

**Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON E160 EP5 E3**

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Geotechnischer Bericht

im Auftrag der

**Qualitas Energy Projekt GmbH
Unter den Linden 21
10117 Berlin**

vom 19.06.2023

Az.: 80861-101

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1	Vorgang und Aufgabenstellung 1
2	Unterlagen 2
3	Baugrund- und Grundwasserverhältnisse 5
3.1	Geologische Situation 5
3.2	Erkundungsumfang 5
3.3	Ergebnisse der Bohrsondierungen 7
3.3.1	Vorbemerkung 7
3.3.2	Bohrsondierungen an den WEA-Standorten 7
3.3.3	Bohrsondierungen in den Zuwegungsstrecken 9
3.4	Ergebnisse der Drucksondierungen 9
3.5	Grundwasserverhältnisse 11
3.5.1	Allgemeines 11
3.5.2	Grundwasserdaten aus Karten und Archivunterlagen 11
3.5.3	Erkundungszeitliche Feststellungen 12
3.5.4	Beurteilung der Mess- und Archivdaten, Bemessungswasserstand 12
4	Bodenmechanische Laboruntersuchungen 13
4.1	Umfang und Zweck der Untersuchungen 13
4.2	Tragschicht 13
4.3	Deckschicht 13
4.4	Sande 14
4.5	Schluffe 15
5	Chemische Laboruntersuchungen 16
5.1	Grundwasseranalysen 16
5.2	Bodenanalysen 16
6	Baugrundmodell und charakteristische Werte der geotechnischen Kenngrößen 18
7	Bautechnische Klassifikation der angetroffenen Bodenarten 23
8	Zusammenfassende Baugrundbeschreibung 25
8.1	Baugrundverhältnisse 25
8.2	Grundwasserverhältnisse 26
9	Baugrundbeurteilung 27
10	Bauwerk 29
10.1	Windenergieanlagen 29
10.2	Kranstellflächen 31

11	Gründungsbeurteilung	32
11.1	Geotechnische Kategorie	32
11.2	Gründungskriterien	32
11.3	Gründungsmöglichkeiten und Gründungsvorschlag	32
12	Flachgründung der Windenergieanlagen	34
12.1	Verfahren	34
12.2	Untersuchungen zur Standsicherheit	36
12.2.1	Vorbemerkungen	36
12.2.2	Nachweis der Sicherheit gegen Kippen	38
12.2.3	Gleitbruchsicherheit	38
12.2.4	Grundbruchsicherheit	40
12.3	Untersuchungen zur Gebrauchstauglichkeit	41
12.3.1	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	41
12.3.2	Schiefstellung der Turmachse	42
12.4	Drehfedersteifigkeit	44
12.4.1	Vorbemerkungen	44
12.4.2	Berechnungsansätze	44
12.4.3	Berechnungen	46
12.4.4	Berechnungsergebnisse	47
13	Empfehlungen zur Bauausführung	48
13.1	Erdarbeiten	48
13.2	Sicherung der Baugrube	50
13.3	Trockenhaltung der Baugrube	50
13.4	Trockenhaltung der Bauwerke	52
13.5	Abtrag des Frischbetongewichts	52
13.6	Verfüllung der Baugruben und Aufschüttung	52
14	Kranstell- und Verkehrsflächen	53
14.1	Anforderungen an Kranstell- und sonstige Verkehrsflächen	53
14.2	Anforderungen an den Verkehrsflächenaufbau	54
14.3	Hinweise zum Verkehrsflächenaufbau	54
15	Hinweise zum Umgang mit potentieller Bodenverunreinigung	57
16	Schlussbemerkungen	58

**Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON E160 EP5 E3**

Gutachten 80861-101

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
1. Appendix: Fortschreibung Anlagentyp

Appendix 80861-101.A01

Datum 08.11.2023

Seite 1

Nachträglich erforderliche Anpassungen durch Ergänzungen und Änderungen des Geotechnischen Berichtes werden in Form von Appendizes gefasst, die dem Hauptgutachten entsprechend folgendem Verzeichnis anzuhängen sind. Dieses Verzeichnis wird jeweils fortgeschrieben und ist hinter dem Inhaltsverzeichnis des Hauptgutachtens zu aktualisieren.

Nr.	Gegenstand	Datum	Appendix
80861-101	Geotechnischer Bericht - Ursprungsfassung	19.06.2023	---
80861-101.A01	Fortschreibung Anlagentyp	08.11.2023	80861-101.A01

Die Ziffer 1 und die Ziffer 2 des geotechnischen Berichtes werden wie folgt ergänzt:

zu 1 Vorgang und Aufgabenstellung

Der Anlagentyp wurde nach Fertigstellung des geotechnischen Berichtes fortgeschrieben und vom Typ Enercon E-160 EP5 E3 (R0) auf den Typ E-160 EP5 E3 R1 geändert. Aktuelle Datenblätter zu dem Anlagentyp R1 liegen bislang nicht vor, gemäß der Gegenüberstellung in der Unterlage U 2.10 und U 2.11 sind durch die Typenaktualisierung jedoch keine geometrischen sowie leistungsmäßigen Änderungen zu erwarten.

zu 2 Unterlagen

Die Unterlagenliste der Ziffer 2 des geotechnischen Berichtes wird um die folgende Unterlage ergänzt:

ENERCON GmbH, Aurich

U 2.10 Gegenüberstellung,

E-160 EP5 E3-HST-120-FB-C-01 zu E-160 EP5 E3 R1-HST-120-FB-C-01,

Dokument-ID: SL_AU_Vergleich_E-160 EP5 E3-HST-120-FB-C-01 Zu E-160 EP5 E3 R1-HST-120-FB-C-01_Rev02.Docx

im pdf-Format

U 2.11 Gegenüberstellung,

E-160 EP5 E3-HT-166-FB-C-01 zu E-160 EP5 E3 R1-HT-166-FB-C-01,

Dokument-ID: SL_AU_Vergleich_E-160 EP5 E3-HT-166-FB-C-01 Zu E-160 EP5 E3 R1-HT-166-FB-C-01_Rev00.Docx

im pdf-Format



Prof. Dr.-Ing. Harder + Partner

IGG Ingenieurgesellschaft für Geotechnik GmbH · Teerhof 48 · 28199 Bremen

Qualitas Energy Projekt GmbH
Unter den Linden 21
10117 Berlin

Firmensitz Teerhof 48 28199 Bremen
Telefon 0421 5285 2312
info@ifg-bremen.de www.ifg-bremen.de

Geschäftsführer:

Daniel Bringezu Alexander Deeg Tim Kaufhold

Amtsgericht Bremen HRB 32976HB
USt-IdNr. DE 315 05 3603

Norddeutsche Landesbank BIC NOLADE2HXXX
IBAN DE70 2505 0000 2002 1982 41

Ihr Zeichen Frau Fischer
Ihre Nachricht vom 18.01.2023
Unser Zeichen 80861-101
Durchwahl 5350 9649
Datum 19.06.2023

Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

1 Vorgang und Aufgabenstellung

Die *Qualitas Energy Projekt GmbH, Berlin*, beabsichtigt als Repowering-Maßnahme im *Windpark Sassenberg* die Errichtung von vier Windenergieanlagen (WEA-1 bis WEA-4) von Typ ENERCON E160 EP5 E3 nach dem Rückbau von bestehenden Windenergieanlagen. Drei der Windenergieanlagen (WEA-1, WEA-2 und WEA-4) sind auf dem Hybridturm HT-166 mit einer Nabenhöhe von 166 m vorgesehen, die Windenergieanlage WEA-3 auf dem Hybridstahlurm HST-120 mit einer Nabenhöhe von 120 m.

Die Windparkfläche liegt nördlich und südlich des *Speckengrabens* nördlich der *Ems* im Landkreis *Warendorf* nördlich der Ortschaften *Sassenberg* und *Milte*, südlich der Ortschaft *Füchtorf* zwischen der Bundesstraße *B476* und der Kreisstraße *K51* (siehe Anlagen 1.1 und 1.2).

Mit der Lieferung der Anlagen soll die *ENERCON GmbH, Aurich*, beauftragt werden.

Die *IfG Ingenieurgesellschaft für Geotechnik GmbH, Bremen*, wurde beauftragt, die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse für die Windenergieanlagen (WEA) und ihre Kranstellflächen (KSF) unter Berücksichtigung der Anforderungen des Anlagenherstellers erkunden zu lassen und auf der Grundlage der Planunterlagen (Unterlagen U 2) ein schriftliches Gutachten zur Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung für die typisierten Anlagenfundament (Unterlage 2.3 und U 2.4) auszuarbeiten (Geotechnischer Bericht).

Im Zuge der Repowering-Maßnahme wird im Windpark die Zuwegungsführung neustrukturiert, dabei ist die Neuanlage von teils bauzeitlichen und teils dauerhaften Zuwegungen sowie eine Ertüchtigung bestehender Zuwegungen vorgesehen.

2 Unterlagen

Zur Erarbeitung dieser Stellungnahme wurden die folgenden Unterlagen verwendet:

U 1 Baugrunderkundung, Geländeaufmaß und Grundwasseranalyse

HMB Baugrund & Kernbohrung, Bad Essen

- U 1.1 Ergebnisse von zwölf Bohrsondierungen im Bereich der Anlagenstandorte, Ergebnisse von fünf Bohrsondierungen im Bereich der Zuwegungen, Geländeaufmaß der Sondierpunkte, Arbeiten durchgeführt im Zeitraum vom 30.03. bis 06.04.2023

Thade Gerdes GmbH, Norden

- U 1.2 Ergebnisse von sechzehn Drucksondierungen, jeweils als ASCII-Daten, Geländeaufmaß der Sondierpunkte, durchgeführt am 15.03. und 16.03.2023

TS Ingenieurgesellschaft mbH, Bad Nenndorf

- U 1.3 Messprotokoll Absteckung Mittelpunkte, erhalten per E-Mail am 14.03.2022

Wessling GmbH, Hannover/Hamburg

- U 1.4 Ergebnisse chemischer Analysen an einer Grundwasserproben Prüfbericht CHA23010243-1 vom 20.04.2023
- U 1.5 Ergebnisse chemischer Analysen an zwei Bodenproben Prüfbericht CHA23010213-1 vom 19.04.2023

Gepla mbH & Co. KG, Edewecht

- U 1.6 Ergebnisse von Messungen des spezifischen Erdwiderstandes (nach Wenner), an vier WEA-Standorten, durchgeführt am 05.04.2023

U 2 Planunterlagen

ENERCON GmbH, Aurich

- U 2.1 Technische Spezifikation, Geotechnischer Bericht Dokument-ID: D02109818/7.0-de, Freigabe: 2021-06-02, im pdf-Format
- U 2.2 Technische Spezifikation, Zuwegung und Baustellenflächen, ENERCON Windenergieanlage Bericht, E-160 EP5 E3, 166 m Hybridturm Dokument-ID: D02284867/2.1-de, Freigabe: 2022-06-09, im pdf-Format
- U 2.3 Technisches Datenblatt E-160 EP5 E3-HT-**166**-ES-C-01, Flachgründung, Dokument-ID: D02406834/3.0, Freigabe: 2021-07-08, im pdf-Format
- U 2.4 Technisches Datenblatt E-160 EP5 E3-HST-**120**-FB-C-01, Flachgründung, Dokument-ID: D0956329-1, Freigabe: 2022-07-22, im pdf-Format
- U 2.5 Spezifikation, Hinweise zur Planung, Ausführung und Prüfung von Baugrundverbesserungsverfahren, Dokument-ID: PM-CE-SP201-Rev000, 2015-08-17, im pdf-Format

Heinz Lunte GmbH, Dinklage

- U 2.6 Flachgründung E-160 EP5 E3-HST-**120**-FB-C-01, Fundament Schalplan, Blatt-Nr. S01a, im Maßstab 1 : 100 / 1 : 50 / 1 : 25, mit Datum: 31.03.2022

Qualitas Energy Projekt GmbH, Berlin

- U 2.7 WP Sassenberg, NW, Übersichtskarte Restriktionen (Enercon Layout), im Maßstab 1 : 7.500 mit Datum vom 02.01.2023

- U 2.8 WP Sassenberg Lageplan mit WP-Layout, dwg-Datei, mit Datum vom 23.03.2023
- U 2.9 WP Sassenberg Entwurfsplan Zuwegungen,
im Maßstab 1 : 3.000, mit Datum vom 14.12.2022

U 3 Geologische und hydrogeologische Karten

U 3.1 LBEG-Kartenserver, Landesamt für Bergbau und Energie, Hannover

- U 3.1.1 Kartenserie Hydrogeologie
Hydrogeologische Räume und Teilräume, Maßstab 1 : 500.000

U 3.2 GEOportal.NRW, Kartenserver, Ministerium des Innern des Landes Nordrhein-Westfalen

- U 3.2.1 Geologische Karte von Nordrhein-Westfalen 1:100.000
- U 3.2.2 Hydrogeologische Karte von Nordrhein-Westfalen 1:100.000

U 3.3 Geologischer Dienst, Nordrhein-Westfalen

- U 3.3.1 Geologische Karte von Nordrhein-Westfalen, Maßstab 1 : 50.000
Kartenteile: Lengerich, Bad Iburg, Warendorf, Rheda-Wiedenbrück
- U 3.3.2 Hydrogeologische Karte von Nordrhein-Westfalen, Maßstab 1 : 50.000
Kartenteile: Lengerich und Bad Iburg

Ministerium für Umwelt, Landwirtschaft, Natur- und Verbraucherschutz NRW

- U 3.4 Datenbank Grundwassermessstellen (ELWAS-WEB-Server)
Messstellen Ostmitte 29/59, TK Versmold 30/21, Füchtorf 125 und Füchtorf 96

U 4 Richtlinien und Vorschriften

U 4.1 Eurocode 7

- U 4.1.1 DIN EN 1997-1:2014-03
Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik,
Teil 1: Allgemeine Regeln
- U 4.1.2 DIN EN 1997-1/NA:2010-12
Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter
- U 4.1.3 DIN 1054:2010-12
Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1
- U 4.1.4 DIN EN 1997-2:2010-10
Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik
Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds;
- U 4.1.5 DIN EN 1997-2/NA:2010-12
Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter
- U 4.1.6 DIN 4020:2010-12
Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke
Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2
- U 4.1.7 DIN 4020:2010-12
Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke
Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2

U 4.2 ergänzende DIN zum EC7

- U 4.2.1 DIN 4084:2009-01: Baugrund – Geländebruchberechnungen
- U 4.2.2 DIN 4017:2006-03: Baugrund – Grundbruchberechnungen

- U 4.2.3 DIN 4019:2015-05: Baugrund – Setzungsberechnungen
- U 4.2.4 DIN 4124:2012-01: Baugruben und Gräben - Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten

U 4.3 DIN 18088 Tragstrukturen für Windenergieanlagen und Plattformen

- U 4.3.1 DIN 18088-1:2019-01
Teil 1: Grundlagen und Einwirkungen
- U 4.3.2 DIN 18088-2:2019-01
Teil 2: Stahlbeton- und Spannbetontragwerke
- U 4.3.3 DIN 18088-3:2019-01
Teil 3: Stahlbauten
- U 4.3.4 DIN 18088-4:2019-01
Teil 4: Baugrund und Gründungselemente

Normenverweise

Es werden die aktuell vom DIN als Weißdruck veröffentlichten Normen verwendet.
Die verwendeten Normen werden an der Anwendungsstelle genannt.

U 4.4 Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.

- U 4.4.1 Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ - EA-Pfähle
2. Auflage, 2012
- U 4.4.2 Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugrunddynamik“, 2018
- U 4.4.3 Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ – EAB, 6. Auflage, 2021

U 4.5 Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt)

Richtlinie für Windenergieanlagen, Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung; Fassung Oktober 2012

U 4.6 Mitteilungen der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall

- U 4.6.1 TR LAGA 20 (2004): Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Abfällen.
Teil II: Technische Regeln für die Verwertung 1.2 Bodenmaterial (TR Boden)
- U 4.6.2 TR LAGA 20 (1997): Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Abfällen/Reststoffen.

U 4.7 Mantelverordnung (MantelV)

Verordnung zur Einführung einer Ersatzbaustoffverordnung, zur Neufassung des Bundes-Bodenschutz- und Altlastenverordnung und zur Änderung der Deponieverordnung und der Gewerbeabfallverordnung vom 09.07.2021

- U 4.7.1 Bundes-Bodenschutz- und Altlastenverordnung (BBodSchV)
vom 12.07.1999, mit letzter Änderung vom 09.07.2021
- U 4.7.2 Verordnung über Anforderungen an den Einbau von mineralischen Ersatzbaustoffen in technische Bauwerke (Ersatzbaustoffverordnung - ErsatzbaustoffV) vom 09.07.2021

U 5 Spezielle Literatur

- U 5.1 *Quast, A (2010):*
Zur Baugrundsteifigkeit bei der gesamtdynamischen Berechnung von Windenergieanlagen (Dissertationsschrift), Universität Hannover

3 Baugrund- und Grundwasserhältnisse

3.1 Geologische Situation

Nach den geologischen Karten liegt das Windparkareal im *Sandmünsterland* am *Ems-Urstromtal* in den Niederungen der *Ems* und deren rechten Nebenflüssen *Hessel* und *Bever* unmittelbar in den Bachniederungen des *Speckengrabens* und des *Matterbachs*, westlich des *Füchtorfer Moores*.

In diesem Gebiet sind zunächst mit geringer Schichtmächtigkeit Niederungsböden des **Holozäns** als Fluss- bzw. Bachablagerungen (Auen- und Schwemmlagerungen des *Speckengrabens* oder benachbarter Flussläufe) aus Sanden und Schluffen zu erwarten, nach Osten hin sind oberflächennah Torfe (*Füchtorfer Moor*) möglich.

Darunter sind fluviatile Ablagerungen des **Pleistozäns** der *Ems* aus verschiedenen Stadien der *Weichsel-Kaltzeit* (*Niederterrasse*), tiefer aus verschiedenen Stadien der *Saale-Kaltzeit* (*jüngere Mittelterrasse*) überwiegend als Sande, teils als Wechselfolgen aus Sanden und Schluffen zu erwarten. Oberhalb und innerhalb dieser Sande treten verschiedentlich Gletscherablagerungen der *Saale-Kaltzeit* als eiszeitlich vorbelastete Geschiebeböden (stark sandige Schluffe und Tone) oder Beckenablagerungen als Tone und Schluff. Darunter sind verschiedentlich sandige und kiesige, fluviatile Ablagerungen aus der *Elster-Kaltzeit* (*ältere Mittelterrasse*) und/oder aus der *Holstein-Warmzeit* möglich.

Unter den pleistozänen Böden folgt mit großer Schichtmächtigkeit das Festgesteingebirge aus der **Oberkreide** (*Campanium*-Stufe) als mariner, kalkhaltiger Tonmergelstein als oberste Zone der mächtigen *Emscher-Formation* (aus früheren *Kreide*-Stadien), das Material ist in der Übergangszone (Rinde) als zersetzter und/oder stark verwitterter Mergel zu erwarten. Die Quartärbasis bzw. die Oberfläche der Kreideschichten ist gemäß den geologischen Karten zwischen NHN + 40 m und NHN + 45 m zu erwarten, unter Berücksichtigung eines Geländeniveaus im Areal zwischen NHN + 55 m und NHN + 60 m demnach in Tiefen zwischen rd. 10 m und rd. 20 m unter der Geländeoberkante (GOK).

Die Sande oberhalb des Festgesteins bilden hier einen untergliederten Grundwasserleiterkomplex. Nach den Eintragungen in der Grundwasserkarte (Unterlage U 3.3.2) liegt das mittlere Anstiegspotenzial oberflächennah in rd. 1 m Tiefe unter der GOK.

