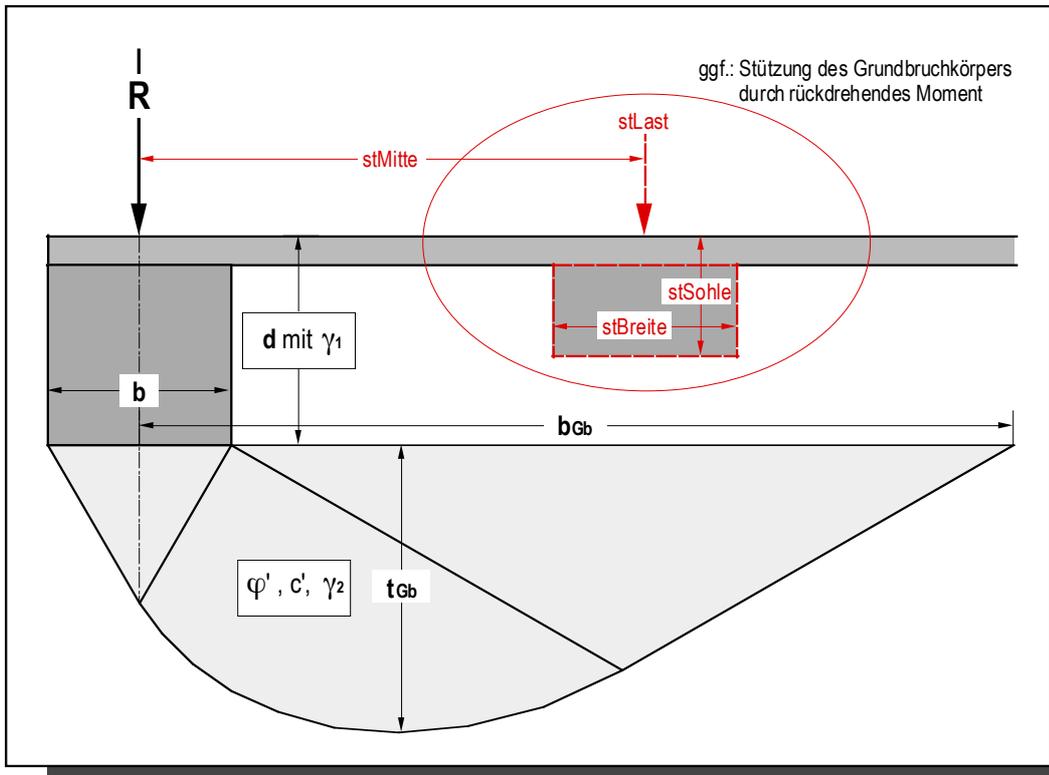
Höhenbezüge		Anlagentyp Fundamenttyp	Funda- ment- ab- mes- sungen	Durch- mes- ser \emptyset	Höhe $h_{ges.}$	Funda- ment- unter- kante	Gründungs- sohle (UK-Sauberkeits- schicht)	geforderte Drehfeder- steifigkeit, statisch $k_{\varphi, stat}$	geforderte Drehfeder- steifigkeit, dynamisch $k_{\varphi, dyn}$	aufnehm- barer Sohldruck σ_{zul}	zulässige Setzung/ Schiefstellung				
Bezugspunkt (BZP)	Geländeoberkante am Fundamentmittelpunkt	V150-5.6 HH169m	außen	24	2,80	0,14	0,24	40.000	200.000	354,5	Schiefstellung ges. Δs [mm]	72			
Bezugshöhe (BZH)	MP = ±0,00 m	Flach ohne Auftrieb	innen	14,9							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 $\gamma_{,k}$	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 [%]
Bodenaustausch/Tragschicht (Verdichtungsgrad: $D_{pr} \geq 98\%$)	0	0,24	0,39	0,15	37,5	0,0	100	300	20,0	0,30	12,00	188.082	21,3	564.245	35,4
Fels	4	0,39	25,00	24,61	37,5	2,5	150	500	22,0	0,30	12,12	290.319	13,8	967.729	20,7

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

$K_{\varphi} = E_s / (3/4r^3 * [(1+\nu) * (1-\nu)^2] / (1-\nu-2\nu^2))$ <p> K_{φ} : Drehfedersteifigkeit E_s : Steifemodul r : Fundamentradius, bzw. bei quadratischen Fundamenten halbe Kantenlänge (rechnerisch OK-Bodenschicht) ν : Querdehnungszahl des Bodens </p>	Geotechnisches Büro Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH	
	Projekt: WP Bad Laasphe WEA: 1 und 2 Typ: V150-5.6 HH169m	
	Auftraggeber: juwi AG	
Berechnung der Drehfedersteifigkeit an den Schichtoberkanten		Gutachten: 14021-10 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/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 \leq d

stLast : Stützlinienlast

1. Gründung in: Schotter über Fels

■ 1.2 Graphik der zul. Sohlnormalspannung als Funktion der Fundamentbreite

```
dPlatte = 0.00 m; (* Stärke der Bodenplatte *)
d        = 0.15 cm; (* Mindesteinbindetiefe incl.SS *)
```

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

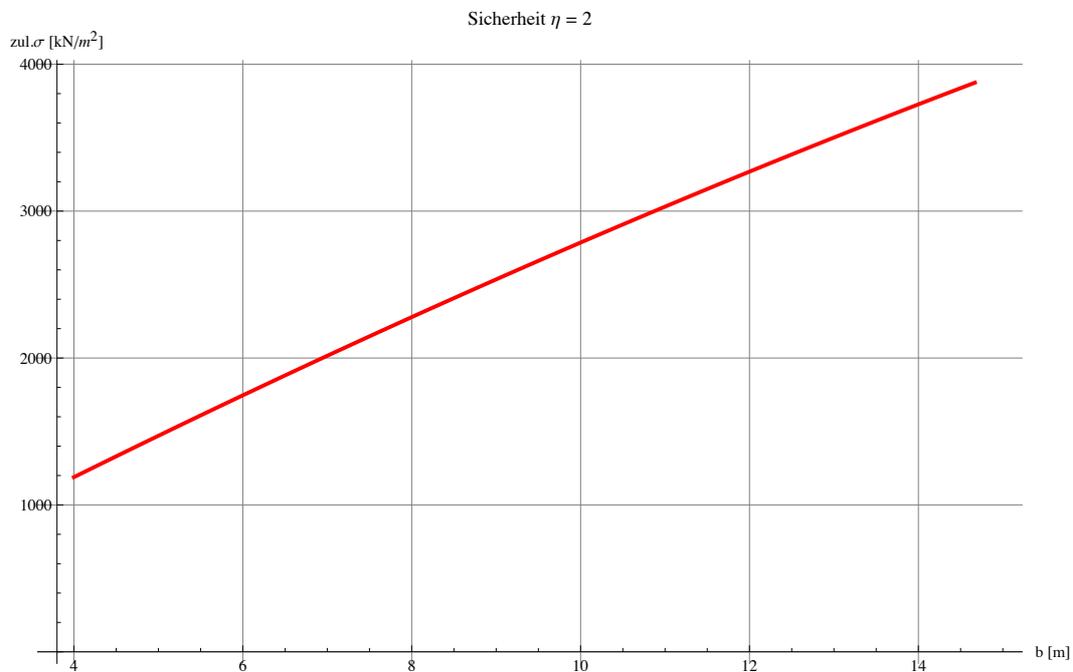
```
(* gamma1 als gewichtetes Mittel bestimmen *)
gamma1 = (dPlatte*gamBeton+(d-dPlatte)*gamBoden)/d;
gamma2 = gamBoden;
```

```
phi = 37.5;
c    = 0.0 kN/m^2;
```

```
a = 30.0 m;
```

```
eta = 2;
b   = .; bMin = 4; bMax = 15;
```

```
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,0},
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

Info[]

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

Info[{1}]:

Geologisches System

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

zi[mNN] (oder Planhöhe); Esi[MN/m²]

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/m²]

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 = {
  {1.5m, 200 kN/m^2}
};
```

2. Listen: Schichtunterkanten - Steifemoduli:

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

SchichtenFolge = {{98.0mNN, 100.0MN/m^2}, (* Schotter *)
                  {10.0mNN, 150.0MN/m^2} (* Fels *)
};
```

3. Listen: Fundamentgeometrie, Gründungssohle und Bodenpressung:

■ 3.2 Einzelfundamente mit quadratischen Grundflächen

```
Lastfaktor = 1; (* 100% ständige Lasten *)
d = 0.15; (* Einbindetiefe einschl. Sauberkeitsschicht *)

PosNr = "Pos. P1";
P = 45323 kN; (* Einzellast *)
b = 4.55; (* Breite des Fundamentes *)
a = 28.1; (* Länge des Fundamentes *)
zGrSohle = OKKS-d; (* Gründungssohle *)
sigma = P/(a*b) Lastfaktor; (* Bodenpressung *)
posFP1 = {PosNr, a,b,d, zGrSohle, sigma};

PosNr = "Pos. P2";
P = 45323 kN; (* Einzellast *)
b = 4.55; (* Breite des Fundamentes *)
a = 28.1; (* Länge des Fundamentes *)
zGrSohle = OKKS-d; (* Gründungssohle *)
sigma = P/(a*b) Lastfaktor; (* Bodenpressung *)
posFP2 = {PosNr, a,b,d, zGrSohle, sigma};

PosNr = "Pos. P3";
P = 40063 kN; (* Einzellast *)
b = 7.75; (* Breite des Fundamentes *)
a = 19.3; (* Länge des Fundamentes *)
zGrSohle = OKKS-d; (* Gründungssohle *)
sigma = P/(a*b) Lastfaktor; (* Bodenpressung *)
posFP3 = {PosNr, a,b,d, zGrSohle, sigma};

PosNr = "Pos. P4";
P = 41438 kN; (* Einzellast *)
b = 7.45; (* Breite des Fundamentes *)
a = 22.9; (* Länge des Fundamentes *)
zGrSohle = OKKS-d; (* Gründungssohle *)
sigma = P/(a*b) Lastfaktor; (* Bodenpressung *)
posFP4 = {PosNr, a,b,d, zGrSohle, sigma};
```

4. Bestimmung der Setzungen:

■ 4.2 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]: 28.1
Breite b [m]: 4.55
Höhe d [m]: 0.15
Gründungssohle [mNN]: 99.85
Sigma [MN/m²]: 0.354
Belastung GQk [kN/m]: 1613.

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]: 0.355

Koordinaten für den Berechnungspunkt:

Kennzeichnender Punkt

Grenztiefe für die Setzungsberechnung:

u.Gründungssohle [m]: 16.22
in [mNN]: 83.63

PARTIALSETZUNGEN:

z1=0.m(99.8mNN)	z2=1.8m(98.mNN)	Es=100.MN/m ²	Δs=0.55cm
z1=1.8m(98.mNN)	z2=16.2m(83.6mNN)	Es=150.MN/m ²	Δs=0.92cm

GESAMTSETZUNG: ca. 1.47cm in {x',y'} = {10.4m,1.68m}

CalcSetzung[SchichtenFolge,posFP2,SigmaVor->{GOK,19kN/m³, GWSp,12kN/m³},
SigmaEff->True, GrenzTiefe->DIN4019]

ERGEBNISSE DER SETZUNGSBERECHNUNG NACH DIN 4019:

=====

FUNDAMENT: Pos. P2

Länge a [m]: 28.1
Breite b [m]: 4.55
Höhe d [m]: 0.15
Gründungssohle [mNN]: 99.85
Sigma [MN/m²]: 0.354
Belastung GQk [kN/m]: 1613.

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]: 0.355

Koordinaten für den Berechnungspunkt:

Kennzeichnender Punkt

Grenztiefe für die Setzungsberechnung:

u.Gründungssohle [m]: 16.22
in [mNN]: 83.63

PARTIALSETZUNGEN:

z1=0.m(99.8mNN)	z2=1.8m(98.mNN)	Es=100.MN/m ²	Δs=0.55cm
z1=1.8m(98.mNN)	z2=16.2m(83.6mNN)	Es=150.MN/m ²	Δs=0.92cm

GESAMTSETZUNG: ca. 1.47cm in {x',y'} = {10.4m,1.68m}

**CalcSetzung[SchichtenFolge,posFP3,SigmaVor->{GOK,19kN/m^3, GWSp,12kN/m^3},
SigmaEff->True, GrenzTiefe->DIN4019]**

ERGEBNISSE DER SETZUNGSBERECHNUNG NACH DIN 4019:

=====

FUNDAMENT: Pos. P3

Länge a [m]: 19.3
Breite b [m]: 7.75
Höhe d [m]: 0.15
Gründungssohle [mNN]: 99.85
Sigma [MN/m^2]: 0.268
Belastung GQk [kN]: 40 063.

Angaben zur Bestimmung von Sigma(überlagerung):

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

Berücksichtigung von Fundamentgewicht und Aushubentlastung:

eff.Sigma [MN/m^2]: 0.269

Koordinaten für den Berechnungspunkt:

Kennzeichnender Punkt

Grenztiefe für die Setzungsberechnung:

u.Gründungssohle [m]: 16.6
in [mNN]: 83.25

PARTIALSETZUNGEN:

z1=0.m(99.8mNN)	z2=1.8m(98.mNN)	Es=100.MN/m^2	Δs=0.45cm
z1=1.8m(98.mNN)	z2=16.6m(83.2mNN)	Es=150.MN/m^2	Δs=0.87cm

GESAMTSETZUNG: ca. 1.32cm in {x',y'} = {7.14m,2.87m}

**CalcSetzung[SchichtenFolge,posFP4,SigmaVor->{GOK,19kN/m^3, GWSp,12kN/m^3},
SigmaEff->True, GrenzTiefe->DIN4019]**

ERGEBNISSE DER SETZUNGSBERECHNUNG NACH DIN 4019:

=====

FUNDAMENT: Pos. P4

Länge a [m]: 22.9
Breite b [m]: 7.45
Höhe d [m]: 0.15
Gründungssohle [mNN]: 99.85
Sigma [MN/m^2]: 0.243
Belastung GQk [kN]: 41 438.

Angaben zur Bestimmung von Sigma(überlagerung):

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

Berücksichtigung von Fundamentgewicht und Aushubentlastung:

eff.Sigma [MN/m^2]: 0.244

Koordinaten für den Berechnungspunkt:

Kennzeichnender Punkt

Grenztiefe für die Setzungsberechnung:

u.Gründungssohle [m]: 16.15
in [mNN]: 83.7

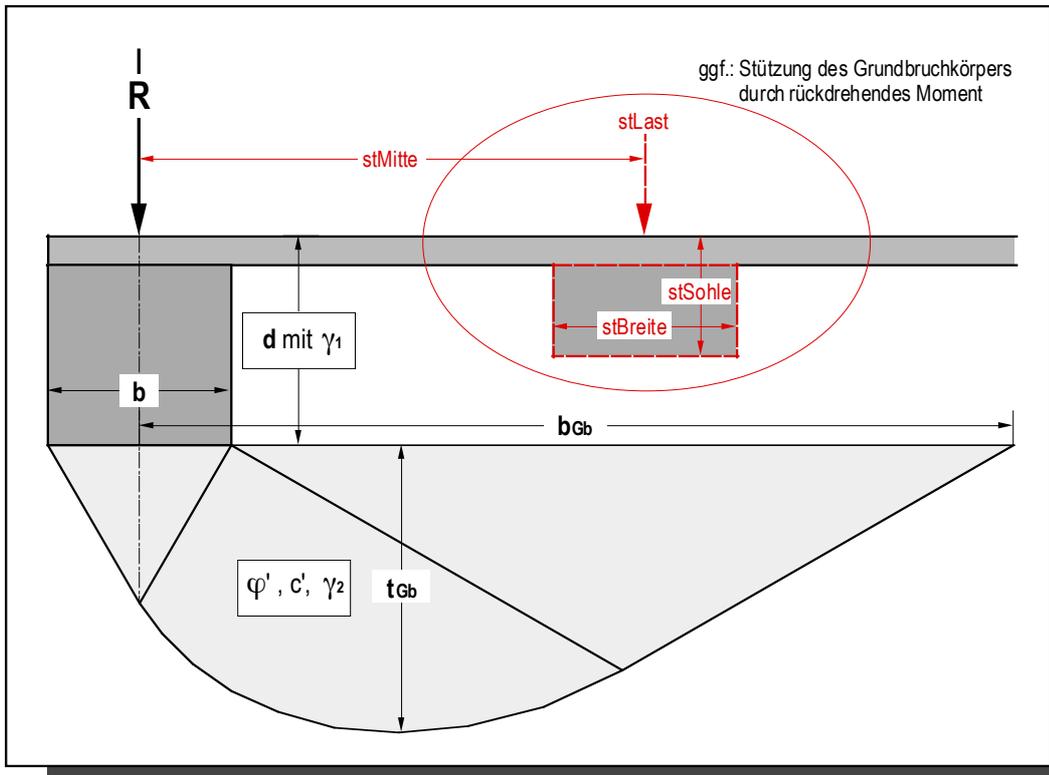
PARTIALSETZUNGEN:

z1=0.m(99.8mNN)	z2=1.8m(98.mNN)	Es=100.MN/m^2	Δs=0.41cm
z1=1.8m(98.mNN)	z2=16.1m(83.7mNN)	Es=150.MN/m^2	Δs=0.8cm

GESAMTSETZUNG: ca. 1.21cm in {x',y'} = {8.47m,2.76m}

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 \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 = 19.0 kN/m^3; (* Wichte Boden *)

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

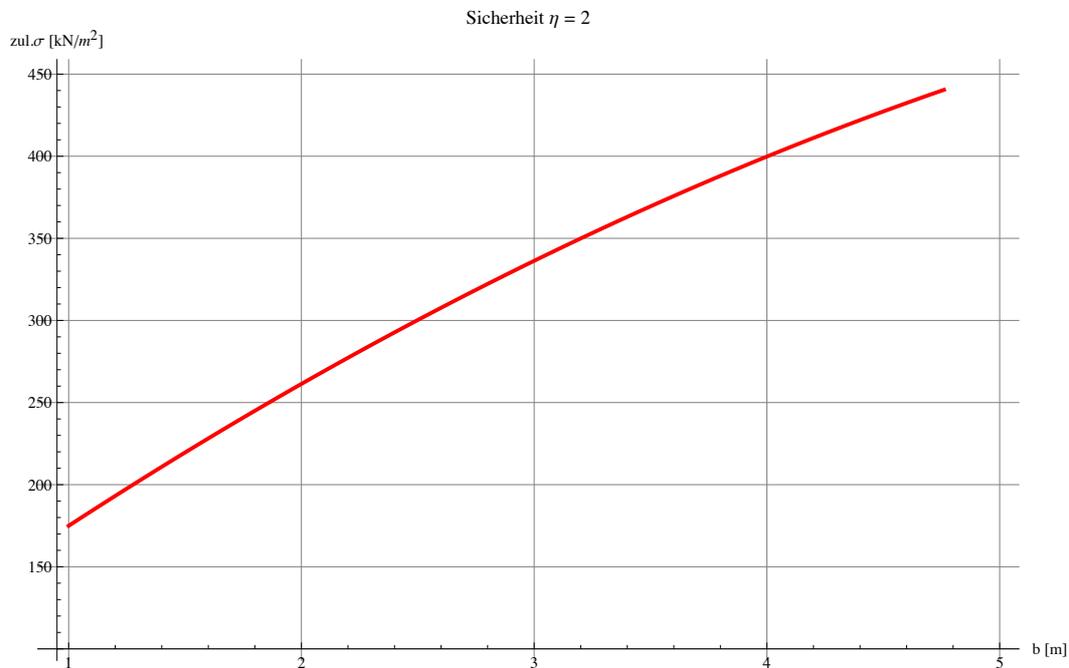
phi = 30;
c   = 5 kN/m^2;

a = 5.0 m;

eta = 2;
b = .; bMin = 1; bMax = 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,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/m²]

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/m²]

=====

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, 17 kN/m^2},
          {2.0m, 250 kN/m^2},
          {3.0m, 325 kN/m^2},
          {4.0m, 400 kN/m^2}
        };

GOK    = 100.0 mNN; (* mittlere Geländehöhe *)
OKRF   = 100.0 mNN; (* OK Rohfußboden *)
GWSp   = 75.0 mNN; (* mittlerer Wasserspiegel *)

(* günstigste Kombination der Steifemoduli *)
SchichtenFolge1 = {{99.5mNN, 120.0MN/m^2}, (* TS *)
                  {70.0mNN, 250.0MN/m^2} (* Fels *)
                 };

(* ungünstigste Kombination der Steifemoduli *)
SchichtenFolge2 = {{99.5mNN, 100.0MN/m^2}, (* TS *)
                  {99.1mNN, 45.0MN/m^2}, (* Vermörtelung *)
                  {93.0mNN, 15.0MN/m^2}, (* VL u.X, 1 *)
                  {70.0mNN, 150.0MN/m^2} (* Fels *)
                 };