Die Schluffe, ggf. die Geschiebeböden und das Festgestein sind gering wasserdurchlässig. Auf und in diesen Böden und in ihren sandigen Zwischenlagen bilden sich deshalb Schichtenwasserstände, deren Verbreitung und Anstiegshöhe von der jeweiligen Oberflächenmorphologie, von der saisonal wechselnden Niederschlagsintensität und von den örtlichen Drainage- und Vorflutverhältnissen abhängig sind.

Das Windparkareal liegt außerhalb einer Erdbebenzone gemäß DIN EN 1998-1.

3.2 Erkundungsumfang

Zur Erkundung der Baugrundverhältnisse wurden im Bereich der Windenergieanlagenstandorte einschließlich der zugehörigen Kranstellflächen je WEA-Standort (WEA-1 bis WEA-4) jeweils zwei Bohrsondierungen gegenüberliegend auf dem äußeren Fundamentkreis (BS-101 bis BS-401 ($r = \text{rd. } 10 \text{ m}$) und

BS-102 bis BS-402 ($r = \text{rd. } 12 \text{ m}$) und eine Bohrsondierung im der WEA gegenüberliegenden Eckpunkt der Kranstellfläche (BS-103K bis BS-403K) durchgeführt. Weiterhin wurden jeweils drei Drucksondierungen verteilt auf dem äußeren Fundamentkreis ($r = \text{rd. } 12 \text{ m}$) der WEA (CPT-101 bis CPT-103, CPT-201 usw.) und eine Drucksondierung etwa mittig der KSF durchgeführt (CPT-104K, CPT-204K usw.). Die Bohrsondierungen BS-101 bis BS-401 wurden zur Kalibrierung der Drucksondierungen CPT-101 bis CPT401 im geringen Abstand ($\text{rd. } 2 \text{ m}$) zueinander ausgeführt.

Insgesamt wurden an den Anlagenstandorten im Windpark zwölf Bohrsondierungen (3 BS je Standort) gemäß DIN EN ISO 22475-1:2022-02 mit Entnahme gestörter Kernproben bis in Tiefen zwischen $\text{rd. } 5,8 \text{ m}$ und $\text{rd. } 12 \text{ m}$ unter GOK durchgeführt (Unterlage U 1.1). Die Sondierertiefen waren planmäßig in $\text{rd. } 8 \text{ m}$, $\text{rd. } 10 \text{ m}$ und $\text{rd. } 12 \text{ m}$ Tiefe unter GOK vorgesehen, die Bohrsondierungen wurden mangels Sondierfortschritt überwiegend vorzeitig beendet (9 von 12 BS).

An den Anlagenstandorten wurden insgesamt 16 Drucksondierungen (4 CPT je Standort) nach DIN EN ISO 22476-1:2013-10 bis in Tiefen zwischen $\text{rd. } 11,3 \text{ m}$ und $\text{rd. } 20,3 \text{ m}$ unter GOK durchgeführt (Unterlage U 1.2). Die Drucksondierungen waren planmäßig bis in Tiefen von $\text{rd. } 20 \text{ m}$ und $\text{rd. } 25 \text{ m}$ unter GOK vorgesehen, sie wurde wegen des Erreichens der Geräteauslastung ebenfalls überwiegend vorzeitig beendet (13 von 16 CPT).

Für die Drucksondierungen wurde eine Spitzendrucksonde (15 t Kapazität) mit einer Sondenspitzenfläche von 15 cm^2 eingesetzt. Mit dieser Sonde werden die Sondierspitzenrücke und die örtliche Mantelreibung am Sondiergestänge separat gemessen. Zur Beurteilung der Sandlagerungsdichte dienen die Sondierspitzenrücke q_c . Der aus dem Quotienten von örtlicher Mantelreibung und Spitzendruck gebildete Reibungsindex r_f (*ratio of friction*) gibt in Verbindung mit dem Spitzendruckniveau Hinweise auf die Schichtenabfolge und auf die durchfahrenen Bodenarten.

Zur Erkundung des Baugrundaufbaus im Bereich der Zuwegungsstrecken wurden ergänzend fünf Bohrsondierungen (BS-501 bis BS-505) bis $\text{rd. } 2 \text{ m}$ Tiefe unter GOK durchgeführt (Unterlage U 1.1).

Zur grundlegenden Einschätzung der Verwertungs- und Entsorgungsmöglichkeiten der anstehenden Böden wurden mit den Bohrsondierungen für eine orientierende chemische Bodenanalytik zusätzlich gesonderte Proben aus den oberflächennahen Bodenzonen und aus den Tragschichtaufbauten im Bereich der Bestands-WEA entnommen, daraus Mischproben gebildet und gemäß den Vorgaben der LAGA M 20 TR (Teil Boden) der chemischen Analyse zugeführt (Unterlage U 1.5).

In das Sondierloch der Bohrsondierungen BS-201 wurde ein temporärer Rammpegel eingebaut, daraus eine Grundwasserprobe entnommen und zur Einschätzung des Betonangriffsgrads des Grundwassers der *Wessling GmbH, Hamburg*, zur chemischen Analyse übergeben (Unterlage U 1.4).

Mit Blick auf die erforderlichen Erdungsmaßnahmen der WEA wurde der spezifische Erdwiderstand zur Abschätzung des zu erwartenden elektrischen Ausbreitungswiderstands des Baugrundes in den Mittelpunkten der geplanten Anlagenstandorte nach der *Wenner-Methode* ermittelt (Unterlage U 1.6). Die Ergebnisprotokolle dieser Messungen sind dem vorliegenden Bericht mit dem Anhang D beigelegt.

Die Ergebnisse der Bohrsondierungen sind als Bohrprofile zusammen mit den Ergebnissen der Drucksondierungen als Spitzendruckprofile im Höhenmaßstab 1 : 100 und mit den aus den Drucksondierergebnissen abgeleiteten Bodenprofilen auf den Anlagen 2.1 bis 2.4 (WEA-Standorte) und auf der Anlage 2.5 (Zuwegungen) aufgetragen.

Die vollständigen Ergebnisse der Drucksondierungen als Sondierspitzendruckspannungen, als örtliche Mantelreibung und als Reibungsindex in Abhängigkeit von der Sondiertiefe zusammen mit den aus Drucksondierergebnissen abgeleiteten Bodenprofilen sind im Höhenmaßstab 1 : 200 als Anhang A beigelegt.

Die ungefähre Lage der Erkundungspunkte ist in den Lageskizzen der Anlagen 1.3.1ff dargestellt. Die Anlagenmittelpunkte wurden von einem Vermessungsbüro eingemessen und dortige Geländehöhe mit NHN-Bezug aufgenommen (Unterlage U 1.3). Die Sondieransatzpunkte entsprechen der Geländeoberkante (GOK), sie wurden von den ausführenden Unternehmen (BS und CPT) mit Bezug auf den jeweiligen Anlagenmittelpunkt einnivelliert (Unterlage U 1.1 und U 1.2). Die Ansatzpunkte (BS-501 bis BS-505) im Bereich der Zuwegungsstrecken wurden nicht eingemessen.

Auf den Anlagen 1.3ff sind die Rechts- und Hochwerte als UTM-Koordinaten (Zone 32) und die NHN-Höhen der Sondieransatzpunkte tabellarisch zusammengefasst dargestellt. Danach liegt die GOK im Untersuchungsgebiet zwischen NHN + 56,7 m und NHN + 58,9 m, nach Südwesten abfallend. Dabei wurde die standortabhängige Geländehöhe in den folgenden Bandbreiten eingemessen:

WEA-1	zwischen NHN + 56,7 m und NHN + 56,8 m
WEA-2	zwischen NHN + 58,0 m und NHN + 58,1 m
WEA-3	zwischen NHN + 58,1 m und NHN + 58,2 m
WEA-4	zwischen NHN + 58,8 m und NHN + 58,9 m

3.3 Ergebnisse der Bohrsondierungen

3.3.1 Vorbemerkung

Die Ergebnisse der Bohrsondierungen und der Drucksondierungen zeigen den erwarteten durch die Entstehungsgeschichte eiszeitlich und voreiszeitlich geprägten Baugrundaufbau (vgl. Ziffer 3.1) mit von WEA-Standort zu WEA-Standort ähnlichen Baugrundformationen, jedoch mit jeweils auch kleinräumig von Sondierung zu Sondierung stark wechselhafter Ausprägung, Schichtdicke und Tiefenlage.

Die in den Ziffern 3.3 (Bohrsondierungen) und Ziffer 3.4 (Drucksondierungen) folgende Darstellung der Sondierergebnisse fasst diese standortunabhängig zusammen, für eine standortweise und schichtenweise differenzierte Betrachtung wird auf die Bohr- und Drucksondierprofile der Anlagen 2 und auf den Anhang A verwiesen.

3.3.2 Bohrsondierungen an den WEA-Standorten

Prinzipiell wurden an allen Standorten unter einer organischen Deckschicht, örtlich im Bereich von Bestands-WEA unter Schotter-Tragschichten, zunächst schluffarme bis schwach schluffige, mit der Tiefe zunehmend schluffige **Sande** erbohrt, denen eine schluffdominierte Zone aus stark sandigen Schluffen mit Zwischenlagen

und Zwischenschichten aus Sanden (**Sand-Schluff-Wechselfolge**) folgt. In größere Tiefe folgen tendenziell größere, schwach schluffige **Sande**

Ab GOK wurde demnach zunächst eine rd. 0,2 m bis rd. 0,5 m dicke **Deckschicht** aus mit Wurzeln durchsetzten, schluffigen, schwach organischen bis organischen Sanden erbohrt (Oberboden / Mutterboden).

Mit den Bohrsondierungen BS-103K, BS-301, BS-303, BS-401 und BS-402 im Bereich der Montageflächen der bestehenden WEA wurde zunächst eine rd. 0,2 m bis rd. 0,5 m dicke **Tragschicht** aus einem Mineralgemisch überwiegend aus groben Schotter, nur örtlich aus Splitt oder Sand und Kies erbohrt, teils (BS-301 und BS-303K) abgedeckt mit einer gering mächtigen rd. 0,1 m und rd. 0,2 m dicken Zone aus mit Wurzeln durchsetzten, schwach organischen, schluffigen Sanden.

Unter den Deckschichten (Tragschicht oder Oberboden) wurden an allen Standorten bis in Tiefen zwischen rd. 2 m und rd. 6 m Sande erbohrt. Die Sande stellen sich überwiegend als schluffarme bis schwach schluffige, mit der Tiefe zunehmend schluffige Fein- und Mittelsande dar. Die Sande enthalten überwiegend keine nennenswerten organischen Beimengungen, lediglich auf dem oberen Meter (BS-303K, BS-402) sind vereinzelt organische Beimengungen enthalten, örtlich ist den Sanden hier eine rd. 0,3 m dicke, schwach organische Schluffschicht zwischengeschaltet. Die Basistiefe dieser **oberen Sandzone** liegt standortabhängig in Tiefen zwischen rd. 2 m und rd. 6 m unter GOK, mit den Tiefpunkten der Basis am Standort der WEA-4 (Basistiefe zwischen rd. 5 m und rd. 6 m unter GOK) und den Hochpunkten der Basislage am Standort der WEA-1 (Basistiefe zwischen rd. 2 m und rd. 3,7 m unter GOK).

Unterhalb der oberen Sandschichten folgt eine schluffdominierte Zone aus überwiegend stark sandigen Schluffen, mit Zwischenschichten und -lagen aus schwach schluffigen bis schluffigen Sanden (**Sand-Schluff-Wechselfolge**) und örtlich vereinzelt mit dünnen Zwischenlagen aus Torf (BS-201, BS-203K und BS-402). Die Basis der Sand-Schluff-Wechselfolge wurde an den Standorten WEA-1 bis WEA-3 in Tiefen zwischen rd. 5,5 m und rd. 10 m unter GOK erbohrt, am Standort WEA-4 wurde die Basistiefe bei Abbruch der Sondierungen (mangels Sondierfortschrittes) in rd. 8,8 m bzw. rd. 10 m Tiefe unter GOK nicht erreicht.

Unter der Sand-Schluff-Wechselfolge wurden überwiegend bis zu den Endtiefen der Bohrsondierungen zwischen rd. 5,8 m und rd. 12 m unter GOK schwach schluffige Fein- und Mittelsande, vereinzelt schwach grobsandig erbohrt. Mit der Bohrsondierung BS-201 folgen ab rd. 7 m Tiefe unter GOK wieder schluffige Sande. Mit den Bohrsondierungen am Standort WEA-3 konnte ab Tiefen zwischen rd. 7,4 m und rd. 10,4 m unter GOK wegen eines Kernverlustes kein Probenmaterial gewonnen werden; der Kernverlust deutet erfahrungsgemäß auf wassergesättigte Sande ab dieser Tiefe hin, die Ergebnisse der benachbarten Drucksondierungen lassen in diesem Tiefenbereich ebenfalls Sande erwarten.

Die Bohrsondierungen wurden mangels Sondierfortschritts überwiegend vorzeitig in diesen Sanden beendet (7 von 12 BS), lediglich drei Bohrsondierungen (BS-103K, BS-302 und BS-303K) konnten bis zur Solltiefe geführt werden.

3.3.3 Bohrsondierungen in den Zuwegungsstrecken

Mit den Bohrsondierungen BS-501 bis BS-505 wurde ab GOK zunächst eine rd. 0,3 m bis rd. 0,7 m dicke **Deckschicht** aus mit Wurzeln durchsetzten, schwach schluffigen bis schluffigen, schwach organischen Sanden erbohrt (Oberboden / Mutterboden). Darunter folgen bis zur Endtiefe der Sondierungen jeweils in rd. 2 m Tiefe unter GOK schwach schluffige, teils schluffige Sande.

Die Sande sind vereinzelt mit organischen Beimengungen und Pflanzenresten durchsetzt, örtlich (BS-502) ist den Sanden eine rd. 0,1 m dicke Torfschicht zwischengeschaltet.

3.4 Ergebnisse der Drucksondierungen

Die Drucksondierungen zeigen den gemäß der Bohrsondierungen bzw. unterhalb deren Endtiefen, den gemäß der geologischen Karten erwarteten Baugrundaufbau, als wechselhaften Schichtenkomplex mit einer **oberen Sandzone** über einer schluffdominierten **Schluff-Sand-Wechselzone** und einer mit Schluff- und Tonlagen durchsetzten **unteren Sandzone**, auf dem Festgestein aus **Tonmergelstein**.

Die einzelnen Schichten zeigen sich als vergleichsweise wechselhaft mit jeweils auch kleinräumig von Sondierung zu Sondierung wechselhafter Ausprägung, Schichtdicke und Tiefenlage. Anhand der Sondierspitzendruckspannungen lassen sich im Zusammenhang mit dem Reibungsindex sowie unter Beachtung der Bohrsondiererergebnisse prinzipiell sanddominierte von schluff- oder tondominierten Zonen differenzieren, insbesondere in der gemäß der Bohrsondierungen erwarteten **Schluff-Sand-Wechselzone** gelingt eine Differenzierung auch unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Bohrsondierungen insbesondere zwischen stark schluffigen Sanden (nicht bindig - ohne Plastizität) und stark sandigen Schluffen (bindig - mit nur sehr geringer Plastizität) jedoch nicht zuverlässig, dies gilt auch mit Blick auf die Tiefenlage der jeweiligen Schichtgrenzen. Die anhand der jeweils dominierenden Bodenart unterschiedenen Schichten der Schluff-Sand-Wechselzone sind in den Bohrprofilen auf der Anlage 2 angegeben, wegen der überwiegend unklaren Abgrenzung erfolgt die Zuordnung zu dieser Zone bei nicht eindeutigen Sondiererergebnissen deswegen als Sand / Schluff oder als Schluff / Sand (im Bohrprofile U/S oder S/U), nur bei eindeutigen Verhältnissen als Schluff oder Sand.

An den Drucksondierpunkten am Standort der WEA-1 wurde wegen unklarer Leitungslage bis in rd. 1,2 m Tiefe unter GOK vorgeschachtet.

Am Standort der WEA-4 wird bis in Tiefen zwischen rd. 0,5 m und rd. 1,2 m unter GOK mit zunächst ansteigendem Reibungsindex (r_f bis rd. 3 %) und überwiegend ohne einen nennenswerten Anstieg der Sondierspitzendruckspannungen unter Berücksichtigung der Bohrsondierung BS-402 auf eine Wechsellagerung aus organisch geprägten Sanden und Schluffen geschlossen.

Ab der GOK (WEA-2, WEA-3), unterhalb der Vorschachtiefe (WEA-1) oder unterhalb der organischen Sande und Schluffe (WEA-4) folgt an allen Standorten zunächst eine sandig geprägte Bodenzone, aus überwiegend locker bis mitteldicht gelagerten **Sanden** (q_c überwiegend zwischen 5 MN/m³ und 12 MN/m², zonenweise bis 17 MN/m²). Die Sande sind nur vereinzelt mit dünnen Schluffbänderungen ($q_c < 3$ MN/m³ und r_f bis rd. 2 %) durchzogen. Die Basistiefe dieser Sande wurden mit den Drucksondierungen in Tiefen zwischen rd. 2,2 m und

rd. 6 m unter GOK festgestellt, mit den Tiefpunkten der Basis am Standort der WEA-4 (Basistiefe zwischen rd. 5,7 m und rd. 6 m unter GOK) und an den übrigen Standorten mit einer Basistiefe zwischen rd. 2,2 m und rd. 3,8 m unter GOK (überwiegend zwischen rd. 3,1 m und rd. 3,6 m unter GOK).

Darunter folgt unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Bohrsondierungen eine überwiegend schluffdominierte Zone mit wechselhafter Ausprägung (**Schluff-Sand-Wechselzone**). Die wechselhaften Sondierspitzendruckspannungen q_c überwiegend zwischen $>3 \text{ MN/m}^2$ und 6 MN/m^2 , zonenweise zwischen $>10 \text{ MN/m}^2$ und 20 MN/m^2 sowie zwischen $>0,5 \text{ MN/m}^2$ und 2 MN/m^2 bei tiefeleich wechselhaftem Reibungsindex überwiegend um $r_f = 1 \%$ mit zonenweisen Ausschlägen mit Werten zwischen $r_f = 0,5 \%$ und 5% lassen auf eine überwiegend von Schluffen geprägten Zone (stark schluffige Sande und/oder stark sandige Schluffe) mit bis rd. 2 m dicken Sand- bzw. bis zu rd. 2,1 m dicken Schluffzwischen-schichten schließen, örtlich auf torfgebänderte Schlufflagen.

Für die Schluff/Sand- bzw. die Sand/Schluff-Zonen werden für die Einschätzung einer Zustandsform hilfsweise die Zuordnungskriterien für die Beurteilung der Lagerungsdichte von Sanden herangezogen. Demnach ist diesen Zonen eine überwiegend lockere bis annähernd mitteldichte, vereinzelt sehr lockere Lagerungsdichte zuzuordnen. Ausgeprägten Sandzonen ist eine überwiegend mitteldichte bis vereinzelt dichte Lagerung zuzuordnen, ausgeprägten Schluffzonen eine überwiegend steife, nur vereinzelt weiche bis steife Konsistenz. Die Basistiefe dieser Sand-Schluff-Wechselzone wurde mit den Drucksondierungen in einer Bandbreite zwischen rd. 5,2 m und rd. 10,2 m Tiefe unter GOK festgestellt, mit den Tiefpunkten der Basis an den Standorten der WEA-1 und der WEA-4 (Basistiefe zwischen rd. 9,2 m und rd. 10,2 m unter GOK) und den Hochpunkten am Standort WEA-2 (Basistiefe zwischen rd. 5,2 m und rd. 7 m unter GOK).