```

2. Listen: Fundamentgeometrie, Gründungssohle und Bodenpressung:

■ Streckenlasten GQk auf Platte

```

Lastfaktor = 1;      (* 100% der Lasten sind ständige, setzungsrelevante Lasten *)
d           = 0.2 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};

PosNr      = "Pos. GQk = 2";
GQk        = 500 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 *)
posFq2={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->True, GrenzTiefe->DIN4019]

ERGEBNISSE DER SETZUNGSBERECHNUNG NACH DIN 4019:

=====

FUNDAMENT: Pos. GQk = 1

Länge a [m]: 8.
Breite b [m]: 1.5
Höhe d [m]: 0.2
Gründungssohle [mNN]: 99.8
Sigma [MN/m²]: 0.167
Belastung GQk [kN/m]: 250.

Angaben zur Bestimmung von Sigma(überlagerung):

GOK [mNN]: 100.
Gamma [kN/m³]: 19.
GW-Höhe [mNN]: 75.
Gamma' [kN/m³]: 12.

Berücksichtigung von Fundamentgewicht und Aushubentlastung:

eff.Sigma [MN/m²]: 0.168

Koordinaten für den Berechnungspunkt:

Kennzeichnender Punkt

Grenztiefe für die Setzungsberrechnung:

u.Gründungssohle [m]: 4.94
in [mNN]: 94.86

PARTIALSETZUNGEN:

z1=0.m(99.8mNN)	z2=0.3m(99.5mNN)	Es=120.MN/m ²	Δs=0.04cm
z1=0.3m(99.5mNN)	z2=4.9m(94.9mNN)	Es=250.MN/m ²	Δs=0.1cm

GESAMTSETZUNG: ca. 0.13cm in {x',y'} = {2.96m,0.55m}

CalcSetzung[SchichtenFolge, posFq2, SigmaVor->{GOK, 19kN/m³, GWSp, 12kN/m³},
SigmaEff->True, GrenzTiefe->DIN4019]

ERGEBNISSE DER SETZUNGSBERECHNUNG NACH DIN 4019:

=====

FUNDAMENT: Pos. GQk = 2

Länge a [m]: 8.
Breite b [m]: 2.
Höhe d [m]: 0.2
Gründungssohle [mNN]: 99.8
Sigma [MN/m²]: 0.25
Belastung GQk [kN]: 4000.

Angaben zur Bestimmung von Sigma(überlagerung):

GOK [mNN]: 100.
Gamma [kN/m³]: 19.
GW-Höhe [mNN]: 75.
Gamma' [kN/m³]: 12.

Berücksichtigung von Fundamentgewicht und Aushubentlastung:

eff.Sigma [MN/m²]: 0.251

Koordinaten für den Berechnungspunkt:

Kennzeichnender Punkt

Grenztiefe für die Setzungsberrechnung:

u.Gründungssohle [m]: 6.64
in [mNN]: 93.16

PARTIALSETZUNGEN:

z1=0.m(99.8mNN)	z2=0.3m(99.5mNN)	Es=120.MN/m ²	Δs=0.06cm
z1=0.3m(99.5mNN)	z2=6.6m(93.2mNN)	Es=250.MN/m ²	Δs=0.19cm

GESAMTSETZUNG: ca. 0.25cm in {x',y'} = {2.96m,0.74m}

■ 3.2 Ungünstigste Kombination der Steifemoduli: Setzungen und Bettungsmoduli

SchichtenFolge = SchichtenFolge2;

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

ERGEBNISSE DER SETZUNGSBERECHNUNG NACH DIN 4019:

=====

FUNDAMENT: Pos. GQk = 1

Länge a [m]: 8.
Breite b [m]: 1.5
Höhe d [m]: 0.2
Gründungssohle [mNN]: 99.8
Sigma [MN/m²]: 0.167
Belastung GQk [kN/m]: 250.

Angaben zur Bestimmung von Sigma(überlagerung):

GOK [mNN]: 100.
Gamma [kN/m³]: 19.
GW-Höhe [mNN]: 75.
Gamma' [kN/m³]: 12.

Berücksichtigung von Fundamentgewicht und Aushubentlastung:

eff.Sigma [MN/m²]: 0.168

Koordinaten für den Berechnungspunkt:

Kennzeichnender Punkt

Grenztiefe für die Setzungsberrechnung:

u.Gründungssohle [m]: 4.94
in [mNN]: 94.86

PARTIALSETZUNGEN:

z1=0.m(99.8mNN)	z2=0.3m(99.5mNN)	Es=100.MN/m ²	Δs=0.05cm
z1=0.3m(99.5mNN)	z2=0.7m(99.1mNN)	Es=45.MN/m ²	Δs=0.11cm
z1=0.7m(99.1mNN)	z2=4.9m(94.9mNN)	Es=15.MN/m ²	Δs=1.27cm

GESAMTSETZUNG: ca. 1.43cm in {x',y'} = {2.96m,0.55m}

CalcSetzung[SchichtenFolge, posFq2, SigmaVor->{GOK, 19kN/m³, GWSp, 12kN/m³},
SigmaEff->True, GrenzTiefe->DIN4019]

ERGEBNISSE DER SETZUNGSBERECHNUNG NACH DIN 4019:

=====

FUNDAMENT: Pos. GQk = 2

Länge a [m]: 8.
Breite b [m]: 2.
Höhe d [m]: 0.2
Gründungssohle [mNN]: 99.8
Sigma [MN/m²]: 0.25
Belastung GQk [kN]: 4000.

Angaben zur Bestimmung von Sigma(überlagerung):

GOK [mNN]: 100.
Gamma [kN/m³]: 19.
GW-Höhe [mNN]: 75.
Gamma' [kN/m³]: 12.

Berücksichtigung von Fundamentgewicht und Aushubentlastung:

eff.Sigma [MN/m²]: 0.251

Koordinaten für den Berechnungspunkt:

Kennzeichnender Punkt

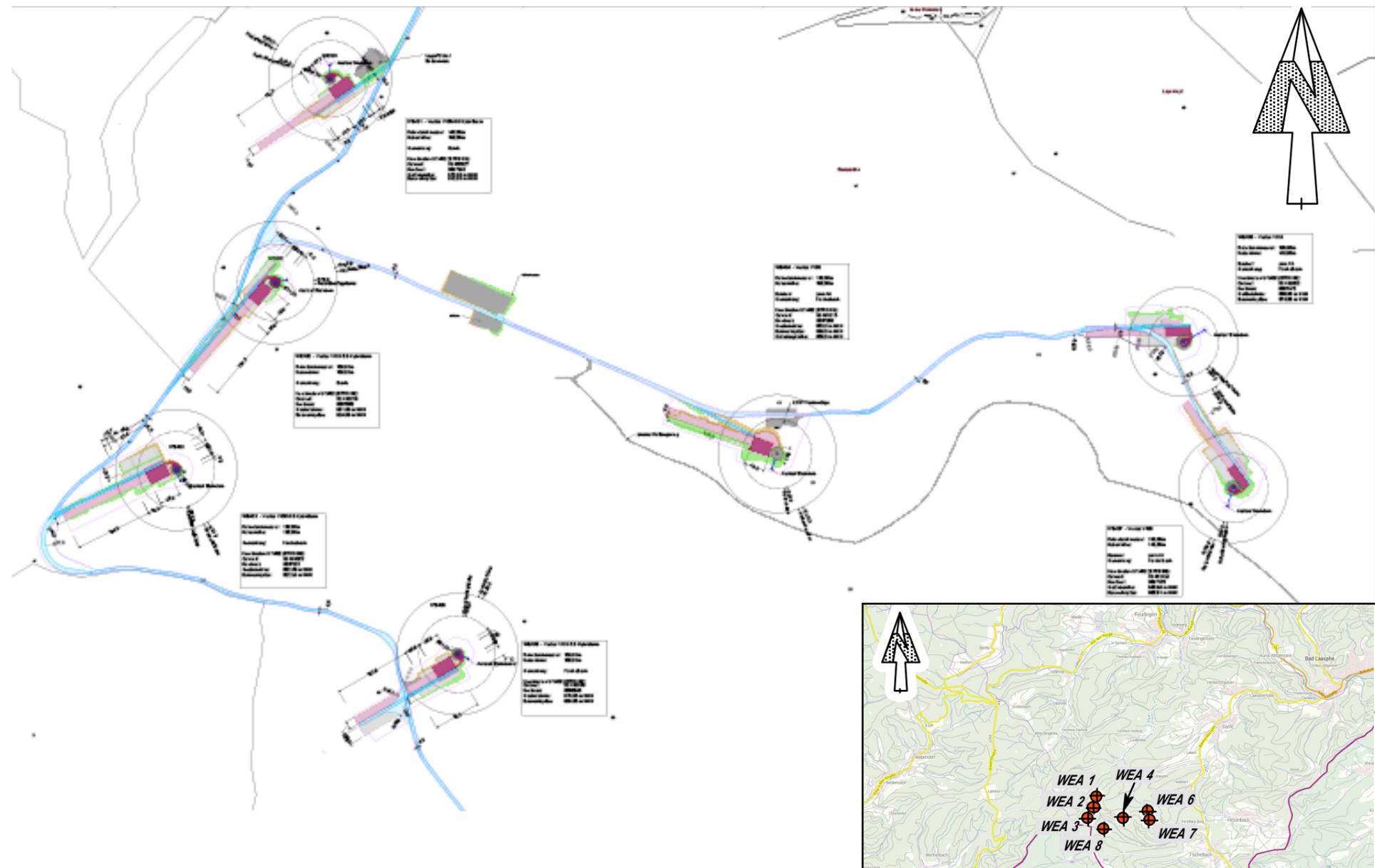
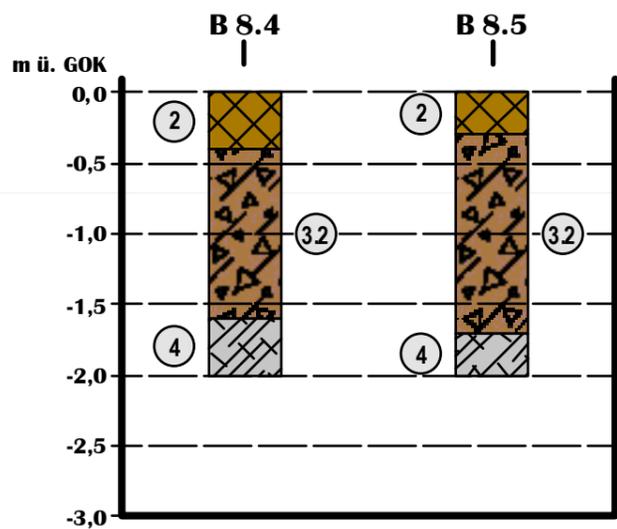
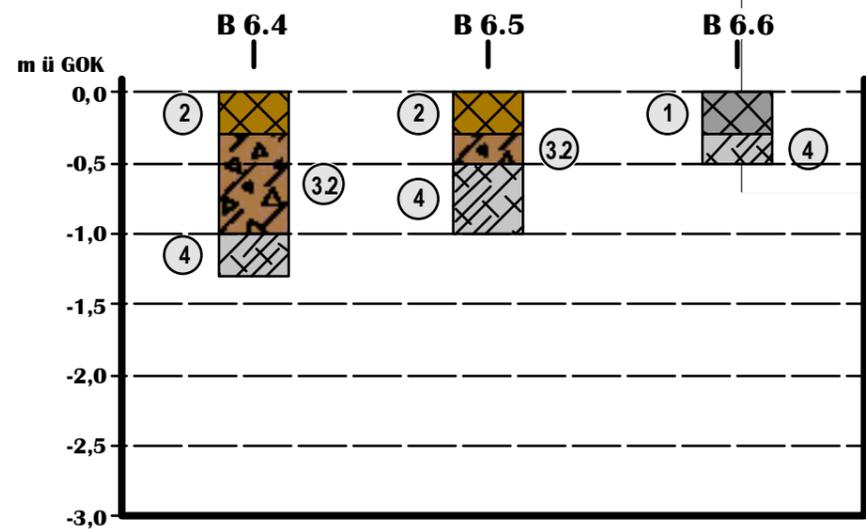
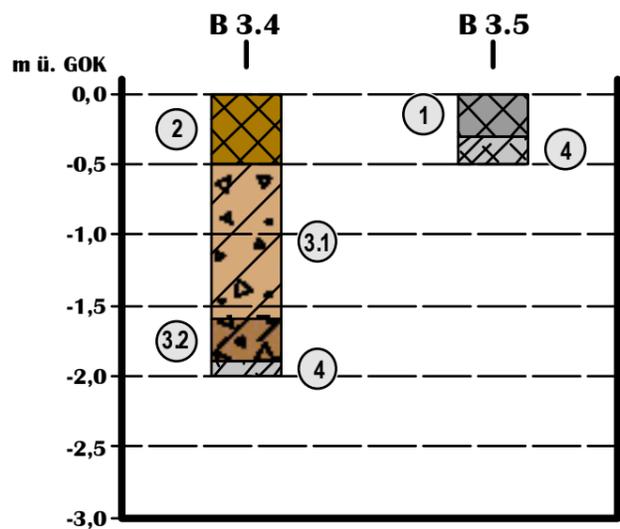
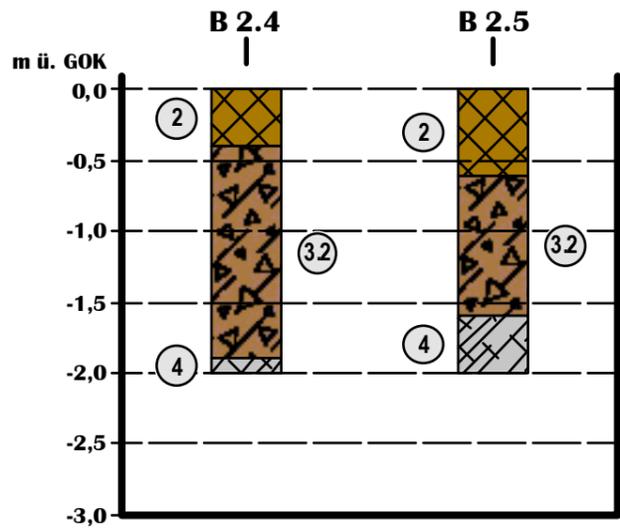
Grenztiefe für die Setzungsberrechnung:

u.Gründungssohle [m]: 6.64
in [mNN]: 93.16

PARTIALSETZUNGEN:

z1=0.m(99.8mNN)	z2=0.3m(99.5mNN)	Es=100.MN/m ²	Δs=0.07cm
z1=0.3m(99.5mNN)	z2=0.7m(99.1mNN)	Es=45.MN/m ²	Δs=0.17cm
z1=0.7m(99.1mNN)	z2=6.6m(93.2mNN)	Es=15.MN/m ²	Δs=2.62cm

GESAMTSETZUNG: ca. 2.86cm in {x',y'} = {2.96m,0.74m}



Lageplan mit Anlagenstandorten, 1:10000

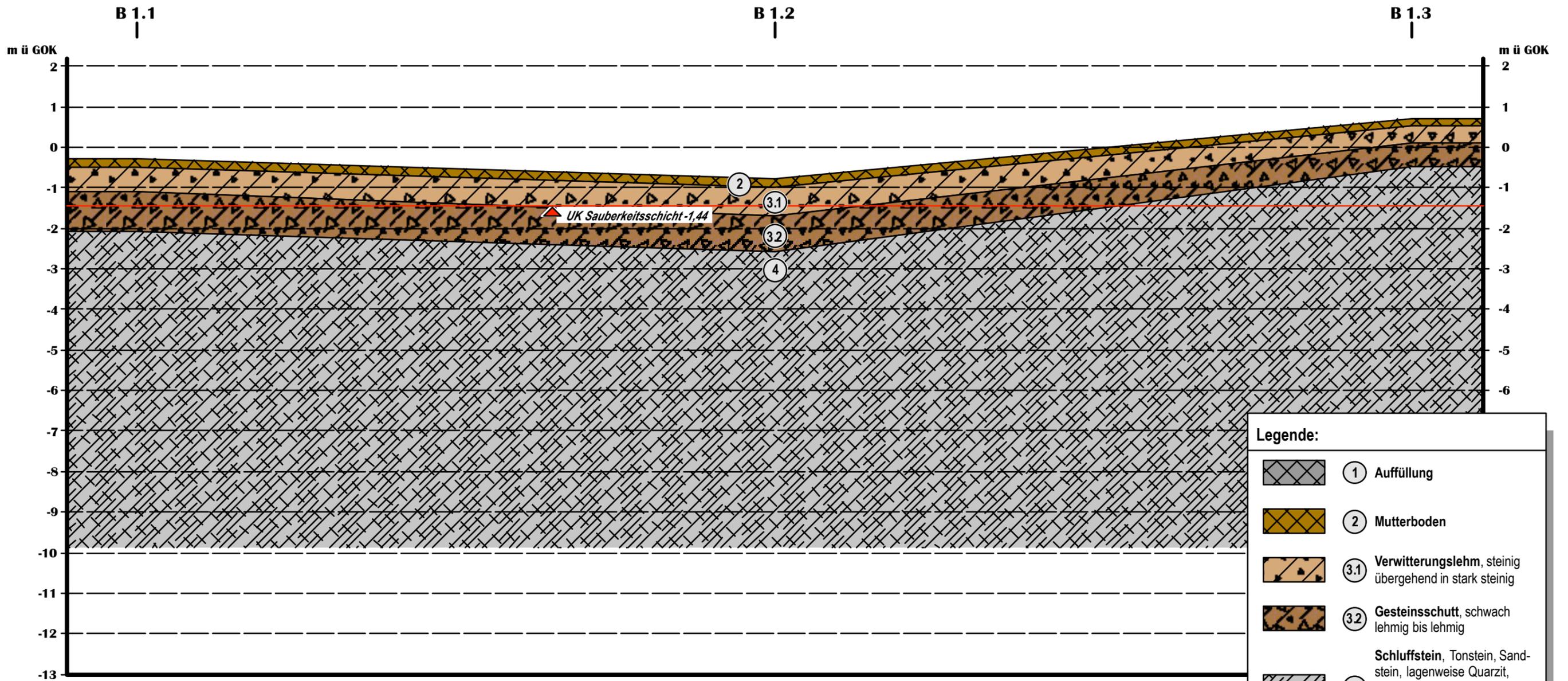
Übersichtslageplan, ohne Maßstab

Legende:

	1 Auffüllung
	2 Mutterboden
	3.1 Verwitterungslehm, steinig übergehend in stark steinig
	3.2 Gesteinsschutt, schwach lehmig bis lehmig
	4 Schluffstein, Tonstein, Sand- stein, lagenweise Quarzit, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert

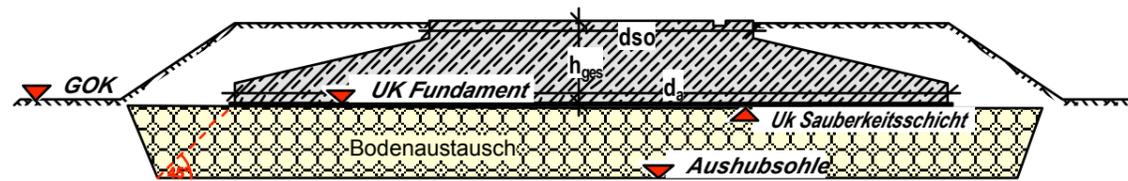
Geotechnisches Büro Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH Fritz-Peters-Straße 22, 47447 Moers Tel.: 02841/96733-3 Fax: 96733-5 eMail: post@baugrund-moers.de		
Projekt: Neubau von 7 Windenergieanlagen Typ V 150-5.6 MW 166/169 mNH Typ V 136-4.2 MW 149/166 mNH Windpark Jagdberg 57334 Bad Laasphe		
Auftraggeber: juwi AG Energie-Allee 1 55286 Wörrstadt		
Planinhalt: • Lageplan mit Anlagenstandorten, Maßstab 1:1000 • Übersichtslageplan, ohne Maßstab • Säulenprofile, Höhenmaßstab 1:50		