Darunter folgt mit ebenfalls wechselhaften, gegenüber der Zone darüber jedoch höheren Sondierspitzen-druckspannungen überwiegend zwischen rd. 15 MN/m^2 und rd. 30 MN/m^2 , zonenweise $>30 \text{ MN/m}^2$ bis 50 MN/m^2 ($q_{c,max} = 63 \text{ MN/m}^2$) sowie zonenweise zwischen 3 MN/m^2 und $<10 \text{ MN/m}^2$ und zeitgleich wechselhaften Reibungsindex überwiegend um $r_f = 1 \%$ (Bandbreite zwischen $r_f = 0,5 \%$ und 6%) eine sandgeprägte Zone (**untere Sandzone**) mit bis rd. 1,3 m dicken Schluffzwischen-schichten, örtlich bis rd. 0,3 m dicken Tonlagen oder in größeren Sondiertiefen mit einer bis zu rd. 1,4 m dicken Sand-Schluff-Wechsel-lagerungen. Den Sanden ist demnach eine überwiegend dichte bis sehr dichte, nur vereinzelt mitteldichte Lagerung zuzuordnen, ausgeprägten Schluff- oder Tonzonen ist eine überwiegend steife bis halb-feste Konsistenz zuzuordnen.

Die Sondierungen CPT-202 und CPT-302 wurden in der unteren Sandzone in rd. 11,3 m und rd. 15,1 m Tiefe unter GOK in sehr dicht gelagerten Sanden wegen des Erreichens der Geräteauslastung im Zusammenhang mit hohen Sondierspitzendruckspannungen $q_c > 50 \text{ MN/m}^2$ beendet. Mit den übrigen Sondierungen wurde die Basistiefe der unteren Sande in einer Bandbreite zwischen rd. 11,3 m und rd. 19,7 m Tiefe unter GOK durchfahren. Der Tiefpunkt der Sandbasis wurde am Standort der WEA-4 (Basistiefe zwischen rd. 19 m und rd. 19,7 m unter GOK) und die Hochpunkte an den Standorten WEA-1 und WEA-3 (Basistiefe zwischen rd. 11,3 m und rd. 12,6 m unter GOK) festgestellt.

Darunter wird mit zunächst abfallenden Sondierspitzendruckspannungen auf Werte überwiegend zwischen $q_c = 5 \text{ MN/m}^2$ und 8 MN/m^2 und angestiegenem Reibungsindex auf Werte zwischen $r_f = 5 \text{ MN/m}^2$ und

7 MN/m² auf das Erreichen des unterlagernden Tonmergelsteingebirges geschlossen, diese Messwerte sind ohne direkten Aufschluss nicht eindeutig zu interpretieren, erfahrungsgemäß wird hier auf **Tonmergel** als die Gebirgsrinde aus zunächst zersetztem¹ bis stark verwitterter Tonmergelstein in wenigstens steifer bis halbfester Konsistenz geschlossen.

Nach wenigen Dezimetern, teils erst ab rd. 2,5 m Sondierfortschritt im Tonmergel steigen die Sondierspitzendruckspannungen auf Werte zwischen $q_c > 10$ MN/m² bis 20 MN/m² an, hier wird auf eine zunehmend feste Konsistenz sowie anhand der geologischen Situation auf den Übergang zu dem **verwitterten, entfestigten Tonmergelstein** geschlossen.

Die Sondierungen an den Standorten WEA-1 bis WEA-3 wurden überwiegend im Tonmergelstein wegen des Erreichens der Geräteauslastung im Zusammenhang mit weiter ansteigenden Sondierspitzendruckspannungen und stark angestiegenen Mantelreibungsspannungen beendet, die Sondierungen CPT-202 und CPT-302 bereits in den sehr dicht gelagerten Sanden darüber (s. o.).

Die Sondierungen am Standort WEA-4 wurden im Tonmergelstein planmäßig in rd. 20 m Tiefe beendet (Solltiefe), die planmäßig tiefer zu führende Sondierung CPT-401 wurde in rd. 20,3 m Tiefe wegen des Erreichens der Geräteauslastung vorzeitig beendet.

3.5 Grundwasserverhältnisse

3.5.1 Allgemeines

Den zusammenhängenden Grundwasserleiterkomplex bilden vorliegend die Sande oberhalb des Festgesteins, die hier gemäß den Angaben in den geologischen Karten mit größerer Mächtigkeit und Ausdehnung zu erwarten ist.

Das Grundwasser strömt prinzipiell nach Südwesten der *Ems* zu, die hier zusammen mit ihren Nebenflüssen (*Speckengraben* und *Matterbach* sowie *Hessel* und *Bever*) für dieses Gebiet den natürlichen Vorfluter bildet.

3.5.2 Grundwasserdaten aus Karten und Archivunterlagen

Nach den Angaben in den hydrologischen Kartenwerken (Unterlage U 3.1.4) ist die mittlere Grundwasserspiegeldruckhöhe im Planungsgebiet geländenah zwischen NHN + 56 m und NHN + 57,5 m wenige Dezimeter unter dem Geländeniveau zu erwarten. Die Grundwasserkarten zeigen ein globales Grundwassergefälle vom *Wiehengebirge* in südwestlicher Richtung zur *Ems*.

Mit vier vom *MfULNV* in *NRW* betriebenen Grundwassermessstellen im Umkreis von rd. 3 km südwestlich (29/59), nordwestlich (30/21), östlich (125) und nordöstlich (96) des Windparkareals wurden im Messzeitraum von 2000 bis 2023 (teils ab 1960) ein Schwankungsbereich der Grundwasserspiegellhöhen im Grundwasserleiter zwischen NHN + 54,6 m und NHN + 56,1 m im Südwesten, zwischen NHN + 56,5 m und

¹ Definition der hier relevanten Verwitterungsintensitäten:

zersetzt: Die mineralische Bindung ist verloren, so dass die Eigenschaften eines Lockergesteins vorliegen.

verwittert: Das Gestein ist weitgehend zerbrochen und entfestigt, der ursprüngliche Gesteinsverband ist aber noch erhalten.

NHN + 58,5 m im Nordwesten, zwischen NHN + 58 m und NHN + 60,2 m im Osten und zwischen NHN + 61 m und NHN + 62,6 m im Nordosten gemessen, ebenfalls mit einem Grundwassergefälle in südwestlicher Richtung.

3.5.3 Erkundungszeitliche Feststellungen

Mit den im März und April 2023 durchgeführten Bohrsondierarbeiten wurde nach Beendigung der Bohrsondierarbeiten der Grundwasserstand in Tiefen zwischen rd. 0,3 m und rd. 1,5 m unter GOK, entsprechend zwischen NHN + rd. 55,6 m und NHN rd. + 58,5 m eingemessen.

Die gemessenen Grundwasserstände zeigen ein nach Westen und Südwesten gerichtetes Grundwassergefälle von der WEA-4 (höchster Grundwasserstand) zur WEA-2/WEA-3 und zur WEA-1 (niedrigster Grundwasserstand), diese Stichtagsmessungen bestätigen damit das gemäß Archivdaten erwartete globale Grundwassergefälle (siehe Ziffer 3.5.2).

Mit den im Bereich der Zuwegungen durchgeführten kürzeren Bohrsondierungen wurde Grundwasser mit drei von fünf Sondierungen in Tiefen zwischen rd. 0,9 m und rd. 1,2 m unter GOK eingemessen (BS-502 bis BS-504), teils wurde kein Grundwasser erbohrt (BS-501 und BS-505). Ein NHN-Bezug liegt für die Sondierungen nicht vor (vgl. Ziffer 3.2).

3.5.4 Beurteilung der Mess- und Archivdaten, Bemessungswasserstand

Auf der Grundlage der vorliegenden Untersuchungsergebnisse und Archivdaten sollte dem Bauwerksentwurf ein Anstieg der Grundwasserspiegeldruckhöhe bis zur jeweiligen mittleren GOK, entsprechend bis NHN + rd. 56,8 m (WEA-1), NHN + rd. 58,1 m (WEA-2 und WEA-3) und NHN + rd. 58,8 m (WEA-4) zugrunde gelegt werden. Diese Anstiegshöhe wird zunächst als Bemessungswasserstand für die Entwässerung, den Entwurf und die Abdichtung empfohlen.

Als bauzeitlicher Grundwasserstand wird anhand der Stichtagsmessungen ein mittlerer Grundwasserstand wenige Dezimeter unterhalb der GOK abgeschätzt, etwa in Tiefen zwischen rd. 0,3 m und rd. 0,5 m unter GOK.

Darüber hinaus sind je nach Geländemorphologie und Drainagesituation lokale Grundwasserbildungen als zeitweise auftretende Schichtenwasserstände über bindigen Schichten ebenfalls grundsätzlich bis zur jeweiligen Geländeoberkante möglich, an Geländetiefpunkten auch darüber.

Alle Bodenschichten sind bei den vorliegenden Verhältnissen (sofern ungünstig wirkend) prinzipiell als wassergesättigt anzunehmen, die bindigen Böden auch oberhalb der Grundwasserspiegeldruckhöhe (Strukturwasser).

4 Bodenmechanische Laboruntersuchungen

4.1 Umfang und Zweck der Untersuchungen

Aus dem Bohrgut der Bohrsondierungen wurden gestörte Proben entnommen. Das Probenmaterial der Sondierungen liegt uns zur Beurteilung und zur Untersuchung vor.

Die Proben wurden zunächst im Labor nach den visuellen und manuellen Methoden entsprechend DIN EN ISO 14688-1 bodenmechanisch angesprochen. An ausgewählten Proben wurden klassifizierende Laborversuche entsprechend den derzeit eingeführten Normen und technischen Richtlinien durchgeführt. Der Kalkgehalt wurde während der Ansprache an allen Proben durch Schnelltests mit Salzsäure gemäß DIN EN ISO 14688 bestimmt.

Zur Kennzeichnung und Beschreibung von Böden dient ihre Korngrößenverteilung, sie wurde von charakteristischen Proben durch Nasssiebung (Sande) und durch kombinierte Sieb-Schlämmanalysen (Schluffe bzw. schluffige Sande) entsprechend DIN EN ISO 17892-4:2017-04 ermittelt.

An ausgewählten bindigen Proben wurden der Wassergehalt und die Dichte gemäß DIN EN ISO 17892-1 und DIN EN ISO 17892-2 bestimmt. Zur Bestimmung des Anteils der organischen Beimengungen wurde an ausgewählten Proben der Glühverlust nach DIN 18128 als klassifizierender Parameter ermittelt.

Die Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche sind tabellarisch auf der Anlage 3.1 angegeben, die Korngrößenverteilungen sind als Körnungslinien auf der Anlage 3.2 sortiert nach Bohrsondierungen und auf der Anlage 3.3 sortiert nach Bodenarten (Körnungsbänder) dargestellt.

4.2 Tragschicht

Bei den Proben aus dem Tragschichtmaterial der Montageflächen (BS-103K, BS-301, BS-302, BS-303, BS-401 und BS-402) handelt es sich nach den Ergebnissen der Probenansprache im Labor um ein Schottermaterial, vereinzelt gemischt mit Split, Sand und Kies.

Die Proben sind stark kalkhaltig (starkes Aufbrausen beim Schnelltest mit Salzsäure) und nach der Ansprache im Labor nach den Kriterien der DIN EN ISO 14688-2 als *nicht organisch* zu bezeichnen.

4.3 Deckschicht

Bei dem Probenmaterial aus der Deckschicht handelt es sich nach den Ergebnissen der Probenansprache im Labor überwiegend um schluffige Fein- und Mittelsande. Die Deckschicht ist mit organischen Anteilen und Pflanzenresten (Wurzeln) durchsetzt (Mutterboden).

Die Proben der Deckschicht sind überwiegend nicht kalkhaltig, teils schwach kalkhaltig, vereinzelt stark kalkhaltig.

An zwei exemplarischen Proben der Deckschicht wurde der Glühverlust mit $V_{GI} = 3,7 \text{ M.-%}$ bzw. $6,3 \text{ M.-%}$ ermittelt. Demnach und nach den Ergebnissen der Handansprache sind die Proben der Deckschicht nach den Kriterien der DIN EN ISO 14688-2 als *schwach organisch* bis *organisch* zu bezeichnen.

4.4 Sande

Bei dem Probenmaterial aus den Sanden oberhalb und unterhalb der Schluff-Sand-Wechselzone handelt es sich nach den Ergebnissen der Probenansprache im Labor überwiegend um schwach schluffige, teils schluffarme Fein- und Mittelsande, Sande aus tieferen Zonen sind vereinzelt schwach grobsandig.

Bei dem Probenmaterial aus den Sanden der Schluff-Sand-Wechselzone bzw. aus den Übergangszonen handelt es sich überwiegend um schwach schluffige bis schluffige Fein- und Mittelsande, teils schwach tonig.

Einzelne Proben sind mit Schlufflinsen als Reste von Schluffbänderungen durchsetzt.

Bei der Bohrsondierung BS-502 ist den Sanden ab rd. 0,5 m Tiefe unter GOK eine rd. 0,1 m dicke Torfschicht zwischengeschaltet. Bei dem Probenmaterial handelt es sich nach den Ergebnissen der Probenansprache im Labor überwiegend um zersetzten Torf, der mit mineralischen Anteilen (Sand- und Schlufffraktionen) durchsetzt ist.

Bei der Bohrsondierung BS-402 ist den Sanden ab rd. 0,7 m Tiefe unter GOK eine rd. 0,3 m dicke, schwach organische Schluffschicht zwischengeschaltet. Bei dem Probenmaterial handelt es sich nach den Ergebnissen der Probenansprache im Labor um stark sandigen, schwach tonigen Schluff.

Die Ergebnisse der Korngrößenverteilungen an vier Proben aus den schluffarmen bis schwach schluffigen Sanden weisen Schlämmkornanteile von rd. 4 M.-% bis rd. 13 M.-%, ohne nennenswerte Kieskornanteile auf. Die zugehörigen Ungleichförmigkeitszahlen von zwei Proben mit Schlämmkornanteile von $< 10 \text{ M.-%}$ wurden jeweils mit $C_U = 2,6$, die Krümmungszahlen mit $C_C = 1,0$ bzw. $1,3$ ermittelt.

Die Ergebnisse der Korngrößenverteilungen an drei Proben aus den schluffigen Sanden weisen Schlämmkornanteile von rd. 16 M.-% bis rd. 32 M.-%, bei einer Probe wurden mit einer Schlämmanalyse die Feinstanteile mit rd. 8 M.-% bestimmt.

Die Sandproben sind überwiegend als *stark kalkhaltig* zu bezeichnen, Proben aus den Zonen oberhalb und unterhalb der Schluff-Sand-Wechselzone sind teilweise auch als *nicht kalkhaltig* zu bezeichnen.

Das untersuchte Probenmaterial enthält überwiegend keine nennenswerten organischen Anteile, lediglich oberflächennah (Entnahmetiefe $< 2 \text{ m}$ unter GOK) entnommene Proben sind vereinzelt mit organischen Anteilen, Pflanzenresten (Wurzeln) oder Holzresten durchsetzt.

An einer exemplarischen Probe wurde ein Glühverlust von $V_{GI} = 0,7 \text{ M.-%}$ ermittelt. Demnach und nach den Ergebnissen der Handansprache sind die Sande nach den Kriterien der DIN EN ISO 14688-2 überwiegend als *nicht organisch*, oberflächennah vereinzelt als *schwach organisch* zu bezeichnen. Die örtlichen oberflächennahen Torfe sind naturgemäß als *stark organisch*, die örtliche oberflächennahe Schluffschicht als *schwach organisch* zu bezeichnen

4.5 Schluffe

Die Proben aus der **Schluff-Sand-Wechselzone** stellen sich kornanalytisch als stark sandige, tonarme bis schwach tonige Schluffe bzw. als Grobschluff-Feinsand-Gemische dar.

Die bodenmechanischen Eigenschaften dieser Böden werden bodenmechanisch überwiegend durch die Eigenschaften der Grobschluff- und Feinsandfraktion geprägt („Mehlsand“). Die Proben weisen dementsprechend nahezu keine oder nur eine sehr geringe Plastizität auf. Die sandreichen Schluffzonen mit sehr geringer Plastizität reagieren auf geringfügige Änderungen des Wassergehaltes empfindlich und mit intensiver Konsistenzveränderung.

Die Proben sind vereinzelt mit schluffigen Sanden durchmischt als Reste von Sandbänderungen oder dünnen Sandlagen.

Einzelne Proben (BS-402, t = 6,84 m; BS-201, t = 6,34 m; BS-203, t=5,46 m) sind mit Torfanteilen durchmischt als Reste von dünnen Torflagen oder Torfbänderungen, teils sind Torflinsen in der Schluffmatrix eingeschlossen. Bei den Torfanteilen handelt es sich nach den Ergebnissen der Probenansprache im Labor überwiegend um stark zersetzten Torf, der stark mit mineralischen Anteilen (überwiegend aus der Sand- und der Schlufffraktionen) durchsetzt ist.

Die an drei exemplarischen Schluffproben ermittelte Korngrößenverteilungen zeigen Schlämmerkornanteile (Korndurchmesser $d \leq 0,063$ mm) von rd. 53 M.-% bis rd. 70 M.-% bei Feinstkornanteilen ($d \leq 0,002$ mm) von rd. 6 M.-% bis rd. 9 M.-%, wobei sich die Schlämmerkornanteile überwiegend als Grobschluffe, die Sandanteile überwiegend als Feinsande darstellen.

Die Schluffproben sind überwiegend *stark kalkhaltig*, nur vereinzelt (obere Zonen der BS-101) als *nicht kalkhaltig* zu bezeichnen.

Mit den Laboruntersuchungen zur Konsistenzbeurteilung wurden die folgenden Bandbreiten der Versuchswerte ermittelt:

		Schluffe	Schluffe mit Torflagen bzw. Torf
Feuchtdichte	$\rho =$	2,04 t/m ³ bis 2,16 t/m ³	1,50 t/m ³
Wassergehalt	$w =$	0,13 bis 0,22	0,29 und 0,49
Glühverlust	$V_{GI} =$	1,1 M.-% bis 1,7 M.-%	7,4 M.-%

Die Versuchswerte an den Schluffproben ohne nennenswerte Torflagen zeigen eine vergleichsweise kleine Bandbreite, ein tiefenabhängiger Zusammenhang lässt sich nicht ableiten. Eine Konsistenzbeurteilung ist wegen der Sandanteile bzw. der sehr geringen Plastizität überwiegend nicht möglich, lediglich einzelnen Proben mit vergleichsweise geringen Sandanteilen und höheren Schlämmerkornanteilen konnte eine Zustandsform mit einer steifen Konsistenz zugeordnet werden. Wegen des unscharfen Überganges zwischen nicht bindigen Sanden ohne Plastizität und bindigen Schluffen mit nur sehr geringer Plastizität wird nachfolgend sowie in den Bohrprofilen in den Anlagen 2 auf die Zuordnung einer Zustandsform (Konsistenz) verzichtet.

Nach den Ergebnissen der Probenansprache enthalten die Schluffe, bis auf die Zonen mit Torfanteilen, überwiegend keine nennenswerten organischen Anteile.

Nach den ermittelten Glühverlusten sind die untersuchten Proben gemäß den Kriterien der DIN EN ISO 14688-1 überwiegend als *nicht organisch* ($V_{GI} < 2 \text{ M.-%}$) zu bezeichnen. Bei den Ergebnissen der Glühversuche ist zu beachten, dass auch der Kalkanteil verglüht. Die torfhaltigen Proben sind nach den Kriterien der DIN EN ISO 14688-2 als wenigstens *mittel organisch* zu bezeichnen.

5 Chemische Laboruntersuchungen

5.1 Grundwasseranalysen

Im Zuge der Bohrsondierarbeiten wurde an dem Standort der WEA-2 eine Grundwasserprobe aus einem temporären Rammpegel entnommen. Die Grundwasserprobe wurden hinsichtlich des Betonangriffsgrades des Grundwassers (entsprechend DIN EN 206:2014-07) untersucht.

Die chemische Untersuchung wurde von der *WESSLING GmbH, Hamburg*, durchgeführt (Unterlage U 1.4). Die Analyseergebnisse der Probe zur Bestimmung der Expositionsklasse von dem Grundwasser ausgesetzten Beton ist auf der Anlage 3.4 zusammengestellt. Der vollständige Ergebnisbericht des externen Fachgutachters *Wessling GmbH* mit die vollständigen Analyseergebnissen für die Grundwasserprobe ist als Anhang B (Prüfbericht) angefügt.

Gemäß den Ergebnissen der, hinsichtlich der Anforderungen der DIN 4030 durchgeführten Grundwasseranalysen lagen die Messwerte sämtlicher analysierter Parameter unterhalb der Grenzwerte zur Expositionsklasse *XA 1*, die Proben sind demnach hinsichtlich chemisch angreifender Umgebung als *nicht betonangreifend* einzustufen.

Der hinsichtlich grundwasserrechtlicher Belange relevante Eisengehalt der Proben wurde mit rd. 0,72 mg/l gemessen.

5.2 Bodenanalysen

Im Rahmen der Erkundungsarbeiten im März/April 2023 wurde gesondertes Probenmaterial (in Braungläsern) aus den oberflächennahen Böden sowie aus den Tragschichten im Bereich der bestehenden Montageflächen für eine chemische Analytik gemäß den *Mitteilungen der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA; Unterlage U 4.6)* entnommen.

Aus den Bohrsondierungen, im Bereich der Bestand-WEA teils durch Handschurf, wurden insgesamt 8 Einzelproben entnommen, davon wurden drei Proben aus dem Mineralgemisch und drei Proben aus den oberflächennahen Sanden materialspezifisch zu zwei Mischproben zusammengefasst und der *Wessling GmbH, Hannover*, zur chemischen Analyse übergeben.

Die Mischproben wurden organoleptisch angesprochen und nach den Anforderungen der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall anhand des Parameterumfangs entsprechend LAGA M 20 TR Boden für einen

unspezifischen Verdacht hinsichtlich einer potenziellen chemischen Belastung im Feststoff und im Eluat untersucht (Mindestumfang).

Eine Übersicht zur Probenzusammenstellung, zum Untersuchungsumfang und zu den Ergebnissen der chemischen Analysen nach LAGA und die AVV-Deklaration enthält die Tabelle 5.1.

Tabelle 5.1 Probenauswahl und Ergebnisse der chemischen Analytik nach LAGA

Proben-Bez.; Bodenart (Sondierung/Entnahmetiefe)	Umfang der Untersuchung	LAGA-Einstufung / AVV-Deklaration¹⁾	Zuordnungsbestimmende Parameter
Mischprobe MP-1; Sande, schwach organisch BS-101; t = 0 m bis 0,4 m, BS-201; t = 0 m bis 0,4 m BS-301; t = 0 m bis 0,2 m	LAGA Boden (Mindestumfang)	Z 1 AVV 17 05 04	<i>TOC-Gehalt 1,2 M-% im Feststoff</i>
Mischprobe MP-2; Schotter, Splitt, Kies BS-103K; t = 0 m bis 0,4 m, BS-402; t = 0 m bis 0,5 m, Handscharf WEA-SAS _A 03; t = 0 m bis 0,2 m	LAGA Boden (Mindestumfang)	Z 0 AVV 17 05 04	<i>alle</i>

Nach den Ergebnissen der chemischen Analysen zeigt die Mischprobe MP-2 keine Auffälligkeiten, ihr ist die Zuordnungsklasse Z0 gemäß LAGA TR Boden zuzuordnen. Der Mischprobe MP-1 ist die Zuordnungsklasse Z1.1 zuzuordnen, zuordnungsbestimmend ist lediglich der TOC-Gehalt im Feststoff, der hier auf die organischen Beimengungen (vgl. Ziffer 4) zurückzuführen ist und keinen Schadstoff darstellt.

Diese Ergebnisse basieren auf Mischproben als Indikatoren, eine differenzierte Untersuchung kann zu anderen Ergebnissen führen. Vor einer Verwertung des repräsentierten Materials ist anhand der Bedingungen des Einzelfalls zu prüfen, ob ein schadloser und ordnungsgemäßer Verwertungsweg vorliegt. Entsorgungswege sind mit den zuständigen Stellen abzustimmen.

Der vollständige Ergebnisbericht und die Deklaration des externen Fachgutachters *Wessling GmbH* (Unterlage U 1.5; für alle Mischproben) sind als Anhang C.1 (Prüfbericht) bzw. als Anhang C.2 (Deklaration) angefügt.

6 Baugrundmodell und charakteristische Werte der geotechnischen Kenngrößen

Auf der Grundlage der vorliegenden Baugrunderkundungs- und -untersuchungsergebnisse in Verbindung mit unseren und allgemeinen Erfahrungen mit vergleichbaren Böden werden für die im *Windpark Sassenberg* in den Bauflächen der WEA-1 bis WEA-4 anstehenden Bodenschichten in den Tabellen 6.1 bis 6.4 charakteristische Werte der geotechnischen Kenngrößen für einen vereinfachten Baugrundaufbau zur Verwendung in erdstatischen Nachweisen nach dem Sicherheitskonzept mit Partialsicherheiten entsprechend DIN 1054:2010-12 angegeben (Baugrundmodell).

Die angegebenen charakteristischen Werte der geotechnischen Kenngrößen gelten für Entwurfszwecke, sie sind vorsichtig gewählte mittlere Werte, sie gelten nicht für verfahrenstechnische Beurteilungen des Erd- und Spezialtiefbaus. Die angegebene Bandbreite der Steifemoduln berücksichtigt die Inhomogenität der Böden und die Abhängigkeit vom Spannungsniveau.

Bei den „dynamischen Steifigkeitsparametern“ handelt es sich um die Anfangswerte aus Spannungs-Dehnungs-Kurven, die für annähernd elastische Deformation stehen und für die Erst-, die Ent-, und die Wiederbelastung etwa gleich groß sind (s. hierzu z. B. die Erläuterungen der *EA-Baugrunddynamik*).

Die Schubmodule und Querkontraktionszahlen wurden anhand von Erfahrungswerten unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Drucksondierungen und entsprechend den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugrunddynamik der DGGT abgeleitet (Unterlage U 4.4.2). Der Schubmodul G_{d0} beschreibt das maximal mögliche Schubmodul, welches im Allgemeinen nur Gültigkeit für sehr kleine Dehnungsamplituden, bei hochfrequenten Belastungen hat, bei denen die Massenkräfte nicht vernachlässigt werden können. Für die Gründung von Windenergieanlagen (mit niederfrequent zyklischen Belastungen) ist zur Ableitung des maßgebenden (Rechen-)Schubmoduls G_d unter Berücksichtigung der Schubverzerrungsamplitude gemäß den *EA Baugrunddynamik* eine Abminderung dieses Wertes erforderlich.

Der dynamische Parameter $E_{s,dyn}$ wurde unter Anwendung der in den *EA-Baugrunddynamik* aufgeführten Korrelation als Vielfaches des statischen Steifemoduls $E_{s,stat}$ abgeschätzt, dabei wurden auf der sicheren Seite liegend, konservative Werte abgeschätzt, durch die Übernahme der unteren Grenzkurve der dort angegebenen Bandbreite, sowie eine Begrenzung des Verhältnisses auf $E_{s,dyn}/E_{s,stat} < 10$.

Für die Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise unter ständiger Last sind die statischen Bodenkennwerte und für drainierte Verhältnisse ($E_{s,stat}, \nu_{stat}$) anzusetzen. Für Betrachtungen unter transienter Einwirkungen (Schwingungen, Extremwindlasten) können für nichtbindige Böden (hier Sande) die dynamischen Parameter für drainierte Verhältnisse ($E_{s,dyn}, \nu_{dyn}$) angewendet werden. Bei bindigen Böden sind entweder die dynamischen Parameter für drainierte Zustände ($E_{s,dyn}, \nu_{dyn}$) oder die undrainierte Verhältnisse anzuwenden ($E_{s,dyn}, \nu_{dyn,u}$).

Tabelle 6.1 Standort WEA-1
Vereinfachter Baugrundaufbau und geotechnische Kenngrößen
für erdstatische Untersuchungen gemäß DIN 1054:2010-12

Bodenart ¹⁾	Schicht- unterkante	Wichte	Steifemodul		Querdehn- zahl	dyn. Schub- modul	Reib- ungs- winkel	Kohä- sion	Anfangs- scher- festigkeit [#]
			$E_{s,stat}$	$E_{s,dyn}$					
Lagerungsdichte bzw. Konsistenz	bei m unter GOK	γ / γ'			v_{stat} ($v_{dyn} / v_{dyn,u}$)	$G_{d,0}$	φ'_k	c'_k	c_{uk}
	[m NHN]	kN/m ³	MN/m ²	MN/m ²	-	MN/m ²	°	kN/m ²	kN/m ²
Deckschicht									
(Schottertragschicht) ⁵⁾ Splitt, Kies, Sand	bis 0,4 [bis 56,3]	20/12	60 - 120	220 - 370	0,25 - 0,30 (0,30 / ---)	120 - 360	35	0	---
Sand, schluffig, organisch durchwurzelt	0,3 bis 0,4 [56,5 bis 56,3]	17/10	15 - 30	105 - 155	0,3 - 0,35 (0,35 / ---)	25 - 75	27,5	0	---
Sande									
Sand, locker bis mitteldicht	2,0 bis 3,6 [54,7 bis 53,2]	18/10	20 - 40	125 - 180	0,25 - 0,33 (0,33 / ---)	60 - 180	32,5	0	---
Schluff-Sand-Wechselfolge									
Schluffe/Sand k. A. / locker	6,4 bis 6,8 [50,3 bis 50]	20/10	10 - 20	80 - 125	0,33 - 0,37 (0,37 / ---)	40 - 120	27,5	2,5	---
Sand/Schluffe mitteldicht / k. A.	7,9 bis 8 [48,9 bis 48,8]	19/10	25 - 50	140 - 195	0,3 - 0,35 (0,35 / ---)	70 - 210	30	0	---
(Sande, Schlufflagen) mitteldicht bis dicht	8,9 bis 9,3 [47,8 bis 47,5]	19/10	40 - 80	180 - 275	0,25 - 0,33 (0,33 / ---)	80 - 240	35	0	---
Schluffe, Sandlagen k. A.	9,1 bis 10,2 [47,6 bis 46,5]	20/10	15 - 30	105 - 155	0,33 - 0,37 (0,37 / ---)	50 - 150	27,5	2,5	---
Sande³⁾									
Sand dicht bis sehr dicht	12,1 bis 12,6 [44,7 bis 44,2]	19/11	80 - 160	275 - 460	0,25 - 0,33 (0,33 / ---)	150 - 450	37,5	0	---
(Tonlagen) ⁵⁾ steif	bis 11,4 [bis 45,3]	19/9	10 - 20	80 - 125	0,35 - 0,45 (0,45/0,49)	50 - 150	25	7,5	40 bis 80
(Sand) ⁵⁾ mitteldicht	bis 12,4 [bis 44,3]	18/10	40 - 80	180 - 275	0,25 - 0,33 (0,33 / ---)	80 - 240	35	0	---
Übergangshorizont / Festgestein³⁾									
Tonmergel Tonmergelstein zersetzt	13,8 bis 14,8 [43 bis 42]	21/11	10 - 20	80 - 125	0,35 - 0,45 (0,45/0,49)	50 - 150	30	7,5	75 bis 150
Tonmergelstein, verwittert	14,6 bis 16,4 ²⁾ [42,1 bis 40,4]	22/12	40 - 80	180 - 275	0,15 - 0,25 (0,25 / ---)	>300	>37,5 ⁴⁾	---	---

--- nicht bestimmt bzw. keine Angabe

(...) örtlich

dazu $\varphi_u = 0$

k. A. keine Zuordnung einer Konsistenz (siehe Ziffer 4.5)

1) vereinfachte Beschreibung, vollständige Beschreibung unter Ziffer 3 und 4

2) Endtiefe der Drucksondierungen

3) unterhalb der Endtiefen der Bohrsondierung nur mit Drucksondierungen aufgeschlossen

4) Ersatzreibungswinkel

5) nur im Bereich der KSF und/oder in der Montagefläche der WEA Bestand SAS_A02

Tabelle 6.2 Standort WEA-2
Vereinfachter Baugrundaufbau und geotechnische Kenngrößen
für erdstatische Untersuchungen gemäß DIN 1054:2010-12

Bodenart ¹⁾	Schicht- unterkante	Wichte	Steifemodul		Querdehn- zahl	dyn. Schub- modul	Reib- ungs- winkel	Kohäsion	Anfangs- scher- festigkeit [#]
			$E_{s,stat}$	$E_{s,dyn}$					
Lagerungsdichte bzw. Konsistenz	bei m unter GOK	γ / γ'			ν_{stat} ($\nu_{dyn} / \nu_{dyn,u}$)	$G_{d,0}$	ϕ'_k	c'_k	c_{uk}
	[m NHN]	kN/m ³	MN/m ²	MN/m ²	-	MN/m ²	°	kN/m ²	kN/m ²
Deckschicht									
<u>Sand</u> , schluffig, organisch durchwurzelt	0,2 bis 0,5 [57,8 bis 57,6]	17/10	15 - 30	105 - 155	0,3 - 0,35 (0,35 / ---)	25 - 75	27,5	0	---
Sande									
<u>Sand</u> , schwach schluffig, mitteldicht	3,2 bis 4,2 [54,9 bis 53,9]	18/10	30 - 60	155 - 225	0,25 - 0,33 (0,33 / ---)	70 - 210	32,5	0	---
Schluff-Sand-Wechselfolge									
<u>Schluffe</u> k. A.	4 bis 5 [54 bis 53,1]	20/10	8 - 16	75 - 110	0,33- 0,37 (0,37/0,39)	35 - 105	25	2,5	---
<u>Sande, Schlufflagen</u> locker bis mitteldicht (Torflagen)	5,2 bis 6,3 [52,9 bis 51,7] bis 7 ⁵⁾ [bis 51,1]	19/10	15 - 30	105 - 155	0,3 - 0,35 (0,35 / ---)	50 - 150	27,5	2,5	---
Sande³⁾									
(<u>Schluffe, Schlufflagen</u> <u>Sand-Schluff-Wechsellagen</u>) k. A.	Wechselhaft ⁶⁾	20/10	15 - 30	105 - 155	0,33- 0,37 (0,37 / ---)	50 - 150	27,5	2,5	---
<u>Sand</u> , schwach schluffig dicht (mitteldicht)	14,7 bis 14,9 [43,4 bis 43,2]	19/11	60 - 120	225 - 370	0,25 - 0,33 (0,33 / ---)	100 - 300	35	0	---
(<u>Sand</u>) sehr dicht	bis 15,1 ²⁾ [bis 43]	19/11	80 - 160	275 - 460	0,25 - 0,33 (0,33 / ---)	150 - 450	37,5	0	---
Übergangshorizont / Festgestein³⁾									
<u>Tonmergel,</u> <u>Tonmergelstein zersetzt</u>	15,4 bis 16 [42,6 bis 42,1]	21/11	10 - 20	80 - 125	0,35 - 0,45 (0,45/0,49)	50 - 150	30	7,5	75 bis 150
<u>Tonmergelstein,</u> <u>verwittert</u>	16,8 bis 17,2 ²⁾ [41,2 bis 40,9]	22/12	40 - 80	180 - 275	0,15 - 0,25 (0,25 / ---)	>300	>37,5 ⁴⁾	---	---

--- nicht bestimmt bzw. keine Angabe

(...) örtlich

dazu $\phi_u = 0$

k. A. keine Zuordnung einer Konsistenz (siehe Ziffer 4.5)

1) vereinfachte Beschreibung, vollständige Beschreibung unter Ziffer 3 und 4

2) Endtiefe der Drucksondierungen

3) unterhalb der Endtiefen der Bohrsondierung nur mit Drucksondierungen aufgeschlossen

4) Ersatzreibungswinkel

5) im Bereich der Kranstellfläche

6) Zwischenlagen in den Sanden, die Tiefenlage von Zwischenschichten wechselt stark,
 die Tiefenlage ist anhand der Bohrprofile zuzuordnen

Tabelle 6.3 Standort WEA-3
Vereinfachter Baugrundaufbau und geotechnische Kenngrößen
für erdstatische Untersuchungen gemäß DIN 1054:2010-12

Bodenart ¹⁾	Schicht- unterkante	Wichte	Steifemodul		Querdehn- zahl	dyn. Schub- modul	Reib- ungs- winkel	Kohä- sion	Anfangs- scher- festigkeit [#]
			$E_{s,stat}$	$E_{s,dyn}$					
Lagerungsdichte bzw. Konsistenz	bei m unter GOK	γ / γ'			ν_{stat} ($\nu_{dyn} / \nu_{dyn,u}$)	$G_{d,0}$	ϕ'_k	c'_k	c_{uk}
	[m NHN]	kN/m ³	MN/m ²	MN/m ²	-	MN/m ²	°	kN/m ²	kN/m ²
Deckschicht									
<u>Sand</u> , schluffig, organisch durchwurzelt	0,1 bis 0,5 [58 bis 57,7]	17/10	15 - 30	105 - 155	0,3 - 0,35 (0,35 / ---)	25 - 75	27,5	0	---
(<u>Schotter</u>) ⁵⁾ Splitt, Kies, Sand	0,3 bis 0,6 [bis 57,7]	19/11	60 - 120	220 - 370	0,25 - 0,30 (0,30 / ---)	120 - 360	35	0	---
Sande									
<u>Sand</u> locker bis mitteldicht	3,0 bis 3,2 [55,1 bis 55] (bis 5,0 [53,2])	18/10	25 - 50	140 - 195	0,3 - 0,35 (0,35 / ---)	70 - 210	32,5	0	---
Schluff-Sand-Wechselfolge									
<u>Schluffe/Sand</u> k. A. / sehr locker	4 bis 5,5 [54,2 bis 52,6]	20/10	8 - 16	75 - 110	0,33- 0,37 (0,37/0,39)	35 - 105	25	2,5	---
<u>Sand/Schluffe</u> locker / k. A.	5,8 bis 6,3 [52,5 bis 51,9]	19/10	10 - 20	80 - 125	0,3 - 0,35 (0,35 / ---)	40 - 120	27,5	2,5	---
(<u>Schluffe</u>) k. A.	7 bis 8 [51,1 bis 50,2]	20/10	10 - 20	80 - 125	0,33- 0,37 (0,37 / ---)	40 - 120	27,5	2,5	---
Sande³⁾									
(<u>Schluffe, Schlufflagen</u> als Zwischenlagen) k. A.	7,3 bis 10,1 ⁶⁾ [50,9 bis 48,1] ¹⁾	20/10	15 - 30	105 - 155	0,33- 0,37 (0,37 / ---)	50 - 150	27,5	2,5	---
<u>Sand</u> dicht (mitteldicht)	11,3 bis 12,5 [46,8 bis 45,7]	19/11	60 - 120	225 - 370	0,25 - 0,33 (0,33 / ---)	100 - 300	35	0	---
(<u>Sand</u>) sehr dicht	11,3 ²⁾ bis 12,1 [46,9 bis 46,1]	19/11	80 - 160	275 - 460	0,25 - 0,33 (0,33 / ---)	150 - 450	37,5	0	---
Übergangshorizont / Festgestein³⁾									
<u>Tonmergel</u> <u>Tonmergelstein zersetzt</u>	12 bis 13,6 [46,1 bis 44,6]	21/11	10 - 20	80 - 125	0,35 - 0,45 (0,45/0,49)	50 - 150	30	7,5	75 bis 150
<u>Tonmergelstein,</u> <u>verwittert</u>	14,2 bis 15,5 ²⁾ [43,9 bis 42,7]	22/12	40 - 80	180 - 275	0,15 - 0,25 (0,25 / ---)	>300	>37,5 ⁴⁾	---	---