Bearbeiter: L. Konefke	Plan-Bez.: 14021-10-2	Datum: 24.02.21
Maßstab:	Gutachten-Nr.: 14021-10	Anlage: 1

Säulenprofile der Bohrungen für die Kranstellflächen, Höhenmaßstab 1:50

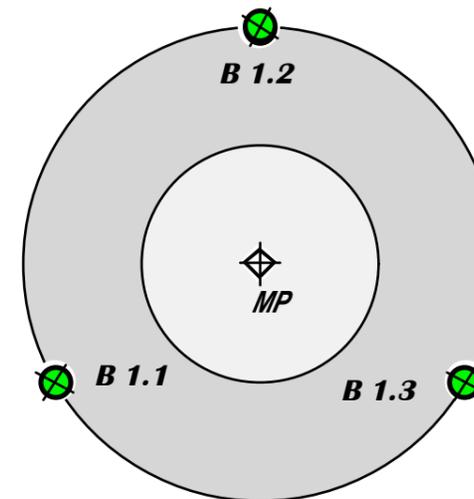


Legende:

	① Auffüllung
	② Mutterboden
	③.1 Verwitterungslehm, steinig übergehend in stark steinig
	③.2 Gesteinsschutt, schwach lehmig bis lehmig
	④ Schluffstein, Tonstein, Sand- stein, lagenweise Quarzit, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert



Fundamentgeometrie	V150-5.6 MW 169mNH
	Flachgründung ohne Auftrieb
Außendurchmesser d_a [m]	24,000
Sockeldurchmesser d_{so} [m]	10,900
Fundamenthöhe h_{ges} [m]	2,800
Unterkante Fundament [m ü. GOK]	-1,340
Unterkante Sauberkeitsschicht [m ü. GOK]	-1,440



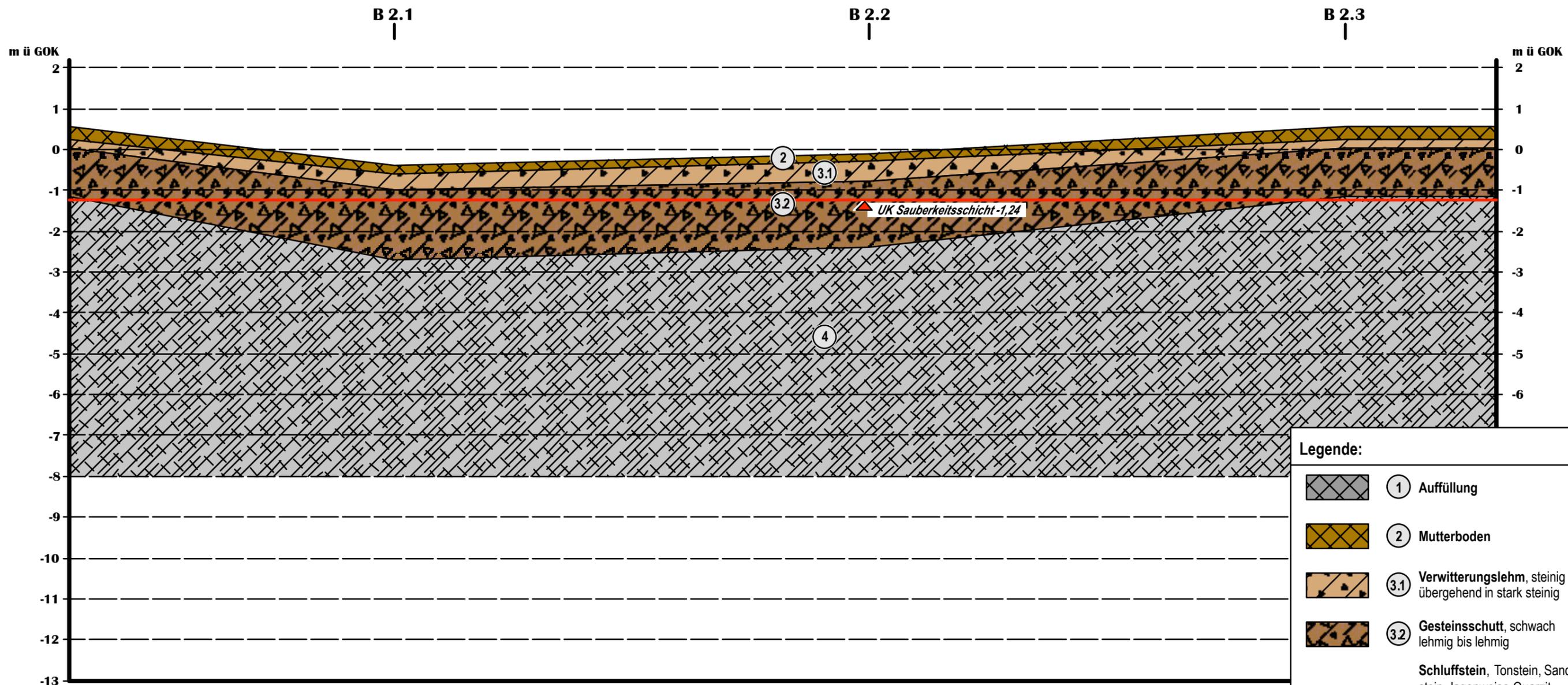
Geotechnisches Büro
 Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH
 Fritz-Peters-Straße 22, 47447 Moers
 Tel.: 02841/96733-3 Fax: 96733-5
 eMail: post@baugrund-moers.de

Projekt: Neubau von 7 Windenergieanlagen
 Typ V 150-5.6 MW 166/169 mNH
 Typ V 136-4.2 MW 149/166 mNH
 Windpark Jagdberg 57334 Bad Laasphe

Auftraggeber:
 juwi AG
 Energie-Allee 1 55286 Wörrstadt

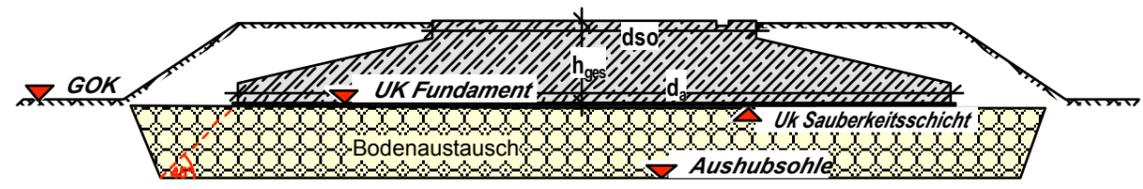
Planinhalt:
 • Fundamentaufsicht mit Untersuchungen, M ohne
 • Schemaschnitt durch das Fundament, M ohne
 • Interpoliertes Schichtenprofil, Maßstab 1:-/100

Bearbeiter: L. Konefke	Plan-Bez.: 14021-10-3.1	Datum: 17.03.20
WEA 1	Gutachten-Nr.: 14021-10	Anlage: 3.1

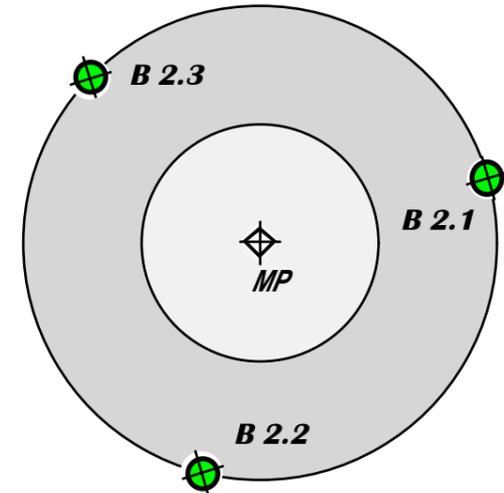


Legende:

	① Auffüllung
	② Mutterboden
	③.1 Verwitterungslehm, steinig übergehend in stark steinig
	③.2 Gesteinsschutt, schwach lehmig bis lehmig
	④ Schluffstein, Tonstein, Sand- stein, lagenweise Quarzit, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert



Fundamentgeometrie	V150-5.6 MW 169mNH
	Flachgründung ohne Auftrieb
Außendurchmesser d_a [m]	24,000
Sockeldurchmesser d_{so} [m]	10,900
Fundamenthöhe h_{ges} [m]	2,800
Unterkante Fundament [m ü. GOK]	-1,140
Unterkante Sauberkeitsschicht [m ü. GOK]	-1,240



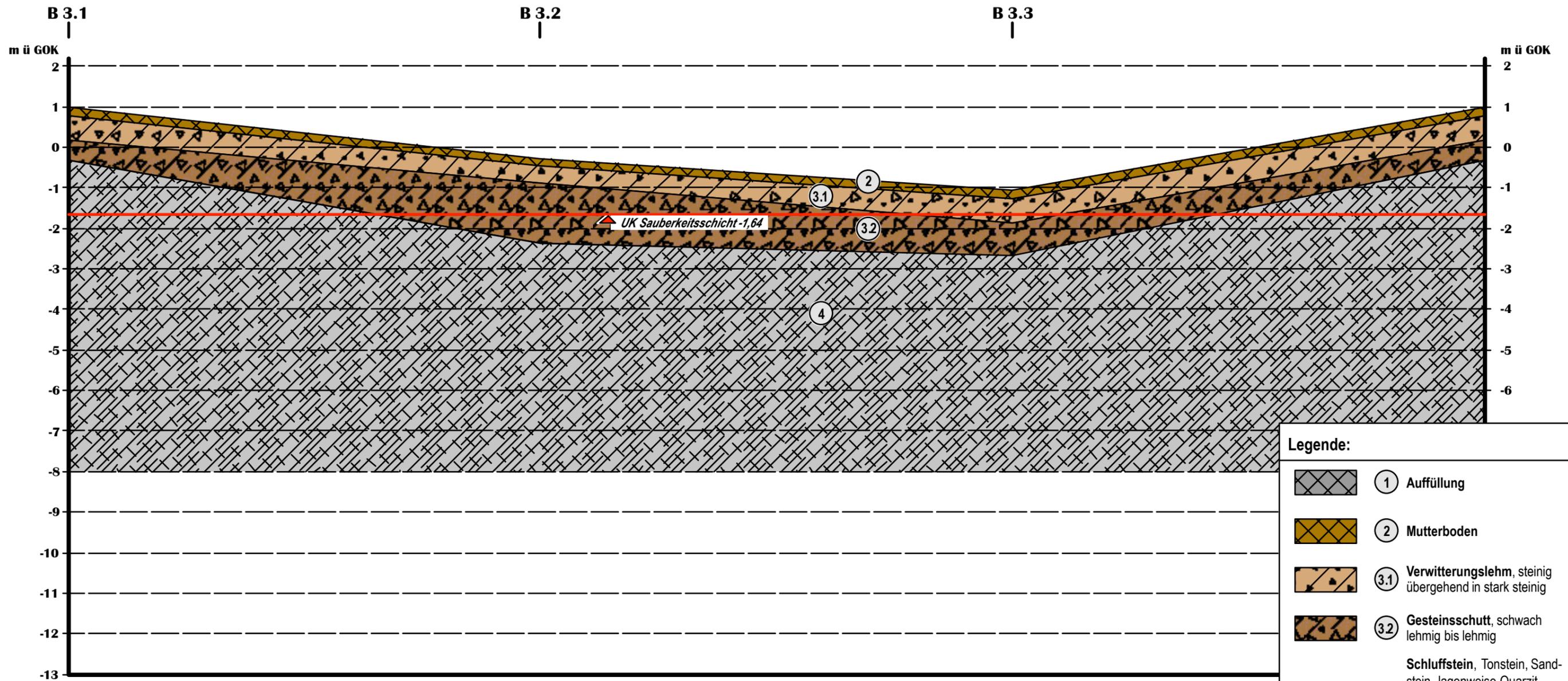
Geotechnisches Büro
 Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH
 Fritz-Peters-Straße 22, 47447 Moers
 Tel.: 02841/96733-3 Fax: 96733-5
 eMail: post@baugrund-moers.de

Projekt: Neubau von 7 Windenergieanlagen
 Typ V 150-5.6 MW 166/169 mNH
 Typ V 136-4.2 MW 149/166 mNH
 Windpark Jagdberg 57334 Bad Laasphe

Auftraggeber:
 juwi AG
 Energie-Allee 1 55286 Wörrstadt

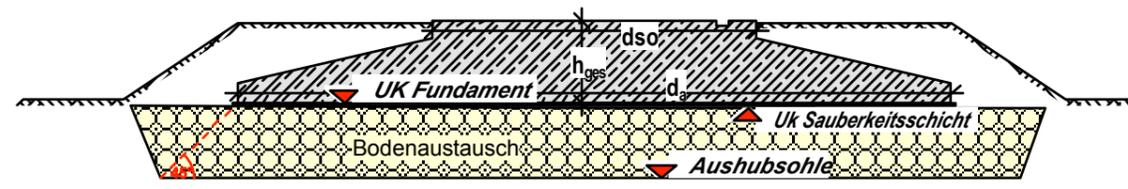
Planinhalt:
 • Fundamentaufsicht mit Untersuchungen, M ohne
 • Schemaschnitt durch das Fundament, M ohne
 • Interpoliertes Schichtenprofil, Maßstab 1:-/100

Bearbeiter: L. Konefke	Plan-Bez.: 14021-10-3.2	Datum: 17.03.20
WEA 2	Gutachten-Nr.: 14021-10	Anlage: 3.2

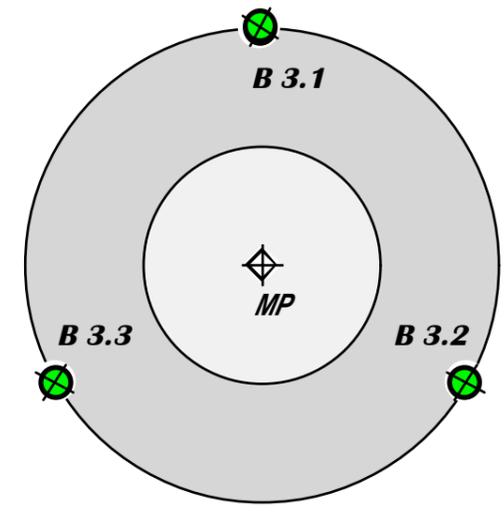


Legende:

	① Auffüllung
	② Mutterboden
	③.1 Verwitterungslehm, steinig übergehend in stark steinig
	③.2 Gesteinsschutt, schwach lehmig bis lehmig
	④ Schluffstein, Tonstein, Sandstein, lagenweise Quarzit, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert



Fundamentgeometrie	V150-5.6 MW 166mNH
	Flachgründung ohne Auftrieb
Außendurchmesser d_a [m]	24,000
Sockeldurchmesser d_{so} [m]	10,900
Fundamenthöhe h_{ges} [m]	2,800
Unterkante Fundament [m ü. GOK]	-1,540
Unterkante Sauberkeitsschicht [m ü. GOK]	-1,640



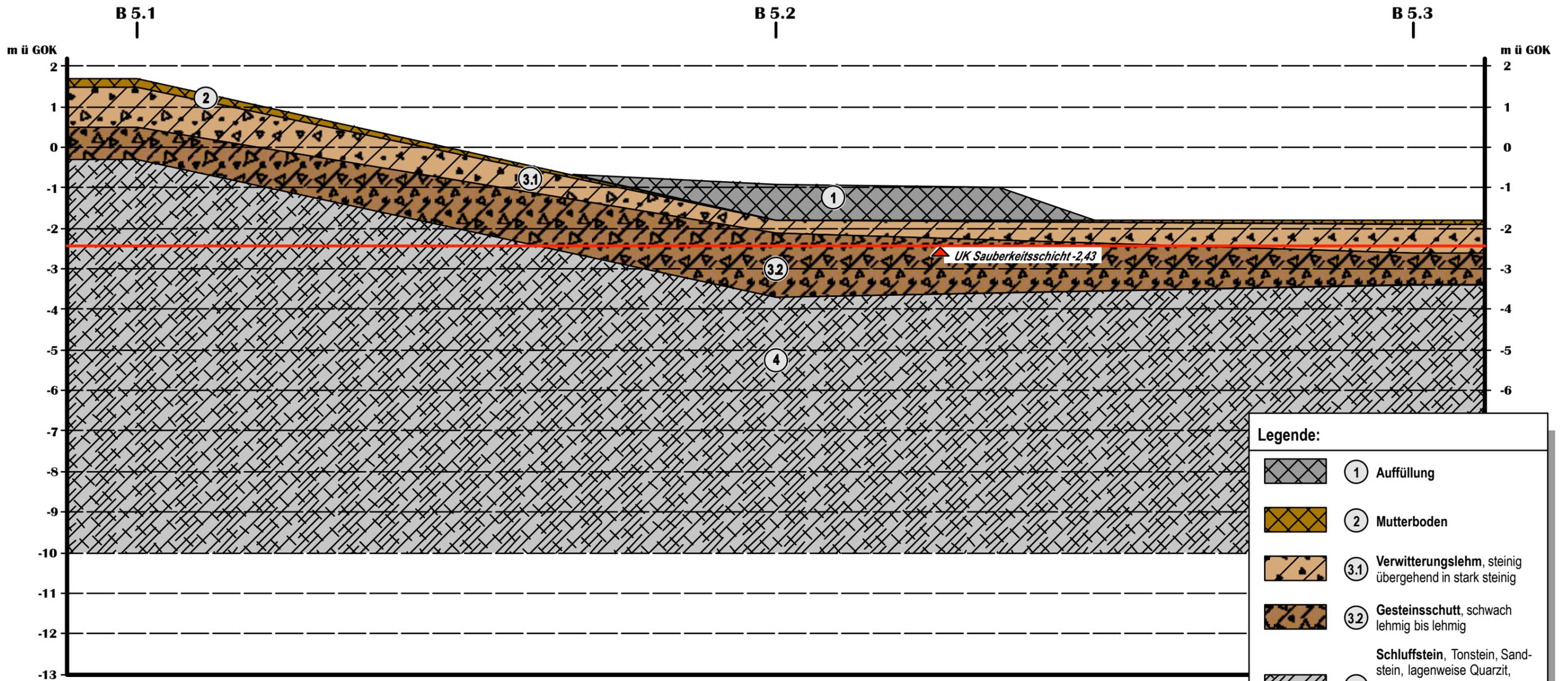
Geotechnisches Büro
 Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH
 Fritz-Peters-Straße 22, 47447 Moers
 Tel.: 02841/96733-3 Fax: 96733-5
 eMail: post@baugrund-moers.de

Projekt: Neubau von 7 Windenergieanlagen
 Typ V 150-5.6 MW 166/169 mNH
 Typ V 136-4.2 MW 166/149 mNH
 Windpark Jagdberg 57334 Bad Laasphe

Auftraggeber:
 juwi AG
 Energie-Allee 1 55286 Wörrstadt

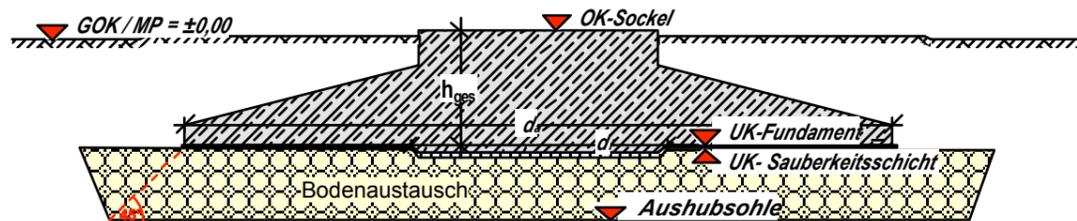
Planinhalt:
 • Fundamentaufsicht mit Untersuchungen, M ohne
 • Schemaschnitt durch das Fundament, M ohne
 • Interpoliertes Schichtenprofil, Maßstab 1:-/100

Bearbeiter: L. Konefke	Plan-Bez.: 14021-10-3.3	Datum: 17.03.20
WEA 3	Gutachten-Nr.: 14021-10	Anlage: 3.3

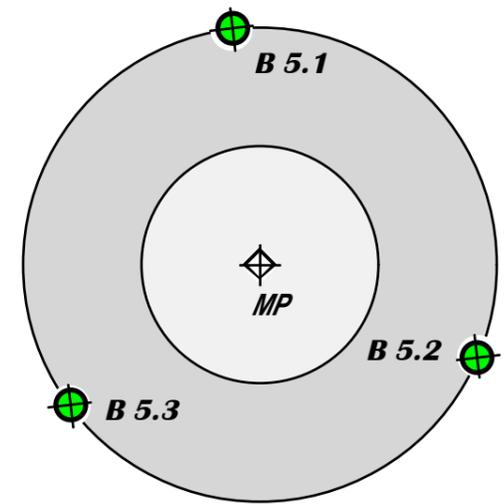


Legende:

	1 Auffüllung
	2 Mutterboden
	3.1 Verwitterungslehm, steinig übergehend in stark steinig
	3.2 Gesteinsschutt, schwach lehmig bis lehmig
	4 Schluffstein, Tonstein, Sandstein, lagenweise Quarzit, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert



Fundamentgeometrie	V136-4.2 MW, 166 m
	Flachgründung ohne Auftrieb
Außendurchmesser d_a [m]	23,000
Durchmesser Fundamentvertiefung d_i [m]	7,500
Fundamenthöhe h_{ges} [m]	3,640
Unterkante Fundament innen/außen [m ü. GOK]	-2,33/-2,08
Unterkante Sauberkeitsschicht innen/außen [m ü. GOK]	-2,43/-2,18



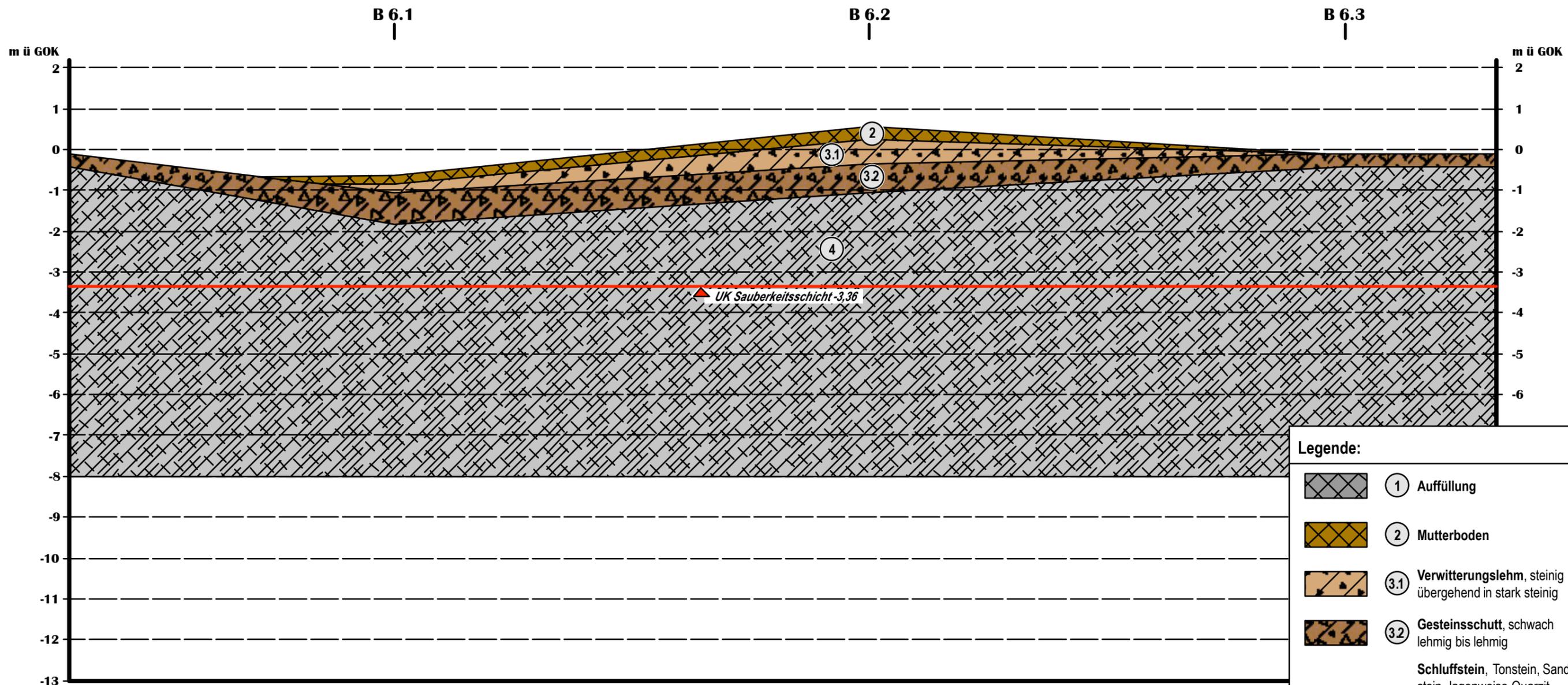
Geotechnisches Büro
 Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH
 Fritz-Peters-Straße 22, 47447 Moers
 Tel.: 02841/96733-3 Fax: 96733-5
 eMail: post@baugrund-moers.de

Projekt: Neubau von 7 Windenergieanlagen
 Typ V 150-5.6 MW 166/149 mNH
 Typ V 136-4.2 MW 149/166 mNH
 Windpark Jagdberg 57334 Bad Laasphe

Auftraggeber:
 juwi AG
 Energie-Allee 1 55286 Wörrstadt

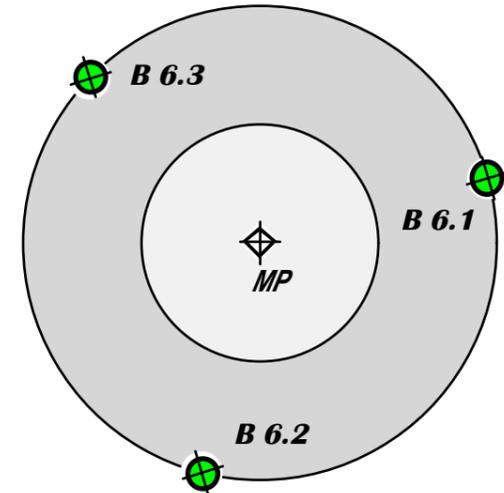
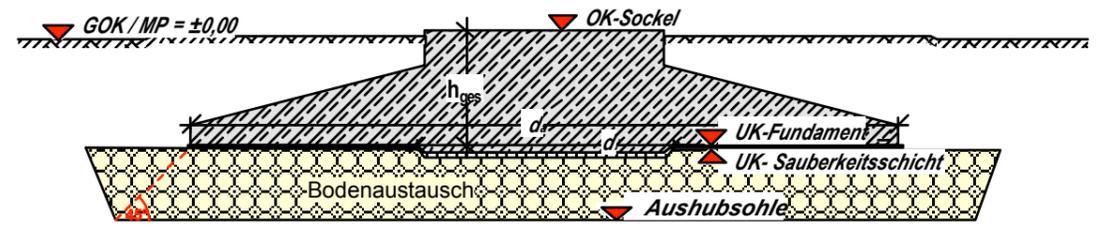
Planinhalt:
 • Fundamentaufsicht mit Untersuchungen, M ohne
 • Schemaschnitt durch das Fundament, M ohne
 • Interpoliertes Schichtenprofil, Maßstab 1:-/100

Bearbeiter: L. Konefke	Plan-Bez.: 14021-10-3.5	Datum: 17.03.20
WEA 5	Gutachten-Nr.: 14021-10	Anlage: 3.5



Legende:

-  ① Auffüllung
-  ② Mutterboden
-  ③.1 Verwitterungslehm, steinig übergehend in stark steinig
-  ③.2 Gesteinsschutt, schwach lehmig bis lehmig
-  ④ Schluffstein, Tonstein, Sandstein, lagenweise Quarzit, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert



Fundamentgeometrie	V136-4.2 MW, 149 m Flachgründung ohne Auftrieb
Außendurchmesser d_a [m]	22,500
Durchmesser Fundamentvertiefung d_i [m]	7,600
Fundamenthöhe h_{ges} [m]	3,650
Unterkante Fundament innen/außen [m ü. GOK]	-3,61/-3,36
Unterkante Sauberkeitsschicht innen/außen [m ü. GOK]	-3,71/-3,46

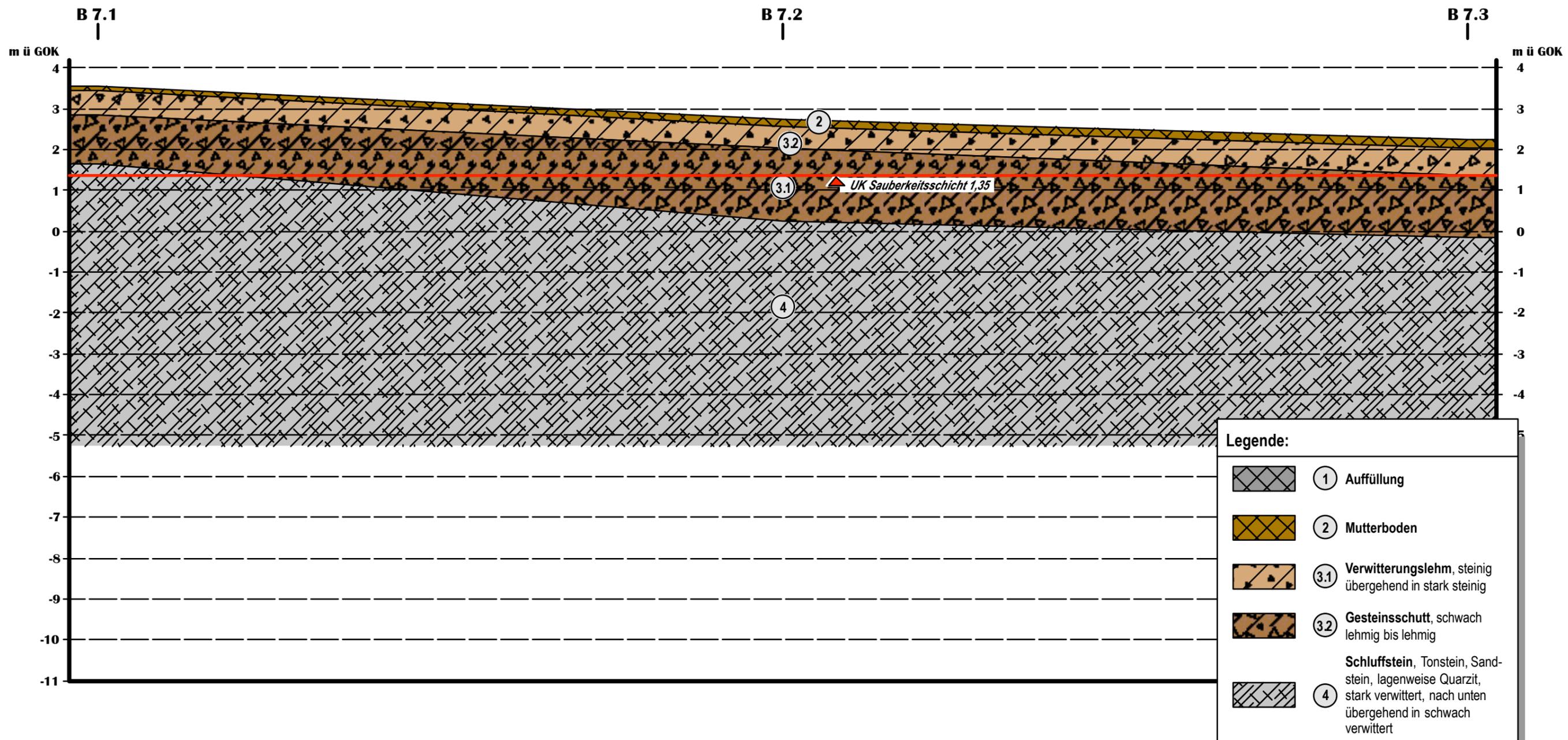
Geotechnisches Büro
 Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH
 Fritz-Peters-Straße 22, 47447 Moers
 Tel.: 02841/96733-3 Fax: 96733-5
 eMail: post@baugrund-moers.de

Projekt: Neubau von 7 Windenergieanlagen
 Typ V 150-5.6 MW 166/169 mNH
 Typ V 136-4.2 MW 149/166 mNH
 Windpark Jagdberg 57334 Bad Laasphe

Auftraggeber:
 juwi AG
 Energie-Allee 1 55286 Wörrstadt

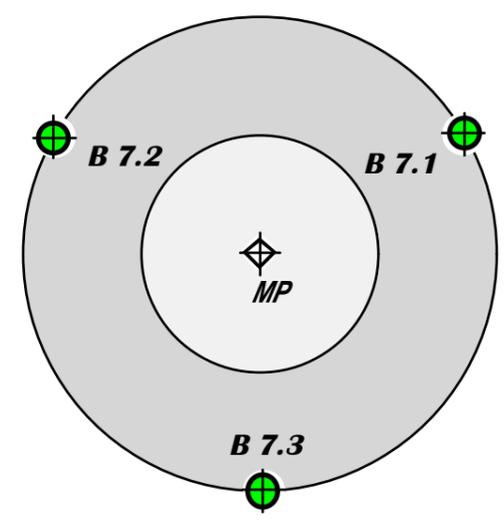
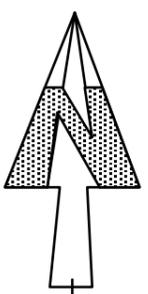
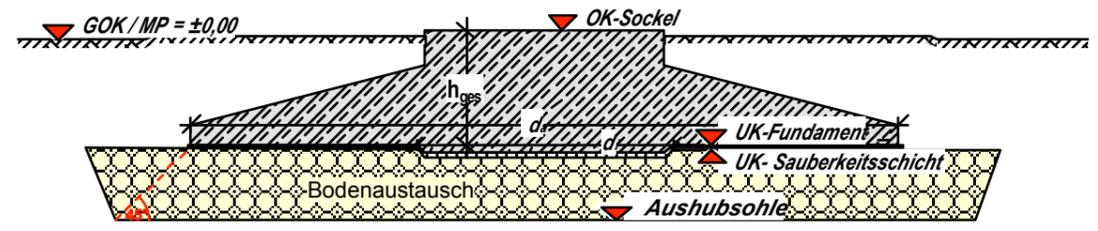
Planinhalt:
 • Fundamentaufsicht mit Untersuchungen, M ohne
 • Schemaschnitt durch das Fundament, M ohne
 • Interpoliertes Schichtenprofil, Maßstab 1:-/100

Bearbeiter: L. Konefke	Plan-Bez.: 14021-10-3.6	Datum: 17.03.20
WEA 6	Gutachten-Nr.: 14021-10	Anlage: 3.6



Legende:

	1 Auffüllung
	2 Mutterboden
	3.1 Verwitterungslehm, steinig übergehend in stark steinig
	3.2 Gesteinsschutt, schwach lehmig bis lehmig
	4 Schluffstein, Tonstein, Sandstein, lagenweise Quarzit, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert



Fundamentgeometrie	V136-4.2 MW, 149 m Flachgründung ohne Auftrieb
Außendurchmesser d_a [m]	22,500
Durchmesser Fundamentvertiefung d_i [m]	7,600
Fundamenthöhe h_{ges} [m]	3,650
Unterkante Fundament innen/außen [m ü. GOK]	1,25/1,50
Unterkante Sauberkeitsschicht innen/außen [m ü. GOK]	1,10/1,35

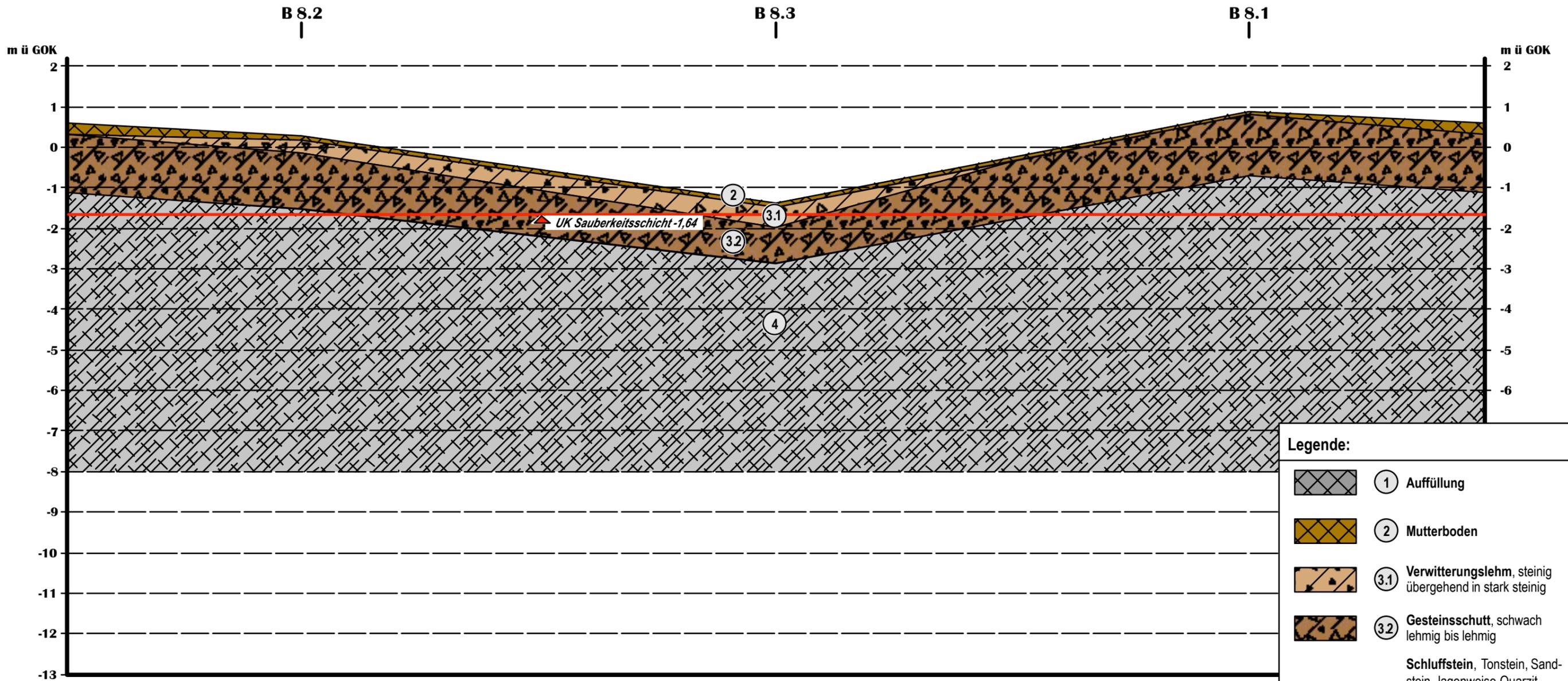
Geotechnisches Büro
 Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH
 Fritz-Peters-Straße 22, 47447 Moers
 Tel.: 02841/96733-3 Fax: 96733-5
 eMail: post@baugrund-moers.de

Projekt: Neubau von 7 Windenergieanlagen
 Typ V 150-5.6 MW 166/169 mNH