--- nicht bestimmt bzw. keine Angabe

(...) örtlich

dazu $\phi_u = 0$

k. A. keine Zuordnung einer Konsistenz (siehe Ziffer 4.5)

1) vereinfachte Beschreibung, vollständige Beschreibung unter Ziffer 3 und 4

2) Endtiefe der Drucksondierungen

3) unterhalb der Endtiefen der Bohrsondierung nur mit Drucksondierungen aufgeschlossen

4) Ersatzreibungswinkel

5) nur im Bereich der KSF und/oder in der Montagefläche der WEA Bestand SAS_x01

6) Zwischenlagen in den Sanden, die Tiefenlage von Zwischenschichten wechselt stark, die Tiefenlage ist anhand der Bohrprofile zuzuordnen

Tabelle 6.4 Standort WEA-4
Vereinfachter Baugrundaufbau und geotechnische Kenngrößen
für erdstatische Untersuchungen gemäß DIN 1054:2010-12

Bodenart ¹⁾	Schicht- unterkante	Wichte	Steifemodul		Querdehn- zahl	dyn. Schub- modul	Reib- ungs- winkel	Kohäsion	Anfangs- scher- festigkeit [#]
			$E_{s,stat}$	$E_{s,dyn}$					
Lagerungsdichte bzw. Konsistenz	bei m unter GOK	γ / γ'			ν_{stat} ($\nu_{dyn} / \nu_{dyn,u}$)	$G_{d,0}$	ϕ'_k	c'_k	c_{uk}
	[m NHN]	kN/m ³	MN/m ²	MN/m ²	-	MN/m ²	°	kN/m ²	kN/m ²
Deckschicht									
(Schotter) ⁵ Splitt, Kies, Sand	0,4 bis 0,5 [58,4 bis 58,3]	19/11	60 - 120	220 - 370	0,25 - 0,30 (0,30 / ---)	120 - 360	35	0	---
(Sand), schluffig, organisch durchwurzelt	bis 0,2 [bis 58,7]	17/10	15 - 30	105 - 155	0,3 - 0,35 (0,35 / ---)	25 - 75	27,5	0	---
(Sand / Schluff, organisch) k. A.	0,5 bis 1,2 [58,4 bis 57,6]	17/10	4 - 8	40 - 80	0,33- 0,43 (0,37/0,39)	15 - 45	25	2,5	---
Sande									
Sand mitteldicht	3 bis 4,5 [55,8 bis 54,3]	18/10	30 - 60	155 - 225	0,25 - 0,33 (0,33 / ---)	70 - 210	32,5	0	---
Sand locker bis mitteldicht	5 bis 6 [53,9 bis 52,8]	18/10	20 - 40	125 - 180	0,25 - 0,33 (0,33 / ---)	60 - 180	32,5	0	---
Schluff-Sand-Wechselfolge									
Schluffe, Torflagen k. A.	6,0 bis 6,8 [52,9 bis 52]	18/8	8 - 16	75 - 110	0,33- 0,37 (0,37/0,39)	35 - 105	25	2,5	---
Schluffe k. A.	7,6 bis 8 [51,3 bis 50,8]	20/10	10 - 20	80 - 125	0,33- 0,37 (0,37/0,39)	40 - 120	27,5	2,5	---
Sand-Schluff-Wechsellagen mitteldicht/ k. A.	9,6 bis 10 [49,2 bis 48,8]	19/10	25 - 50	140 - 195	0,3 - 0,35 (0,35 / ---)	70 - 210	30	0	---
Sande³⁾									
Sand dicht bis sehr dicht	13,6 bis 16,5 [45,2 bis 42,3]	19/11	80 - 160	275 - 460	0,25 - 0,33 (0,33 / ---)	150 - 450	37,5	0	---
(Schluffe/Sand- Wechsellagen, Schlufflagen) k. A.	16,6 bis 19,5 ⁶⁾ [42,3 bis 39,3] ¹⁾	20/10	25 - 50	140 - 195	0,33- 0,37 (0,37 / ---)	60 - 180	32,5	0	---
Sand, dicht (mitteldicht)	19 bis 19,7 [39,9 bis 39,1]	19/11	60 - 120	225 - 370	0,25 - 0,33 (0,33 / ---)	100 - 300	35	0	---
Übergangshorizont / Festgestein³⁾									
Tonmergel, Tonmergelstein zersetzt bis verwittert	20 bis 20,3 ²⁾ [38,9 bis 38,5]	21/11	20 - 40	125 - 180	0,25 - 0,40 (0,40/0,49)	100 - 300	>35 ⁴⁾	---	---

--- nicht bestimmt bzw. keine Angabe (...) örtlich # dazu $\phi_u = 0$

k. A. keine Zuordnung einer Konsistenz (siehe Ziffer 4.5)

1) vereinfachte Beschreibung, vollständige Beschreibung unter Ziffer 3 und 4

2) Endtiefe der Drucksondierungen

3) unterhalb der Endtiefen der Bohrsondierung nur mit Drucksondierungen aufgeschlossen

4) Ersatzreibungswinkel

5) nur im Bereich der Montagefläche der WEA Bestand SAS_A04

6) Zwischenlagen in den Sanden, die Tiefenlage von Zwischenschichten wechselt stark, die Tiefenlage ist anhand der Bohrprofile zuzuordnen

7 Bautechnische Klassifikation der angetroffenen Bodenarten

Zur bautechnischen Klassifikation und Beurteilung der angetroffenen Bodenarten sind in Tabelle 7.1 die Bodengruppen, die Bodenklassen und die Frostepfindlichkeitsklassen der angetroffenen Bodenarten gemäß den üblichen bautechnischen Standards und Empfehlungen angegeben.

Die Einordnung in die Bodengruppen, Boden- und Frostepfindlichkeitsklassen in Tabelle 7.1 wurde auf Grundlage der vorliegenden Laboruntersuchungsergebnisse sowie erfahrungsbasiert auf Grundlage der Ergebnisse der Drucksondierungen vorgenommen, das Vorkommen anderer Bodengruppen und Bodenklassen ist grundsätzlich möglich.

Tabelle 7.1 Bodengruppen, Bodenklassen und Frostempfindlichkeitsklassen

Bodenart	Bodengruppe gemäß DIN 18196:2023-03	Bodenklasse nach DIN 18300:2012-09 ¹⁾	Frostempfindlichkeits- klasse gemäß ZTVE-StB 17
Deckschicht			
<u>Sand</u> , durchwurzelt, organisch	OH (SU, SU*)	1 bis 4 ²⁾	F2 bis F3
(Schottermaterial)	A	3, 4	F1 (bis F2)
(<u>Schluff</u> , sandig, organisch)	OU, UL, SU*	1 bis 4 ²⁾	F3
Obere Sande			
<u>Sande</u> schluffarm bis schwach schluffig schluffig	SE, SU SU, SU*, UL	3 3, 4 ²⁾	F1 bis F2 F3
Schluff-Sand-Wechselfolge			
<u>Sande</u> schwach schluffig schluffig	SU SU, SU*, UL	3 3, 4 ²⁾	F1 bis F2 F3
<u>Schluff, Sand/Schluff, Schluff/Sand</u> <u>Sand-Schluff-Wechsellagen</u>	UL, SU*, SU	3, 4 ²⁾	F3
(<u>Torflagen</u>)	HN, HZ	2 bis 4	F3
Untere Sande			
<u>Sande</u> schwach schluffig schluffig (kiesig)	SU SU, SU*, UL GE, GW, GI, GU	3 3, 4 ²⁾	F1 bis F2 F3 F1 bis F2
<u>Schluffe, Sand-Schluff-Wechsellagen</u>	UL, SU*	3, 4 ²⁾	F3
(<u>Tonlagen</u>)	TM, TL, TA	4 ²⁾ , 5	F3
Übergangshorizont / Festgestein			
<u>Tonmergel, Tonmergelstein,</u> <u>zersetzt</u>	TA, UA, TM, UM	4 ²⁾ , 5	F3
<u>Tonmergel / Tonmergelstein,</u> <u>verwittert</u>	---	5, 6, 7	F3

(...) örtlich

--- bautechnisch hier nicht relevant

- ¹⁾ Lösbarkeitsklasse für den Erdbau, nicht identisch mit Homogenbereich gemäß VOB 2019
Erläuterung: Projektspezifisch zu definierende „Homogenbereiche“ sind in den Normen der VOB/C an die Stelle der bisher allgemein definierten „Bodenklassen“ getreten. Homogenbereiche sind für den Erdbau und für alle Verfahrenstechniken des Spezialtiefbaus festzulegen und anzuwenden, die geotechnischen Parameter dafür sind für die einzelnen Bauverfahren unterschiedlich. Diese Festlegung von Homogenbereichen ist anhand vorgeschriebener geotechnischer Kenngrößen mit projektspezifisch geeigneten Bandbreiten zu parametrisieren, sie erfordert gezielte Feld- und Laboruntersuchungen erheblichen Umfangs, die für die Baugrundbeurteilung nicht oder nicht in gleicher Weise notwendig sind und die zweckmäßig erst nach Beendigung der Planung und Festlegung der Verfahrenstechniken gezielt vorgenommen werden (können).
- ²⁾ bei Wasserzutritt und mechanischer Beanspruchung Bodenklasse 2

8 Zusammenfassende Baugrundbeschreibung

8.1 Baugrundverhältnisse

Nach den Ergebnissen der Baugrunderkundung und -untersuchung stellt sich der Baugrund im Bereich der Windenergieanlagenstandorte WEA-1 bis WEA-4 im *Windpark Sassenberg* wie folgt dar:

Der Baugrund zeigt sich an allen Standorten generell als Schichtenkomplex zunächst aus einer **oberen Sandzone** über **schluffdominierten Schluff-Sand-Wechselagen** und einer mit Schluff- und Tonlagen durchsetzten **unteren Sandzone**, auf dem Festgesteinsgebirge aus **Tonmergelstein**. Die einzelnen Schichten zeigen sich als vergleichsweise wechselhaft mit jeweils auch kleinräumig von Sondierung zu Sondierung wechselhafter Ausprägung, Schichtdicke und Tiefenlage.

Im Bereich der WEA-Standorte ist demnach zunächst eine rd. 0,2 m und rd. 0,5 m dicke **organische Deckschicht** aus mit Wurzeln durchsetzten, schluffigen, schwach organischen bis organischen Sanden vorhanden.

Im Bereich von Montageflächen an den Bestand-WEA liegt zunächst eine rd. 0,2 m bis rd. 0,5 m dicke **Tragschicht** aus einem Schottermaterial (örtlich mit Splitt oder Sand und Kies), bereichsweise liegt auf der Tragschicht eine rd. 0,1 m und rd. 0,2 m dicke Zone aus mit Wurzeln durchsetzten, schwach organischen, schluffigen Sanden (organische Deckschicht).

Am Standort WEA-4 folgt bis in Tiefen zwischen rd. 0,5 m und rd. 1,2 m unter GOK zunächst eine Wechsellagerung aus schwach organischen Sanden und Schluffen.

Unter den Deckschichten (organische Deckschicht, Tragschicht) liegt an allen Standorten eine sandig geprägte Bodenzone, aus überwiegend locker bis mitteldicht gelagerten, zunächst schluffarmen bis überwiegend schwach schluffigen, tiefer auch schluffigen **Sanden**. Die Sande sind nur vereinzelt mit dünnen Schluffbänderungen durchzogen. Die Basistiefe dieser Sande wurden in einer Bandbreite zwischen rd. 2 m und rd. 6 m Tiefe unter GOK festgestellt, mit den Tiefpunkten der Basis am Standort der WEA-4 (Basistiefe zwischen rd. 5 m und rd. 6 m unter GOK), den Hochpunkten der Basislage am Standort der WEA-1 (Basistiefe zwischen rd. 2 m und rd. 3,7 m unter GOK), an den übrigen Standorten mit einer Basistiefe zwischen rd. 3,2 m und rd. 4,2 m unter GOK (überwiegend zwischen rd. 3,2 m und rd. 3,6 m unter GOK).

Darunter folgt eine inhomogene, überwiegend schluffdominierte Zone (**Schluff-Sand-Wechselzone**) aus stark schluffigen Sanden und/oder stark sandigen Schluffen denen bis zu rd. 2 m dicke Sandschichten oder bis zu rd. 2,1 m dicke Schluffschichten sowie örtlich zonenweise auch torfgebänderte Schluffzwischenlagen. Die bodenmechanischen Eigenschaften dieser Zone werden überwiegend durch die Grobschluff- und Feinsandfraktion geprägt („Mehlsand“). Diese Zone weist dementsprechend nahezu keine oder eine nur sehr geringe Plastizität auf, eine Konsistenzbeurteilung ist wegen der Sandanteile bzw. der sehr geringen Plastizität überwiegend nicht möglich. Stärker sanddominierten Zonen ist eine überwiegend lockere bis annähernd mitteldichte, vereinzelt zonenweise auch eine sehr lockere oder eine dichte Lagerungsdichte zuzuordnen. Die Basistiefe dieser **Sand-Schluff-Wechselzone** wurde stark wechselhaft einer Bandbreite zwischen rd. 5,2 m und rd. 10,2 m Tiefe unter GOK festgestellt, mit den Tiefpunkten der Basis an den

Standorten der WEA-1 und der WEA-4 (Basistiefe zwischen rd. 9,1 m und rd. 10,2 m unter GOK) und den Hochpunkten am Standort WEA-2 (Basistiefe zwischen rd. 5,2 m und rd. 7 m unter GOK).

Darunter folgt eine ebenfalls vergleichsweise wechselhafte, gegenüber der Schluff-Sand-Wechselzone darüber jedoch überwiegend sandgeprägte Zone (**untere Sandzone**) aus überwiegend schluffarmen bis schwach schluffigen, teils schluffigen Sanden denen in wechselhaften Tiefen bis zu rd. 1,3 m dicke Schluffschichten, örtlich eine rd. 0,3 m dicke Tonlage oder bis zu rd. 1,4 m dicke ausgeprägte Sand-Schluff-Wechselagerungen zwischengeschaltet sind. Den Sanden ist eine überwiegend dichte bis sehr dichte, nur vereinzelt mitteldichte Lagerung zuzuordnen, ausgeprägten Schluff- oder Tonzonen ist eine überwiegend steife Konsistenz zuzuordnen.

Die direkten Aufschlüsse (Bohrsondierungen) wurden überwiegend in den unteren Sanden und überwiegend mangels Sondierfortschritts (7 von 12 BS) in Tiefen zwischen rd. 5,8 m und rd. 12 m unter GOK beendet, am Standort WEA-4 in Tiefen von rd. 8,8 m bzw. rd. 10 m unter GOK bereits in der Schluff-Sand-Wechselzone darüber. Die Drucksondierungen (2 von 16 CPT) wurden teils in der unteren Sandzone in rd. 11,3 m und rd. 15,1 m Tiefe unter GOK in den sehr dicht gelagerten Sanden wegen des Erreichens der Geräteauslastung beendet.

Mit den tiefer geführten Drucksondierungen wurde die Basistiefe der unteren Sandzone in einer Bandbreite zwischen rd. 11,3 m und rd. 19,7 m Tiefe unter GOK durchfahren, mit den Tiefpunkten der Basis am Standort der WEA-4 (Basistiefe zwischen rd. 19 m und rd. 19,7 m unter GOK) und den Hochpunkten an den Standorten WEA-1 und WEA-3 (Basistiefe zwischen rd. 11,3 m und rd. 12,6 m unter GOK).

Unter den Sanden folgen zunächst **Tonmergel** in wenigstens steifer bis halbfester Konsistenz, der teils nach wenigen Dezimetern, teils ab rd. 2,5 m unter OK Tonmergel in das Festgestein als **Tonmergelstein** übergeht. Diese Tonmergel bilden demnach hier die zunächst zersetzte, tiefer dann verwitterte Rinde des unterlagernden Tonmergelsteingebirges und den Übergang vom Lockergestein zum Festgestein. Mit zunehmender Tiefe nimmt der Zersetzungsgrad des Tonmergelsteins ab und die Festigkeit stetig zu.

Die Sondierungen an den Standorten WEA-1 bis WEA-3 wurden überwiegend im entfestigten Tonmergelstein wegen des Erreichens der Geräteauslastung in Tiefen zwischen rd. 14,2 m und rd. 17,2 m unter GOK beendet. Die Sondierungen am Standort WEA-4 wurden im Tonmergelstein in Tiefen zwischen rd. 20 m und rd. 20,3 m unter GOK beendet.

8.2 Grundwasserverhältnisse

Auf der Grundlage der vorliegenden Untersuchungsergebnisse und Archivdaten sollte dem Bauwerksentwurf ein Anstieg der Grundwasserspiegeldruckhöhe bis zur jeweiligen mittleren GOK demnach NHN + rd. 56,8 m (WEA-1), NHN + rd. 58,1 m (WEA-2 und WEA-3) und NHN + rd. 58,8 m (WEA-4) zugrunde gelegt werden. Diese Anstiegshöhe wird zunächst als Bemessungswasserstand für die Entwässerung, den Entwurf und die Abdichtung empfohlen.

Als bauzeitlicher Grundwasserstand wird anhand der Stichtagsmessungen ein mittlerer Grundwasserstand wenige Dezimeter unterhalb der GOK abgeschätzt, etwa in Tiefen zwischen rd. 0,3 m und rd. 0,5 m unter GOK.

Alle Bodenschichten sind bei den vorliegenden Verhältnissen (sofern ungünstig wirkend) prinzipiell als wassergesättigt anzunehmen, die bindigen Böden auch oberhalb der Grundwasserspiegeldruckhöhe (Strukturwasser).

9 Baugrundbeurteilung

Die **organische Deckschicht** und die örtlich vorhandenen oberflächennahen organischen Schluffe (WEA-4) oder die örtliche Torflage (Zuwegungen) sind für bautechnische Zwecke nicht geeignet.

Die teils schluffarmen, überwiegend **schwach schluffigen bis schluffigen Sande** in vorwiegend lockerer bis mitteldichter Lagerung darunter sind ohne Maßnahmen zur Baugrundverbesserung nur für Flachgründungen von Bauwerken mit geringen Lasten und ohne besondere Ansprüche an eine Setzungsbegrenzung geeignet. Die Böden selbst sind für eine Flachgründung von Bauwerken zwar ausreichend tragfähig, wegen der teils geringen Lagerungsdichte und der unterlagernden Schluff-Sand-Wechselfolge verbleibt jedoch ein nennenswertes Potential an Setzungen und Sackungen, für Bauwerke mit höheren Lasten und solche mit besonderen Ansprüchen an die Setzungsbeschränkung sind deshalb je nach Bauwerk gezielte baugrundverbessernde Maßnahmen erforderlich.

Die darunter folgenden Böden der **Schluff-Sand-Wechselfolge**, sind teils mangels Lagerungsdichte und insbesondere wegen der ausgeprägten Schluffzonen, örtlich wegen der Torflagen erdstatisch nur für Bauwerke mit geringen Lasten und ohne Anforderungen an eine Setzungsbegrenzung ausreichend tragfähig. Diese enggestuften sandigen Böden und Schluffe reagieren empfindlich auf dynamische Beanspruchungen. Für eine Flachgründung von Bauwerken mit zyklischem Lasteintrag sind diese Böden nicht geeignet, da sie wassergesättigt, wegen ihrer geringen Wasserdurchlässigkeit zur Entwicklung von Porenwasserüberdruck neigen, der bei ungünstigster Entwicklung zur temporären Verflüssigung dieser Böden (Sande) und/oder zu Aufweichungen (Schluffe) führen kann. Bei Anordnung einer lastverteilenden Polsterschicht sind diese Böden für geringe und mittlere Bauwerklasten geeignet, wenn das daraus resultierende Setzungspotenzial berücksichtigt wird und für das Bauwerk tolerabel ist. Diese Böden sind auch nicht als Absetzzone für Pfähle geeignet.

Die untere **Sandzone** in vorwiegend dichter bis sehr dichter Lagerung ist für tiefgezogene Flachgründungen (in Verbindung mit einer Baugrundverbesserung) und auch für den Abtrag von Pfahllasten durch Mantelreibung und Spitzendruck geeignet, wenn die Setzungseinflüsse der bindigen Zwischenlagen und der unterlagernden Tonmergel berücksichtigt wird.

Die hohe Lagerungsdichte der Sande erfordert schwerste Rammarbeit für Tiefgründungselemente (Rampfpfähle). Bei der Planung von Tiefgründungen sind die hohen Lagerungsdichten der Sande hinsichtlich der Wahl eines geeigneten Pfahlsystems und einer geeigneten Pfahlfußabsetztiefe zu berücksichtigen, sie bilden hier überwiegend deren Anwendungsgrenze, voraussichtlich sind je nach Pfahlsystem nur geringe

Einbindetiefen in die Sande erreichbar. Mit Rammhindernissen ist zu rechnen, grundsätzlich können Hindernisse in Form von Kieslagen oder Steinen in den Sanden nicht ausgeschlossen werden (z. B. auch als singuläre „Dropstones“).

Die Tonmergel (**zersetzter Tonmergelstein**) sind zur direkten Einleitung von Bauwerkslasten nicht geeignet.

Der **verwitterte Tonmergelstein** ist für den Lasteintrag mit Pfählen oder für tiefgezogenen Flachgründungen geeignet, dies gilt prinzipiell auch für den darunter erwarteten nicht bis schwach verwitterten Tonmergelstein.

Für die Pfahlbemessung wurden die Tonmergel und der Tonmergelstein nicht ausreichend erkundet, u. a. wurden relevante Parameter zur Festlegung des Pfahlspitzendruckes nicht direkt bestimmt, sondern nur indirekt aus den Ergebnissen der Drucksondierungen über Korrelationen unter Nutzung größerer Datenmengen abgeleitet (ggf. Erfordernis zur Nacherkundung).

10 Bauwerk

10.1 Windenergieanlagen

Geplant ist die Errichtung von vier Windenergieanlagen (WEA-1 bis WEA-4) des Typs Enercon E160 EP5 E3. Drei der Windenergieanlagen (WEA-1, WEA-2 und WEA-4) sind auf dem Hybridturm HT-166 mit einer Nabenhöhe von 166 m vorgesehen, für die Windenergieanlage WEA-3 ist ein Hybridstahlurm HST-120 mit einer Nabenhöhe von 120 m geplant. Planerisch ist eine Flachgründung der vier Windenergieanlagen mit kreisförmigen Stahlbeton-Einzelfundamenten vorgesehen.

Der Außendurchmesser des Stahlbetonfundaments für die WEA-1, WEA-2 und WEA-4 mit einer Nabenhöhe von 166 m soll 24 m, der Sockel- und der Kerndurchmesser 10,9 m betragen (Unterlage U 2.3). Die Fundamentdicke nimmt bei ebener Sohlfläche von außen nach innen von rd. 0,7 m auf rd. 2,2 m (zzgl. 0,6 m Sockelhöhe) zu. Im Bereich unterhalb des Turmsockel wird auf einem Durchmesser von 4,4 m eine 5 cm tiefe Aussparung mit einer kompressiblen Einlage angeordnet. Die Unterkante der Stahlbetonfundamentplatte wird in rd. 0,5 m unter der OK des umgebenden Geländes erwartet. An der Fundamentunterkante ist eine Sauberkeitsschicht von rd. 5 cm bis rd. 10 cm Dicke zu erwarten. Das Fundament wird vollflächig bis rd. 2,3 m Höhe über OK umgebendes Gelände bzw. bis 10 cm unterhalb der Oberkante-Turmsockel, mit einem Erdbaumaterial angefüllt (Mindestwichte $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$). Die Sicherung der Anschüttung erfolgt durch eine seitliche Böschung neben dem Fundament mit einer Regelböschungsneigung von 1 : 1,5.

Der Außendurchmesser des Stahlbetonfundaments für die WEA-3 mit einer Nabenhöhe von 120 m soll 22,65 m, der Sockel- und der Kerndurchmesser 8,2 m betragen (Unterlage U 2.4 und U 2.6). Die Fundamentdicke nimmt bei ebener Sohlfläche von außen nach innen von rd. 0,3 m auf rd. 2,2 m (zzgl. 0,5 m Sockelhöhe) zu. Im Bereich unterhalb des Turmsockel weist das Fundament eine Sohlverstärkung um 50 cm auf. Die Unterkante der Stahlbetonfundamentplatte wird auf Höhe der GOK (außen) bzw. 0,5 m Tiefe unter der OK des umgebenden Geländes erwartet; an der Fundamentunterkante ist eine Sauberkeitsschicht von rd. 10 cm Dicke vorgesehen. Das Fundament wird vollflächig bis rd. 2,8 m Höhe über OK umgebendes Gelände bzw. bis 15 cm unterhalb der Oberkante-Turmsockel, mit einem Erdbaumaterial angefüllt (Mindestwichte $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$). Die Sicherung der Anschüttung erfolgt durch eine seitliche Böschung neben dem Fundament mit einer Regelböschungsneigung von 1 : 1,5.

Gemäß den Anforderungen der Herstellerdokumentation (Unterlagen U 2.3 und U 2.4) sind an der Fundamentunterkante für eine Flachgründung der beiden WEA-Typen die in Tabelle 10.1 angegebenen charakteristischen Lastfälle (load case) mit den charakteristischen Werten der Einwirkungen (Index k) unter Berücksichtigung der Anschüttung und einer Auftriebswirkung (Grundwasser in Höhe GOK) zu berücksichtigen.

In der Tabelle sind auch die gemäß DIN 18088-1 bzw. DIBt-Richtlinie (Unterlagen U 4.3.1 und U 4.5) zugeordneten Bemessungssituationen gemäß EC-7 und DIN 1054 angegeben. Der Lastfall *N/A/T* mit der Lastfallgruppe A wird demnach der Bemessungssituation BS-A als außergewöhnliche Einwirkungen zugeordnet. Der Lastfall *N/T/DLC 8.2* der Bemessungssituation BS-P. Diese Einwirkungskombinationen sind gemäß DIN 18088-1 / DIBt-Richtlinie maßgebend für die Standsicherheitsuntersuchungen im **Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)** als ungünstigste Einwirkungs-kombination der jeweiligen Lastfallgruppen.

Für den **Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)** ist gemäß DIN 18088-1 / DIBt-Richtlinie zusätzlich zwischen der Einwirkungskombination D.1 als charakteristische (seltene) Einwirkungen entsprechend den Lastfallgruppen N (Normal und Extrem) und T (Transport, Errichtung, Reparatur) und der Einwirkungskombination D.3 als quasi-ständige Einwirkungen entsprechend den Lastfällen der Lastfallgruppen F (Fatigue) für die Nachweise der Ermüdungssicherheit zu unterscheiden.

Explizite Angaben zu den Einwirkungen der Einwirkungskombinationen D.1 liegen uns nicht vor. Die Einwirkungen der Bemessungssituation BS-P in der Tabelle 10.1 werden vorliegend deshalb für die Gebrauchstauglichkeitsuntersuchungen in die Einwirkungskombination D.1 als charakteristische (seltene) Einwirkungen gemäß DIN 18088-1 / DIBt-Richtlinie eingestuft, der Lastfall *NTM DLC D.3* als Einwirkungskombination D.3 mit der Bemessungssituation Quasi-ständige Einwirkungen (SLS) berücksichtigt.

Die Einwirkungen der Bemessungssituation BS-A werden gemäß DIN 18088-1 / DIBt-Richtlinie der Lastfallgruppe A als außergewöhnliche Einwirkungen zugeordnet, die Lastfallgruppe A ist nicht in der Einwirkungskombination D.1 oder D.3 enthalten, die Bemessungssituation BS-A ist daher für die Gebrauchstauglichkeitsnachweise nicht maßgebend.

Tabelle 10.1 Maximalwerte der charakteristischen Lasten an der Sohlfuge der Gründung
Anlage Typ Enercon E-166 EP5 E3-HT-166 (gemäß Unterlage U 2.3) und
Anlage Typ Enercon E-120 EP5 E3-HST-120 (gemäß Unterlage U 2.4)

Lastfall gemäß Herstellerspezifikation zugeordnete Bemessungssituation	Vertikalkraft ¹⁾		Horizontalkraft [kN]	Biegemoment [kNm]
	min [kN] ²⁾ (max Auftrieb)	max [kN] (ohne Auftrieb)		
Variante E-166 HST-166 (WEA-1, WEA-2 und WEA-4)				
N/T/DLC 8.2 BS-P (ULS Selten)	42.975	45.952	1.570	174.496
N/A/T BS-A (ULS außergewöhnlich)	42.975	45.992	2.290	229.712
NTM DLC D.3 Quasi-Permanent (SLS)	42.975	45.952	960	136.288
Variante E-120 HST-120 (WEA-3)				
N/T/DLC 8.2 BS-P (ULS Selten)	28.358	29.468	1.060	125.312
N/A/T BS-A (ULS außergewöhnlich)	28.358	29.478	1.310	147.937
NTM DLC D.3 Quasi-Permanent (SLS)	28.358	29.468	800	89.560

¹⁾ Lasten gemäß Unterlage U 2.3 (HST-166) und Unterlage U 2.4 (HT-120), unter Berücksichtigung der WEA-Lasten an der Fundamentunterkante und einer Fundamentüberschüttung bis 2,3 m und rd. 2,8 m über Ur-GOK unter Annahme einer Wichte der Erdüberschüttung von wenigstens $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ bzw. $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$

²⁾ unter Berücksichtigung einer Auftriebswirkung für ein Fundament mit der Fundamentunterkante in 0,5 m Tiefe unter GOK und einem GW-Stand in Höhe der ursprünglichen GOK (*Lastfall mit Auftrieb*)

Als charakteristische Werte des Sohlwiderstands $\sigma_{R,k}$ werden Kantenpressungen von $\sigma_{R,k} \geq 290 \text{ kN/m}^2$ bzw. $\sigma_{R,k} \geq 230 \text{ kN/m}^2$ gefordert (Unterlage U 2.3 und U 2.4).

Zur Berücksichtigung der Interaktionen zwischen Fundament und Baugrund werden in den statischen Berechnungen für das WEA-Fundament zur Vermeidung von Schwingungsresonanzen des Turmes die folgenden Mindestwerte der Drehfedersteifigkeit k_{ϕ} gefordert (Unterlage U 2.1 und U 2.3):

Drehfedersteifigkeit		HT-166	HST-120
statisch	$k_{\varphi_{\text{stat}}} =$	20.000 MNm/rad	12.500 MNm/rad
dynamisch	$k_{\varphi_{\text{dyn}}} =$	200.000 MNm/rad	100.000 MNm/rad

Hinsichtlich der Zulässigkeit von Setzungsdifferenzen für das WEA-Fundament ist eine Begrenzung der Schiefstellung des Turmes auf einen Wert von 3 mm/m zu berücksichtigen ist. Unter Berücksichtigung der Fundamentdurchmesser von 24 m bzw. 22,65 m ergibt sich daraus eine maximal zulässige Setzungsdifferenz von bis rd. 7,2 cm bzw. rd. 6,8 cm für diametral gegenüberliegende Fundamentplattenränder.

10.2 Kranstellflächen

Für die Errichtung der Anlagen ist gemäß der Herstellerspezifikationen die Herrichtung einer Kranstell- und Vormontagefläche am jeweiligen Anlagenstandort erforderlich (Unterlage U 2.2 für den Hybridturm HT-166). Außerdem wird die Herrichtung diverser Nebenflächen (Hilfskranstellflächen, Arbeits- und Lagerflächen sowie Parkplatzflächen und Sicherheitszonen) und Zuwegungen benötigt.

Die Montage der Anlagenteile erfolgt im Regelfall unter Zuhilfenahme unterschiedlicher Fahrzeug- und Krantechnik. Für die auf den jeweiligen Verkehrsflächen zu positionierenden Geräte- bzw. Fahrzeugtypen sind mit den folgenden Achslasten und Gesamtgewichte zu erwarten:

- Raupenkrane (Großkran) mit Kettenlasten bis zu 250 kN/m² und Gesamtgewichten 1.250 t,
- Mobile Hilfskrane mit Achslasten bis 22 t und mit Gesamtgewichten bis 300 t,
- Transportfahrzeuge mit Achsenlasten bis 12 t und Gesamtgewichten bis rd. 210 t.

Außerdem werden seitens der Anlagenhersteller Anforderungen an die Gebrauchslast der befestigten Flächen formuliert (Unterlagen U 2.2), diese werden vorliegend in einer Größenordnung zwischen 135 kN/m² (Montageflächen, Hilfskran und Zuwegungen) und 220 kN/m² (KSF Großkran) erwartet.

Konkretisierende Anforderungen der zum Einsatz vorgesehenen Krantechnik (Liftstudien) liegen für das Projekt noch nicht vor. Überschlägige Angaben auf der Grundlage eigener Erfahrungen aus vergleichbaren Projekten sind unter Ziffer 14.2 zusammengefasst dargestellt.

11 Gründungsbeurteilung

11.1 Geotechnische Kategorie

Entsprechend der als Teil des Eurocodes EC-7 bauordnungsrechtlich eingeführten DIN 1054:2010-12 ist jedes Objekt zu Planungsbeginn in eine geotechnische Kategorie einzuordnen. Windenergieanlagen gehören nach der DIN 18088-4 und der DIBt-Richtlinie (Unterlage U 4.3.4 und Unterlage U 4.5) *a priori* zur geotechnischen Kategorie GK 3; die Kranstellflächen und die hierauf zu positionierende Krantechnik werden unter Berücksichtigung der Baugrundverhältnisse in die geotechnische Kategorie GK 2 eingestuft.

11.2 Gründungskriterien

Die Gründungssituation für die Windenergieanlagen WEA-1 bis WEA-4 im *Windpark Sassenberg* wird geprägt

- von den Windenergieanlagen mit ihrem Anteil an zyklischen Lasten,
- von der Gründungssohlentiefe in Höhe der GOK bzw. bis rd. 0,5 m darunter,
- von dem oberflächennah inhomogenen, wechselhaften Baugrundaufbau,
- von den zwar grundsätzlich tragfähigen Sanden, die wegen ihrer teils nur lockeren Lagerung und der Schluffanteile jedoch ein Setzungs- und bei Wassersättigung ein Verflüssigungspotential beinhalten,
- von dem Setzungs- und Verflüssigungspotential der Sand-Schluff-Wechselfolge,
- von den gut tragfähigen dichten bis sehr dichten Sanden und ...
- von dem Setzungspotential ihrer bindigen Zwischenlagen,
- von dem Setzungspotential der Tonmergel bzw. dem zersetzten Tonmergelstein,
- von dem gut tragfähigen verwitterten Tonmergelsteinen darunter,
- von potenziellen Grundwasserständen bis zur Geländeoberkante.

11.3 Gründungsmöglichkeiten und Gründungsvorschlag

Die angetroffenen Baugrundverhältnisse sind nach dem Abtrag der oberflächennahen organischen Deckschicht und örtlich der organischen Schluffe für eine Flachgründung der WEA ohne Weiteres nicht ausreichend tragfähig und beinhalten unter Berücksichtigung der Setzungseinflüsse der teils nur locker gelagerten Sanden und insbesondere der wechselhaften Sand-Schluff-Wechselage, ein Potenzial an Setzungen und wegen der Inhomogenität auch ein nennenswertes Potenzial an Setzungsdifferenzen, die auch mit Blick auf die geforderte (Mindestdrehfeder-)Steifigkeit des Baugrunds, Maßnahmen zur Baugrundverbesserung erfordern.

Hierzu ist aus geotechnischer Sicht eine Baugrundverbesserung mit Methoden des Spezialtiefbaus (Tragsäulen z. B. als Rüttelstopfsäulen, hydraulisch gebundene Tragsäulen, o. ä.) zweckmäßig, die die Eigenschaften der zwar tragfähigen jedoch wechselhaften, oberflächennahen Bodenzone aus lockeren bis mitteldichten Sanden und der Sand-Schluff-Wechselfolge darunter gezielt verbessert und mit Blick auf

Setzungsdifferenzen weitgehend homogenisiert. Die Flachgründung erfolgt anschließend auf einer Polsterschicht.

Mit Blick auf die Bildung potenzieller geländenaher Grundwasserstände ist die Anordnung einer gut durchlässigen Schotterpolsterschicht unmittelbar unterhalb der WEA-Fundamente ohnehin zweckmäßig, mit der die Baugrundspannungen vergleichmäßigt und der Aufbau von Porenwasserdrücken und damit das Aufweichen der unmittelbar belasteten Bodenschicht unterhalb der Anlagefundamente vermieden werden kann.

Es wird daher vorgeschlagen, die Anlagen nach einer Baugrundverbesserung mit Methoden des Spezialtiefbaus (Einbau von Tragsäulen z. B. als Stopfsäulen, unbewehrte Betonsäulen) in Verbindung mit der Anordnung einer gut durchlässigen Schotterschicht an der Fundamentunterkante flach zu gründen.

Alternativ ist die Tiefgründung mit Bohrpfählen mit Absetztiefen in den wenigstens verwitterten Tonmergelsteinen möglich. Für eine Pfahlbemessung wurden die Tonmergelsteinen noch nicht ausreichend erkundet, u. a. wurden relevante Parameter zur Festlegung des Pfahlspitzendruckes nicht direkt, sondern nur indirekt aus den Ergebnissen der Drucksondierungen über Korrelationen auch unter Nutzung größerer Datenmengen abgeleitet. Zur Verifizierung der Annahmen ist die Durchführung von Sonderversuchen zur Bestimmung der Scherfestigkeiten und zum Kompressionsverhalten erforderlich.

12 Flachgründung der Windenergieanlagen

12.1 Verfahren

Die Windenergieanlagen werden nach dem Abtrag der organischen Deckschicht, und örtlich der organischen Schluffschicht (WEA-4) und dem Teilaushub der Sande darunter nach einer Baugrundverbesserung durch den Einbau von Tragsäulen und einer Polsterschicht flach gegründet. Durch das Zusammenwirken von Tragsäulen und der Polsterschicht werden die Bauwerkssetzungen so verringert, dass die Setzungsdifferenzen tolerabel bleiben.