 Typ V 136-4.2 MW 149/166 mNH
 Windpark Jagdberg 57334 Bad Laasphe

Auftraggeber:
 juwi AG
 Energie-Allee 1 55286 Wörrstadt

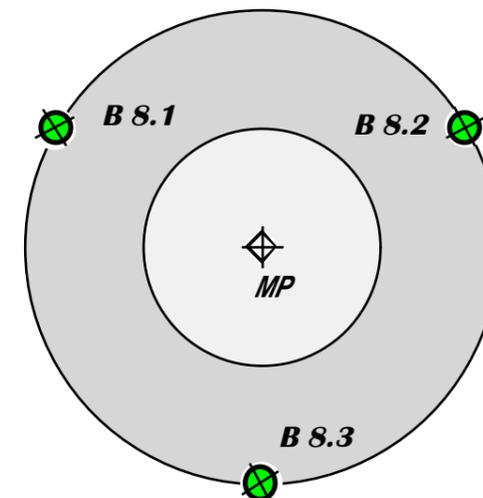
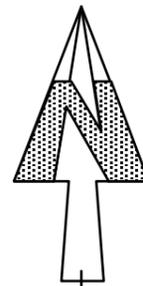
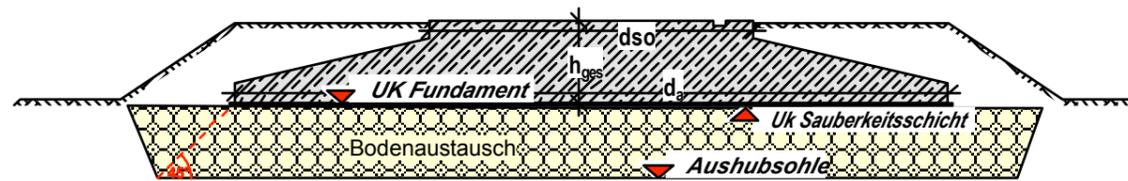
Planinhalt:
 • Fundamentaufsicht mit Untersuchungen, M ohne
 • Schemaschnitt durch das Fundament, M ohne
 • Interpoliertes Schichtenprofil, Maßstab 1:-/100

Bearbeiter: L. Konefke	Plan-Bez.: 14021-10-3.6	Datum: 17.03.20
WEA 7	Gutachten-Nr.: 14021-10	Anlage: 3.6



Legende:

-  ① Auffüllung
-  ② Mutterboden
-  ③.1 Verwitterungslehm, steinig übergehend in stark steinig
-  ③.2 Gesteinsschutt, schwach lehmig bis lehmig
-  ④ Schluffstein, Tonstein, Sandstein, lagenweise Quarzit, stark verwittert, nach unten übergehend in schwach verwittert



Fundamentgeometrie	V150-5.6 MW 166mNH
	Flachgründung ohne Auftrieb
Außendurchmesser d_a [m]	24,000
Sockeldurchmesser d_{so} [m]	10,900
Fundamenthöhe h_{ges} [m]	2,800
Unterkante Fundament [m ü. GOK]	-1,540
Unterkante Sauberkeitsschicht [m ü. GOK]	-1,640

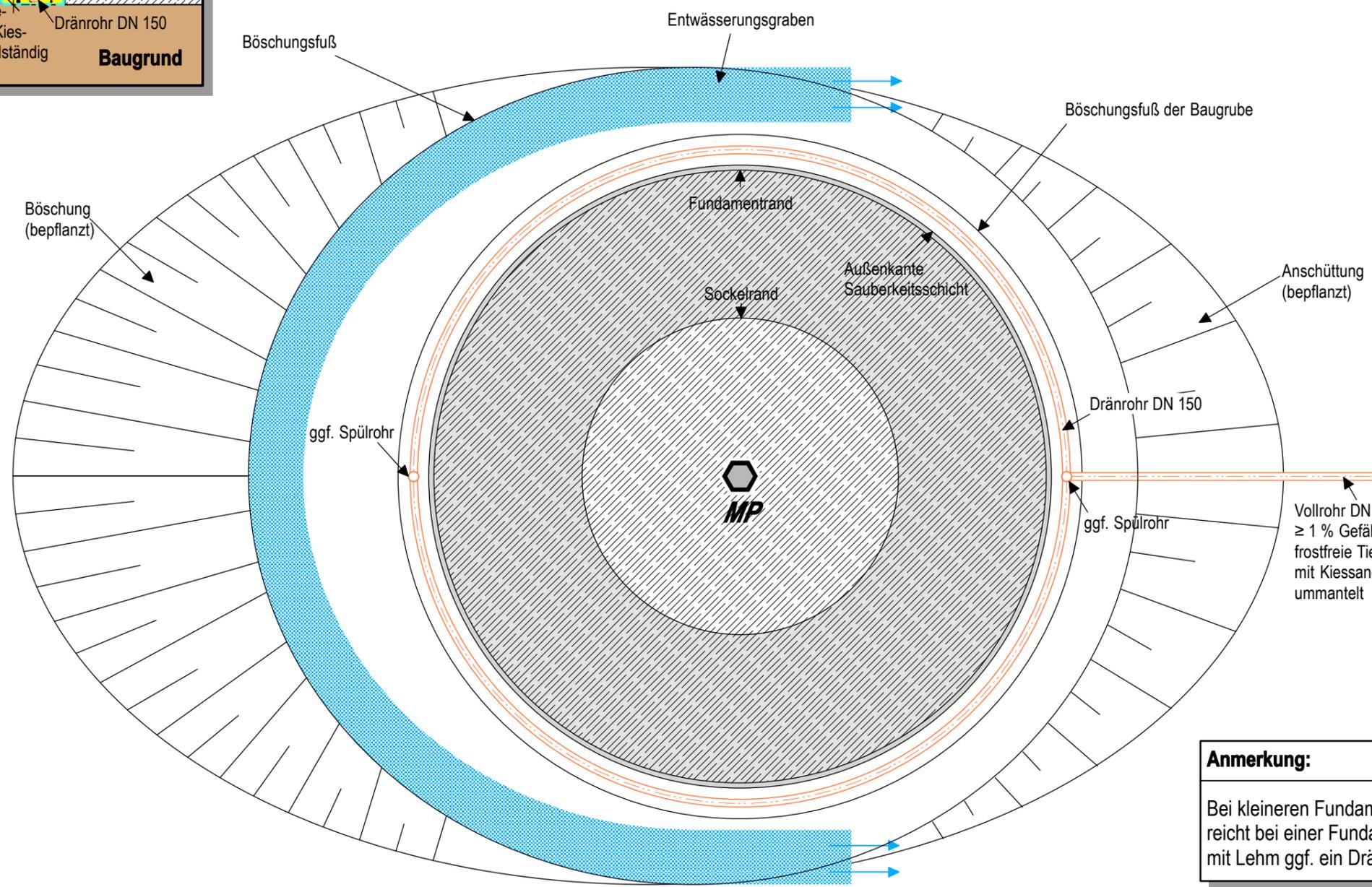
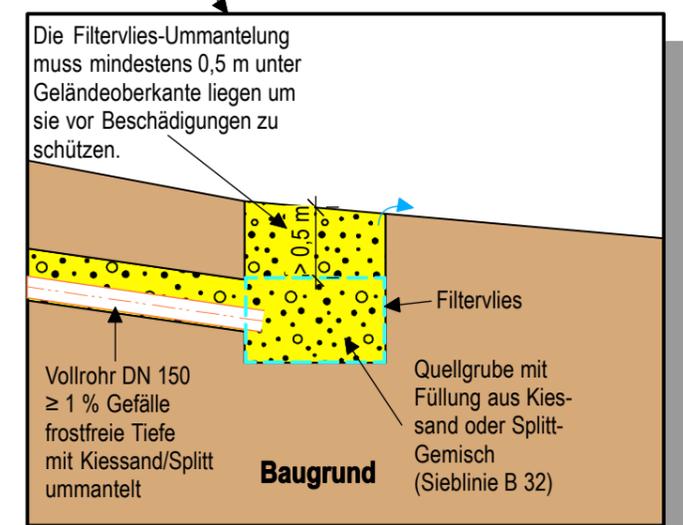
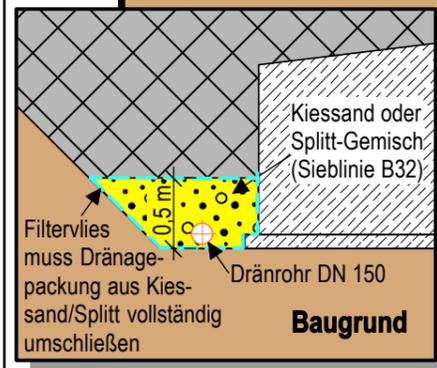
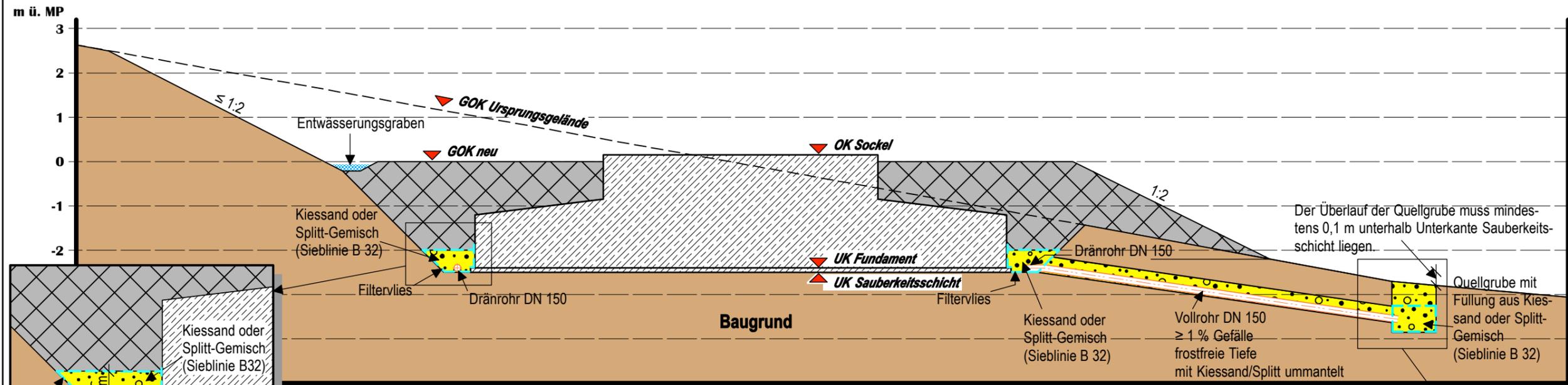
Geotechnisches Büro
 Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH
 Fritz-Peters-Straße 22, 47447 Moers
 Tel.: 02841/96733-3 Fax: 96733-5
 eMail: post@baugrund-moers.de

Projekt: Neubau von 7 Windenergieanlagen
 Typ V 150-5.6 MW 166/169 mNH
 Typ V 136-4.2 MW 149/166 mNH
 Windpark Jagdberg 57334 Bad Laasphe

Auftraggeber:
 juwi AG
 Energie-Allee 1 55286 Wörrstadt

Planinhalt:
 • Fundamentaufsicht mit Untersuchungen, M ohne
 • Schemaschnitt durch das Fundament, M ohne
 • Interpoliertes Schichtenprofil, Maßstab 1:-/100

Bearbeiter: L. Konefke	Plan-Bez.: 14021-10-3.7	Datum: 17.03.20
WEA 8	Gutachten-Nr.: 14021-10	Anlage: 3.7



Anmerkung:
Bei kleineren Fundamenten ($\varnothing \leq 15 \text{ m}$) reicht bei einer Fundamentüberdeckung mit Lehm ggf. ein Dränrohr DN 100.

Geotechnisches Büro Dr. Koppelberg & Gerdes GmbH Fritz-Peters-Straße 22, 47447 Moers Tel.: 02841/96733-3 Fax: 96733-44 eMail: post@baugrund-moers.de		
Projekt: Neubau von 7 WEA Typ V136 4.2MW HH166 u. 149m WP Bad Laashe		
Auftraggeber: juwi AG		
Planinhalt: • Prinzipschnitt und -ansicht WEA-Fundament mit Dränagesystem, Maßstab 1:100 • Detailskizze der Dränage, Maßstab 1:50 • Detailskizze der Quellgrube, Maßstab 1:50		
Bearbeiter: A. Böving	Plan-Bez.: 14021-10-4	Datum: 23.03.21
Projekt: WEA 1...8	Gutachten-Nr.: 14021-10	Anlage: 4