Für die Flachgründung ist unterhalb der jeweiligen Gründungssohle (UK Fundamentsohle einschl. Sockel) eine verdichtete (Schotter-)Polsterschicht in einer Mindestmindestdicke von $\geq 0,5$ m sicherzustellen. Die Polsterschicht dient zum einen der Vergleichmäßigung von Spannungen, zum anderen als kapillar brechende Schicht, die auch bei Wassersättigung unempfindlich gegenüber dynamischer Beanspruchung ist (Vermeidung von Porenwasserdruckakkumulation).

Mit Blick auf die jeweiligen Standortbedingungen und auf die Anforderungen der Typenfundamente hinsichtlich der Mindestdrehfedersteifigkeit ist mit Blick auf die Tiefenlage der Gründungssohle (FUK auf Höhe der GOK) am Standort WEA-4 ggf. zusätzlich ein tieferer Bodenaustausch der organische Schluffe (angetroffen bis rd. 1,2 m unter GOK) gegen geeignetes Erdbaumaterial (Schotter, Füllsand o. ä.) erforderlich.

Aus geotechnischer Sicht ist bei den vorliegenden Baugrundverhältnissen eine Baugrundverbesserung mit einer Rüttelstopfverdichtung als Schotter- oder Kiessäulen zweckmäßig. Alternativ können hydraulisch gebundene Tragsäulen nach dem Prinzip der Vollverdrängung entweder vibrierend und schlagend (vermörtelte Rüttelstopfsäulen) oder bohrend (VVB-Tragsäulen) hergestellt werden.

Bei dem System der Rüttelstopfverdichtung handelt es sich ursprünglich um eine punktweise Baugrundverbesserung durch Verdichtung mit Zugabe von Material (Stopfsäule). Die Verbesserung der Baugrundtragfähigkeit entsteht, indem der Baugrund im Fußbereich und seitlich der Säule verdichtet und vorgespannt wird und indem die Säule als steifes Element entlastend und dadurch setzungsmindernd wirkt.

Übliche Zugabematerialien sind Kies-Sand oder Schotter (unvermörtelte Stopfsäulen) oder Beton (vermörtelte Stopfsäulen).

Unvermörtelte Stopfsäulen sind zur Berücksichtigung der seitlichen Lastausbreitung der Regel auch außerhalb der eigentlichen Gründungsfläche des Bauwerks einzubauen; vorliegend sind gemäß den Anforderungen des Anlagenherstellers (Unterlage U 2.5) die Anordnung von Stopfsäulen außerhalb des Fundamentgrundrisses sowie unterhalb des Fundamentkerns zu vermeiden. Der Nachweis der Baugrundverbesserung sowie die Anordnung der Säulen sind durch das ausführende Unternehmen im Rahmen einer Ausführungsplanung festzulegen und nachzuweisen.

Stopfsäulen werden mit einer Sonderform des Tiefenrüttlers, dem *Schleusenrüttler*, hergestellt. Der Rüttler führt an seiner Seite ein am Fuß mit einer Druckluftschleuse verschließbares Rohr, mit dem das Material für die Säule bei Ziehbewegungen des Rüttlers durch Druckluft gezielt am Rüttlerfuß zugegeben wird. Der Tiefenrüttler dringt unter (horizontaler) Vibration in den Baugrund ein und verdichtet dabei das Umfeld.

Wesentliche Merkmale des Herstellungsprozesses sind:

- Nach Erreichen der Solltiefe wird der Säulenfußbereich von Stopfmaterial durch mehrere Stopfvorgänge, d. h. durch kurzes Anziehen und Wiederversenken des Rüttlers verdichtet.
- Für die Energieaufnahme bei der Vorbereitung des Säulenfußes gibt es einen Mindestwert als Qualitätsdefinition und als Kontrollmöglichkeit.
- Nach Herstellung des Fußbereichs erfolgt die weitere Herstellung der Säule unter Zufuhr von Zuschlag unter Druckluft und durch abwechselndes Ziehen und Wiederversenken des Rüttlers, bis die Aufnahmekapazität des Bodens erschöpft ist oder in weichen Bodenschichten die Sollabmessungen überschritten werden.

Unvermörtelte Stopfsäulen sind infolge der seitlichen Bodenverdrängung durch das Zugabematerial innig mit dem umgebenden Boden verzahnt. Es ergibt sich ein Baugrund mit erhöhter Tragfähigkeit und Steifigkeit.

Dagegen handelt es sich bei den vermörtelten Stopfsäulen oder unbewehrten Betonsäulen der Wirkung nach um Pfeiler- oder Pfahlartige Tragelemente aus unbewehrtem Beton. Bei Verwendung vermörtelten Stopfsäulen und Betonsäulen sind wegen ihrer größeren Steifigkeit kleinere Bauwerkssetzungen als bei unvermörtelten Säulen zu erwarten.

Stopfsäulen können erfahrungsgemäß mit einem Durchmesser von ca. 50 bis 90 cm hergestellt werden. Die Achsabstände der Stopfsäulen sollten zur Optimierung der Baugrundverbesserung ca. 2 bis 4 Stopfsäulendurchmesser betragen. Vor Herstellung der Tragsäulen ist ein entsprechendes Arbeitsplanum zu schaffen.

Die Säulen sollten bis in die dichten Sande unterhalb der Sand-Schluff-Wechselfolge geführt werden. Unter Berücksichtigung Baugrundverhältnisse ist zunächst von Absetztiefen der Säulen bis rd. 8 m (WEA-2) und bis rd. 10 m (WEA-1, WEA-3 und WEA-4) Tiefe unter vorhandener GOK auszugehen.

Die Stopfsäulen werden nur bis zur Unterkante der wenigstens rd. 0,5 m dicken Schotterpolsterschicht unterhalb der Fundamentsohlen hergestellt, die auf diesem Niveau lagenweise verdichtet aufgebaut wird.

Wegen der Vielzahl von Verfahren, erfolgt die Bemessung der Tragsäulen und die Festlegungen des Säulendurchmessers und der Rasterabstände durch den jeweiligen Hersteller. Die im folgenden verwendeten Verbesserungsfaktoren sind durch den Tragsäulenhersteller zu bestätigen (vgl. Ziffer 12.2.1). Mit der Herstellung der Baugrundverbesserung sollten nur Unternehmen beauftragt werden, die nachweislich Erfahrung mit Tragsäulen bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen vorweisen können.

12.2 Untersuchungen zur Standsicherheit

12.2.1 Vorbemerkungen

Zum Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit der vorgeschlagenen Flachgründung der WEA-Fundamente mit den in Ziffer 10 aufgeführten Lasteinwirkungen sind prinzipiell Betrachtungen zu den Grenzzuständen der Tragfähigkeit in Bezug auf die Versagensmechanismen Kippen (Verlust der Lagesicherheit), Gleiten und Grundbruch unter Anwendung der Bemessungsmodelle des EC-7 und der DIN 1054 zu führen (Unterlagen U 4.1).

Den Untersuchungen ist das Sicherheitskonzept der DIN 1054:2010-12 zugrunde zu legen.

Als Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit gegenüber Grund- und dem Gleitbruch gemäß DIN 1054:2010-12 ist zu belegen, dass der Bemessungswert des Widerstandes R_d gegenüber dem Grund- und dem Gleitbruchmechanismen unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände entsprechend Tabelle A 2.3 der DIN 1054:2010-12 (GEO-2) größer oder höchstens gleich dem berechneten Bemessungswert der Einwirkungen E_d unter Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend Tabelle A 2.1 der DIN 1054:2010-12 ist:

$$R_d \geq E_d$$

Die anzuwendenden Teilsicherheitsbeiwerte sind dabei neben dem jeweiligen Widerstandstyp bzw. Einwirkungstyp abhängig von der für den Nachweis anzusetzenden Bemessungssituation, dabei sind vorliegend die Angaben in der DIN 18088 / DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen zu berücksichtigen.

Über den Nachweis der Standsicherheit hinaus wird der Ausnutzungsgrad μ des Bemessungswiderstandes ermittelt, dazu sind der Bemessungswert der Einwirkungen und der Bemessungswert der Widerstände ins Verhältnis zu setzen:

$$\mu = E_d / R_d \quad \text{zul } \mu < 1,0$$

Die Angaben zu den Fundamentabmessungen und die Gründungslasten wurden entsprechend den Angaben unter Ziffer 10.1 in die Berechnung eingeführt.

Aus den Bohr- und Drucksondierprofilen wurden für jeden Standort (WEA-1 bis WEA-4) jeweils ein standortspezifisches Baugrundprofil abgeleitet. Für die geotechnischen Kenngrößen und die Schichtenfolge wurden die Angaben in den Tabelle 6.1 bis 6.4 (Ziffer 6) mit teilweise ungünstiger Kombination (Schichtung und Kennwerte) verwendet.

Die Berechnungen erfolgen programmunterstützt mit der Software *GGU-Footing*. Die Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen sind in den nachfolgenden Ziffern zusammengestellt. Die Berechnungsergebnisse sind auf den Anlagen 4 (Anlage 4.1ff für WEA-1, Anlage 4.2ff für WEA-2...) für die Bemessungssituationen gemäß Tabelle 10.1 (BS-P, BS-A, SLS_{stat} und SLS_{dyn}) unter Berücksichtigung der minimalen und der maximalen Vertikallast (entsprechend Lastfall mit Auftrieb und Lastfall ohne Auftrieb) zusammen mit den abgeleiteten Baugrundprofilen dargestellt.

Durch die Baugrundverbesserung werden die Eigenschaften der erfassten Bodenschichten beeinflusst, der Einfluss kann vereinfacht nach analytischen Verfahren, z. B. *Priebe (1995)*, berücksichtigt werden. Für die verbesserte Zone des Baugrundes wird vereinfacht ein Verbesserungsfaktor bestimmt, mit dem die in diesem Bereich ursprünglich vorhandenen geotechnischen Kennwerte erhöht werden. Diese erhöhten Scherparameter bzw. Steifemoduln des Baugrundersatzsystems liegen dem Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit zugrunde.

Die Tragsäulen sollen vorliegend zur Reduktion der Setzungen eingesetzt werden. In Abhängigkeit von der Steifigkeit der Tragsäulen kann für die von der Baugrundverbesserung erfassten Bodenzonen eine Steifigkeitserhöhung über einen Setzungsverbesserungsfaktor berücksichtigt werden. Für Schottertragsäulen kann im Allgemeinen in Abhängigkeit vom Säulendurchmesser und den Achsabstand von einem Verbesserungsfaktor von 1,5 bis 2 ausgegangen werden, für unbewehrte Betonsäulen sind Faktoren von 2 bis 3 möglich.

Im Folgenden wird für die verbesserten Bodenzonen vereinfachend ein Verbesserungsfaktor von 1,5 für die Erhöhung der Steifemoduln herangezogen, im Allgemeinen ist in bindigen Böden mit kleineren Steifemoduln eine größerer Verbesserungsfaktor erzielbar als in nicht bindigen Böden mit größeren Steifemoduln. Nach überschlägigen Berechnungen nach dem Verfahren von *Priebe (1995)* ist hierfür (Verbesserungsfaktor von 1,5) vorliegend ein Säulendurchmesser von rd. 0,5 m und ein Achsabstand der Säulen von rd. 1,5 m erforderlich.

Der Einfluss auf die Scherfestigkeit (Erhöhung) wird bei den Standsicherheitsberechnungen vernachlässigt.

Bei einer Flachgründung der WEA neben Böschungen oder in Hanglage ist die Standsicherheit der Böschung durch Böschungsbruchberechnungen nach DIN 4084 / DIN EN 1997-1 nachzuweisen, Angaben über signifikant abfallendes Gelände an den Anlagenstandorten liegen uns nicht vor. Die Standsicherheit von Böschungen ist ggf. gesondert zu bewerten.

Für die einzubauende Schotterschicht und die Sauberkeitsschicht werden die folgenden charakteristischen Werte der Kenngrößen verwendet:

Wichte	γ/γ'	=	19/11 kN/m ³
Reibungswinkel	ϕ'_k	=	37,5°
Kohäsion	c'_k	=	0 kN/m ²
Steifemodul	E_s	=	60 MN/m ²
Querkontraktionszahl	ν	=	0,30
Schubmodul	G_{d0}	=	150 MN/m ² .

Die vorliegenden Standsicherheitsnachweise sind an die angegebenen Fundamentabmessungen und die jeweilige Lastkonfigurationen gebunden, andere Abmessungen bedürfen einer gesonderten Betrachtung.

12.2.2 Nachweis der Sicherheit gegen Kippen

Der Nachweis der Sicherheit gegen Kippen wird gemäß DIN 18088 / DIBt-Richtlinie mit dem Nachweis der Lagesicherheit (Grenzzustand EQU) geführt.

Als Nachweis einer ausreichenden Lagesicherheit ist zu belegen, dass der Bemessungswert der stabilisierende Einwirkungen $E_{dst,d}$ unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände entsprechend Tabelle A 2.1 der DIN 1054:2010-12 (EQU) größer oder höchstens gleich dem berechneten Bemessungswert der destabilisierende Einwirkungen $E_{dst,d}$ unter Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend Tabelle A 2.1 der DIN 1054:2010-12 ist:

$$E_{stb,d} \geq E_{dst,d}$$

Der Nachweis wird näherungsweise durch Vergleich der destabilisierenden und der stabilisierenden Bemessungsgrößen der Einwirkungen bezogen auf eine fiktive Kippkante am Fundamentrand geführt.

Der Nachweis wird näherungsweise durch Vergleich der destabilisierenden und der stabilisierenden Bemessungsgrößen der Einwirkungen bezogen auf eine fiktive Kippkante am Fundamentrand geführt.

Für die Fundamente mit den Durchmessern von 24 m bzw. 22,65m ergeben sich die folgenden maximalen Ausnutzungsgrade für die Bemessungssituationen BS-P, BS-A und SLS gemäß Ziffer 10.1 jeweils unter Berücksichtigung der minimalen Vertikallast.

	WEA-1 WEA-2 WEA 4	WEA-3
BS-P	$\mu = 0,414$	$\mu = 0,477$
BS-A	$\mu = 0,469$	$\mu = 0,485$
SLS _{stat} /SLS _{dyn}	$\mu = 0,323$	$\mu = 0,341$

Unter Berücksichtigung der Anforderungen gemäß DIN 18088 / DIBt-Richtlinie ist demnach die ausreichende Kippsicherheit für die WEA-Fundament gegeben (vgl. Anlagen 4). Zusätzlich müssen die Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit hinsichtlich der Fundamentverdrehung und der Begrenzung einer klaffenden Fuge erbracht werden (vgl. Ziffer 12.3.1).

Die geotechnischen Nachweise für Kippen und die klaffende Fuge sind gemäß Herstellerspezifikation (Unterlage U 2.1) prinzipiell durch die Fundamentstatik abgedeckt. Der Nachweis ist ggf. im Zuge der Fundamentbemessung durch den Tragwerksplaner zu überprüfen, sofern dieser nicht bereits in der Typenprüfung erbracht wurde.

12.2.3 Gleitbruchsicherheit

Als Nachweis einer ausreichenden Gleitsicherheit in der Kontaktfläche zwischen der Fundamentunterkante und dem Schotterpolster aus dem Bodenaustausch ist gemäß DIN 1054 zu belegen, dass der mit dem Teilsicherheitsbeiwert für den Gleitwiderstand γ_{Gl} abgeminderte Bemessungswert des Gleitwiderstandes

$$R_{t,d} = R_{t,k} / \gamma_{R,h}$$

kleiner als der oder gleich dem unter Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen berechneten Designwert der parallel zur Sohlfläche T_d wirkenden Komponente der Sohlresultierenden ist:

$$T_d \leq R_{t,d}$$

Der charakteristische Wert $R_{t,k}$ des Gleitwiderstandes wird ermittelt aus:

$$R_{t,k} = N_k \cdot \tan \delta_s$$

mit $\tan \delta_s = \tan \varphi'$

Darin bedeuten:

- N_k rechtwinklig zur Sohlfläche gerichtete Komponente der charakteristischen Beanspruchung der Sohlfläche
- δ_s Sohlreibungswinkel
- φ' effektiver Reibungswinkel in der Sohlfuge

Für den Nachweis einer ausreichenden Gleitsicherheit in der Kontaktfläche zwischen der Fundamentunterkante und dem unterlagernden Baugrund wurde unter Berücksichtigung der tieferen Baugrundsichtung eine abgeminderter Reibungswinkel des Materials von $\varphi = 32,5^\circ$ berücksichtigt.

Für die Fundamentdurchmesser von 24 m und 22,65 m ergeben sich gemäß statischer Berechnung ohne Ansatz eines Erdwiderstandes folgende maximalen Ausnutzungsgrade unter Berücksichtigung der minimalen Vertikallast in der jeweiligen Bemessungssituation.

	WEA-1 WEA-2 WEA 4	WEA-3
BS-P	$\mu = 0,085$	$\mu = 0,087$
BS-A	$\mu = 0,101$	$\mu = 0,088$
SLS _{stat} /SLS _{dyn}	$\mu = 0,052$	$\mu = 0,066$

Die geotechnischen Nachweise für Gleiten sind prinzipiell gemäß Herstellerspezifikation (Unterlage U 2.1) durch die Fundamentstatik abgedeckt, gemäß den Anforderungen der Unterlagen U 2.1 bis U 2.4 ist ein Mindestreibungswinkel von $\varphi \geq 20^\circ$ einzuhalten. Dieser Mindestreibungswinkel wird unter Berücksichtigung des Gründungsvorschlages (Flachgründung auf einem Schotterpolster) zwischen dem Fundament bzw. der Sauberkeitsschicht und dem Schotter als auch vom Schotterpolster selbst und auch zwischen dem Schotterpolster und den unterlagernden Sanden deutlich überschritten.

Demnach besteht für die vorgesehenen WEA-Fundamente eine ausreichende Sicherheit gegenüber Gleiten unter Ansatz der unter Ziffer 10.1 angegebenen Belastungen. Die oben angegebenen Ausnutzungsgrade berücksichtigen die Horizontalbelastungen gemäß Tabelle 10.1, nicht aber den Horizontallastanteil aus dem Torsionsmoment. Unter Berücksichtigung der oben angegebenen geringen Ausnutzungsgrade ergeben sich auch bei Ansatz einer fiktiven Horizontalersatzlast zur Berücksichtigung des Torsionsmomentes im Gleitnachweis ausreichende Ausnutzungsgrade (ohne Nachweis).

12.2.4 Grundbruchsicherheit

Als Nachweis einer ausreichenden Grundbruchsicherheit gemäß DIN 1054:2010-12 ist zu belegen, dass der mit dem Teilsicherheitsbeiwert für den Grundbruchwiderstand $\gamma_{R,v}$ abgeminderte Bemessungswert des Grundbruchwiderstandes

$$R_{n,d} = R_{n,k} / \gamma_{R,v}$$

kleiner oder gleich dem unter Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_Q für die Einwirkungen berechneten Designwert der normal zur Sohlfläche (Index n) wirkenden Komponente der Sohlkraftresultierenden $N_{n,d}$ ist:

$$N_{n,d} \leq R_{n,d}$$

Für den Ausnutzungsgrad μ als Verhältniswert aus $N_{n,d}$ und $R_{n,d}$ ergibt sich hieraus die Bemessungsungleichung

$$\mu \leq 1 \quad \text{mit} \quad \mu = N_{n,d} / R_{n,d}$$

Grundbruchberechnungen können mit dem vereinfachten Modell der DIN 4017 durchgeführt werden. Der charakteristische Wert $R_{n,k}$ des Grundbruchwiderstands wird dabei ermittelt aus:

$$R_{n,k} = (a' \cdot b') \cdot (b' \cdot \gamma_2 \cdot N_{b0} \cdot v_b \cdot i_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b + d \cdot \gamma_1 \cdot N_{d0} \cdot v_d \cdot i_d \cdot \lambda_d \cdot \xi_d + c' \cdot N_{c0} \cdot v_c \cdot i_c \cdot \lambda_c \cdot \xi_c)$$

Darin bedeuten:

a', b'	wirksame Sohlbreite,
d	Einbindetiefe
N_{b0}, N_{d0}, N_{c0}	Tragfähigkeitsbeiwerte gemäß DIN 4017
v_b, v_d, v_c	Formbeiwert gemäß DIN 4017
i_b, i_d, i_c	Lastneigungsbeiwerte gemäß DIN 4017
$\lambda_b, \lambda_d, \lambda_c$	Geländeneigungsbeiwerte gemäß DIN 4017
ξ_b, ξ_d, ξ_c	Sohlneigungsbeiwerte gemäß DIN 4017
γ_1, γ_2	Wichte des Bodens über bzw. unter der Gründungssohle [kN/m ³]
c'	Kohäsion

Bei Einbindetiefen von 0,5 m (HT-166) bzw. ohne Einbindung (HST-120) und den geplanten Fundamentabmessungen ergeben sich folgende maximalen Ausnutzungsgrade für die Lastkonfigurationen gemäß Ziffer 10.1 unter Berücksichtigung der minimalen und der maximalen Vertikallast für die jeweilige Bemessungssituation:

	WEA-1	WEA-2	WEA-3	WEA-4
BS-P	$\mu = 0,178$	$\mu = 0,263$	$\mu = 0,272$	$\mu = 0,271$
BS-A	$\mu = 0,191$	$\mu = 0,281$	$\mu = 0,257$	$\mu = 0,300$
SLS _{stat} /SLS _{dyn}	$\mu = 0,135$	$\mu = 0,201$	$\mu = 0,182$	$\mu = 0,209$

Demnach besteht für die WEA-Fundamente unter Berücksichtigung der unter Ziffer 10.1 angegebenen Lasten eine ausreichende Grundbruchsicherheit.

Unter Berücksichtigung der Ausnutzungsgrade liegen die zulässigen Bemessungswerte des Sohlwiderstands $\sigma_{R,d}$ deutlich oberhalb der sich für die Lastkonfigurationen ergebenden Sohldrücke/Bodenpressungen gemäß Herstellerangaben. Die Bodenpressungen gemäß Herstellerangaben geforderten Mindestwerte der Bodenpressungen (Kantenpressungen von $\sigma_{R,k} \geq 290 \text{ kN/m}^2$ bzw. $\sigma_{R,k} \geq 230 \text{ kN/m}^2$) werden demnach eingehalten.

Voraussetzung für die oben angegebenen Ausnutzungsgrade ist, dass die Einbindetiefe der Fundamente allseitig den Herstellerangaben entspricht (inkl. Sauberkeitsschicht) und dass das Gelände allseitig nicht signifikant abfällt.

Überschlägige Berechnungen mit einer fiktiven Böschung neben dem Fundament mit Böschungsneigungen bis 1 : 10 zeigen ausreichende Ausnutzungsgrade gegenüber dem Versagen durch Grundbruch, steilere Böschungen sind prinzipiell möglich, hierfür wären gesonderte Betrachtungen (Böschungsbruchsicherheit) erforderlich.

12.3 Untersuchungen zur Gebrauchstauglichkeit

12.3.1 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Der Nachweis der Sicherheit gegen Kippen wird mit dem Nachweis der Einhaltung der zulässigen Ausmitte der Sohldruckresultierenden geführt.

Infolge der aus den seltenen Einwirkungen (Lastniveau D.1) resultierenden charakteristischen Beanspruchung in der Sohlfläche darf ein Klaffen der Sohlfuge höchstens bis zum Schwerpunkt der Sohlfläche auftreten (Lage der resultierenden innerhalb der 2. Kernweite). Infolge der aus ständigen und quasi-ständigen Einwirkungen (Lastniveau D.3) resultierenden charakteristischen Beanspruchung, darf in der Gründungssohle hingegen keine klaffende Fuge auftreten (Lage der resultierenden innerhalb der 1. Kernweite).

Mangels Angaben zu den Lastniveaus D.1 wird der Nachweis für die Fundamente mit $d = 24 \text{ m}$ und mit $22,65 \text{ m}$ ersatzweise mit den Bemessungssituation BS-P (D.1) bzw. mit der Bemessungssituation SLS (D.3) gemäß Tabelle 10.1 geführt.

Für die unter Ziffer 10.1 angegebenen Belastungen tritt bei den vorgesehenen Fundamenten infolge der charakteristischen (seltene)n Beanspruchungen der Bemessungssituation BS-P (ersatzweise für Einwirkungskombination D.1) unter Berücksichtigung der maximalen Vertikallast (ohne Auftrieb) und der minimalen Vertikallast (mit Auftrieb) jeweils eine klaffende Fuge auf (vgl. Anlagen 4.1ff).

Unter Berücksichtigung der charakteristischen Beanspruchung der Bemessungssituationen SLS (für die Einwirkungskombination D.3) gemäß Ziffer 10.1 tritt für die Fundamente mit $d = 24 \text{ m}$ (WEA-1, WEA-2 und WEA-4) eine klaffende Fuge unter Berücksichtigung der maximalen Vertikallast (ohne Auftrieb) nicht auf, die Sohlresultierende liegt innerhalb der 1. Kernweite des Fundaments, unter Berücksichtigung der minimalen Vertikallast (mit Auftrieb) tritt dagegen eine klaffende Fuge auf (vgl. Anlagen 4.1ff), die Sohlresultierende liegt dann innerhalb der 2. Kernweite des Fundaments (wenngleich knapp $3,10 \text{ m}$ zu $3,17 \text{ m}$).

Unter Berücksichtigung der charakteristischen Beanspruchung der Bemessungssituationen SLS (für die Einwirkungskombination D.3) gemäß Ziffer 10.1 tritt für das Fundamente mit $d = 22,65$ m (WEA-3) eine klaffende Fuge sowohl unter Berücksichtigung der maximalen Vertikallast (ohne Auftrieb) als auch unter Berücksichtigung der minimalen Vertikalast (mit Auftrieb) auf (vgl. Anlagen 4.3ff), die Sohlresultierende liegt dann innerhalb der 2. Kernweite des Fundaments (wenngleich knapp $3,04$ m bzw. $3,16$ m zu $2,83$ m).

Unter Berücksichtigung der Anforderungen gemäß DIN 18088 / DIBt-Richtlinie und der geringen Überschreitung ist u. E. eine ausreichende Kippsicherheit für die WEA-Fundamente für die maßgebenden Lastkombinationen zu erwarten. Der Nachweis ist im Zuge der Fundamentbemessung durch den Tragwerksplaner zu überprüfen, sofern dieser bereits in der Typenprüfung erbracht wurde.

12.3.2 Schiefstellung der Turmachse

Maßgebendes Kriterium für die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit der WEA-Gründung ist die Schiefstellung der Anlage. In der DIN 18088 / DIBt-Richtlinie wird hierfür eine Schiefstellung des Turmes von 3 mm/m (entspricht einer Schiefstellung von $1 : 333$) angegeben. In den Planunterlagen wird dieses Kriterium der Turmschiefstellung verwendet (Unterlage U 2.3 und Unterlage U 2.4), welches innerhalb des Nutzungszeitraum von 20 bzw. 25 Jahren nicht überschritten werden darf

Die Setzung der geplanten WEA ergibt sich aus der Kumulation

- der Setzungen infolge der näherungsweise als statisch zu betrachtenden setzungswirksamen Zusatzbelastung des Baugrundes durch die WEA und
- der Akkumulation von Setzungen infolge der mit hohen Lastspielzahlen wechselnden Bodenpressungen.

Die Setzungen infolge der zusätzlichen Baugrundbelastung durch die WEA lassen sich mit den Näherungsverfahren der DIN 4019 abschätzen. Die Setzungsakkumulation infolge der häufig wechselnden Baugrundbelastungen kann bei den hier vorliegenden Baugrundverhältnissen auf der Grundlage allgemeiner Erfahrungswerte beurteilt werden.

Zur Bewertung der Flachgründung wurde eine rechnerische Setzungsabschätzung mit abgeschätzten extremen Annahmen durchgeführt werden. Die rechnerische Setzungsgröße $cal s$ kann nach der DIN 4019 aus der folgenden Beziehung ermittelt werden:

$$cal s = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{m,i}}{E_{s,i}} \cdot h_i$$

Hierin bedeuten:

$\Delta\sigma_{m,i}$	mittlere setzungswirksame Bodenspannung in der Schicht i
h_i	Dicke der Schicht i
$E_{s,i}$	(spannungsabhängigen) Steifemodul der Schicht i
n	Anzahl der kompressiblen Schichten

Die Setzung bzw. die statische Fundamentverdrehung von Windenergieanlagen ist im Regelfall mit den ungünstigsten aller möglichen Einwirkungskombinationen unter ständigen und quasi-ständigen Einwirkungen (Lastniveau D.3) und unter Berücksichtigung der statischen Baugrundsteifigkeiten zu bestimmen.

Dabei sind Zusatzsetzungen infolge zyklischer Einwirkung zu berücksichtigen. Auf den Nachweis der Langzeitverformung aus zyklischer Belastung kann prinzipiell verzichtet werden, wenn infolge ständiger und quasi-ständiger Einwirkungen (Einwirkungskombination D.3) in der Gründungssohle keine klaffende Fuge auftritt (vgl. Ziffer 12.3.1).

Als Einwirkungskombination (Lastfall) wird für die Setzungsberechnungen zunächst das Lastniveau D.3 bzw. der Lastfall SLS gemäß Tabelle 10.1 verwendet. Unter Berücksichtigung der Anforderungen hinsichtlich der klaffenden Fuge (mit geringer Überschreitung vgl. Ziffer 12.3.1) wird als Nachweis der Langzeitverformung aus zyklischer Belastung ersatzweise die Setzungsberechnungen auch für den Lastfall BS-P (Ersatz für Einwirkungskombination D.1) durchgeführt.

Die Lastkombination BS-A wird wegen des per se außergewöhnlichen Auftretens als nicht setzungsrelevant eingestuft (vgl. Ziffer 10).

Die Steifemoduln der Bodenschichten ab Fundamentunterkante werden entsprechend den Angaben unter Ziffer 6, Tabelle 6.1 bis 6.4 in die Setzungsberechnung eingeführt, die Kennwerte für die einzubauende Schotterschicht entsprechend den Angaben in Ziffer 12.2.1. Für die verbesserten Bodenzonen durch die Tragsäulen wird ein Verbesserungsfaktor von 1,5 für die Erhöhung der Steifemoduln verwendet (vgl. Ziffer 12.2.1).

Mit diesen Werten, unter Berücksichtigung der Baugrundverbesserung (Tragsäulen, Schotterpolster) und den angegebenen Lastgrößen (Ziffer 10.1) unter Berücksichtigung der maximalen Vertikallast (ohne Auftrieb) und der minimalen Vertikallast sind für die Setzungen infolge der Bauwerklasten Baugrundsetzungen der folgenden Größenordnungen zu erwarten:

Lastsituation	Setzungen	WEA-1 in [cm]	WEA-2 in [cm]	WEA-3 in [cm]	WEA-4 in [cm]
SLS / (BS-P)	max s =	6,87 / (7,62)	5,22 / (5,81)	3,61 / (4,33)	4,53 / (5,05)
	min s =	1,71 / (1,08)	1,23 / (0,74)	0,61 / (0,28)	1,01 / (0,58)
	max Δs =	5,16 / (6,54)	3,98 / (5,07)	3,0 / (4,05)	3,52 / (4,47)

Die angegebenen Setzungen und Setzungsdifferenzen berücksichtigen ein auf der sicheren Seite liegendes Baugrundprofil mit einer ungünstigen Kombination der setzungsrelevanten Baugrundschichten. Weiterhin ungünstige Annahme zur Belastungssituation mit einer dauerhaft in dieselbe Richtung wirkenden Lastkombination aus quasi-ständigen bzw. seltenen (in Klammern) Einwirkungen. Deshalb und wegen der über die Baufläche unsystematisch wechselnden Baugrundschichtung mit Schichten höherer Steifigkeit und

unter Berücksichtigung der wechselnden Windrichtungen (Rückstellungen) werden die tatsächlichen Setzungsdifferenzen kleiner ausfallen.

Bei Zugrundelegung der oben beschriebenen maximal anzunehmenden Setzungsdifferenzen und des Fundamentdurchmessers von rd. 24 m bzw. 22,65 m ergibt sich die maximale Verdrehung und damit potentielle Schiefstellung der Turmachse von

WEA-1	$\tan \alpha = \max \Delta s / l$	$= 5,16 (6,54) / 2.400$	$= 1 / 465 (367)$	$\ll 1 / 333$
WEA-2	$\tan \alpha = \max \Delta s / l$	$= 3,98 (5,07) / 2.400$	$= 1 / 603 (473)$	$\ll 1 / 333$
WEA-3	$\tan \alpha = \max \Delta s / l$	$= 3,0 (4,05) / 2.265$	$= 1 / 755 (559)$	$\ll 1 / 333$
WEA-4	$\tan \alpha = \max \Delta s / l$	$= 3,52 (4,47) / 2.400$	$= 1 / 682 (537)$	$\ll 1 / 333$

Die zulässige Schiefstellung und die Setzungsdifferenzen gemäß Herstellerangaben werden demnach an allen Standorten eingehalten.

12.4 Drehfedersteifigkeit

12.4.1 Vorbemerkungen

Die Interaktion zwischen Fundament und Baugrund wird in statischen Berechnungen für den WEA-Turm durch den Ansatz einer Drehfedersteifigkeit $k\varphi$ berücksichtigt, in denen die nachgiebige Schnittstelle zwischen dem Turmfundament und dem Baugrund vereinfacht als elastische Drehfeder („Ersatzdrehfeder“) modelliert wird. Dabei wird je nach Art der Belastung zwischen der dynamischen Drehfedersteifigkeit $k\varphi_{\text{dyn}}$ und der statischen Drehfedersteifigkeit $k\varphi_{\text{stat}}$ unterschieden.

In dem Fundamentdatenblatt (Unterlage U 2.3 und U 2.4) und der Ausführungsunterlage (U 2.6) sind die folgenden Mindestwerte der Drehfedersteifigkeit $k\varphi$ angegeben, die zur Vermeidung von Schwingungsresonanzen des Turmes nicht unterschritten werden dürfen:

Drehfedersteifigkeit		Turm HT-166	Turm HST-120
statisch	$k\varphi_{\text{stat}} =$	20.000 MNm/rad	12.500 MNm/rad
dynamisch	$k\varphi_{\text{dyn}} =$	200.000 MNm/rad	100.000 MNm/rad

12.4.2 Berechnungsansätze

Die Einschätzung von Zahlenwerten für die Steifigkeit einer Drehfeder beruht methodisch auf der stark vereinfachten Modellierung des Baugrundes als elastischer Halbraum mit homogenen, isotropen Eigenschaften.

Die Drehfedersteifigkeit des auf dem Baugrund gelagerten Fundament wird hierfür hilfswiese mit den folgenden Beziehungen für die Interaktion zwischen einem starren Kreisquerschnitt und einem unendlich tiefen, elastischen, homogenen, isotropen Untergrund (eine einzige Bodenart unbegrenzter Tiefe mit über die Tiefe konstantem, von der Belastungsgeschichte unabhängigen und konstanten Zahlenwert des Steifemodul E_s) ermittelt:

$$k_{\varphi} = G_d \cdot \frac{8}{3} \cdot r_i^3 \frac{1}{1 - \nu}$$

Darin bedeuten:

r	Radius des Kreisfundamentes,
ν	Querkontraktionszahl
G_d	maßgebender Schubmodul

Der *Schubmodul* G ist in der allgemeinen Elastizitätstheorie homogener isotroper Kontinua mit dem *Elastizitätsmodul* E verknüpft, der wiederum mit dem ödometrischen Steifemodul E_s verknüpft wird. Über diese Beziehungen kann die Drehfedersteifigkeit näherungsweise mit dem statischen und dynamischen Steifemodul berechnet werden.

$$k_{\varphi} = E_s \cdot \frac{4}{3} \cdot r_i^3 \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{(1 + \nu)(1 - \nu)^2}$$

Darin bedeutet:

E_s	Steifemodul
-------	-------------

Wobei je nach Berechnung die statischen oder die dynamischen Baugrundkennwerte einzusetzen sind. Die Gleichungen berücksichtigen zunächst lediglich einen homogenen Baugrund, unbegrenzter Tiefe und ohne Steifigkeitswechsel.

Die Modellformulierung kann nur bei sehr einfachen Verhältnissen geschlossen mit obiger Formel vorgenommen werden, bei komplexeren Verhältnissen ist eine diskrete Modellformulierung (s. u.) zweckmäßiger. Der geschichtete Baugrund kann mit den obigen Gleichungen vereinfacht grundsätzlich auf der Grundlage einer ingenieurmäßigen Einschätzung des Verhaltens als Gesamtsystems mit festgelegten Werten für den Steifemodul und die Querdehnungszahl berücksichtigt werden. Die Brauchbarkeit der Ergebnisse, hängt dabei davon ab, dass die Randbedingungen des jeweils betrachteten Falls durch geeignete Auswahl der eingesetzten Werte Berücksichtigung finden. Dieser Ansatz liegt insbesondere bei geschichteten Böden deren Steifigkeit mit der Tiefe zunimmt deutlich auf der sicheren Seite, bei weichen Schichten ist dieser Ansatz jedoch ungeeignet.

Für eine (stark) vereinfachte schichtenbezogene Ermittlung der Drehfedersteifigkeit wird in der Praxis häufig ein mit der Tiefe vergrößerter Ersatzradius r_i der Lasteinwirkfläche (vergrößerte Grundfläche) verwendet. Die Vergrößerung des Ersatzradius wird dabei aus dem Reibungswinkel über die Höhe der betrachteten Bodenschicht abgeleitet, die Auswertung erfolgt tabellarisch schichtbezogen an der Oberkante der jeweiligen Schicht (vgl. Anlage 5.1). Dieser Ansatz ist physikalisch nicht begründet, dennoch in der Praxis verbreitet und bewährt, da es dabei lediglich um den Nachweis von Schrankenwerten geht.

Wegen der vorliegend komplexen Baugrundsichtung wurde vorliegend ergänzend ein diskretes Modell mit einer spannungs- und tiefenabhängigen Steifigkeit und unter Berücksichtigung einer Grenztiefenbetrachtung abgebildet und daraus die Drehfedersteifigkeit als Systemparameter für das Fundament ausgewertet.

Dabei wurde zunächst auf ein vereinfachtes Berechnungsverfahren gemäß der DIN 4019 zurückgegriffen, mit dem die Drehfedersteifigkeit mit Hilfe von tiefenabhängigen Verdrehungsbeiwerten (Verdrehung nach *Kany*) ermittelt werden (Anlage 5.2), welches jedoch die Lastkonfiguration vernachlässigt.

Vergleichend hierzu wurden an einem diskreten Modell die Drehfedersteifigkeiten anhand der spannungsabhängigen und tiefenabhängigen Setzungsberechnungen gemäß Ziffer 12.3 unter Berücksichtigung der in der Sohlfläche wirkenden Vertikallast und dem wirkenden Moment wie folgt ausgewertet (Anlage 5.3):

$$k_{\varphi} = \frac{M}{\alpha(M, V)} \cdot \text{mit } \alpha = \frac{\Delta s}{2r}$$

Darin bedeuten:

M	maßgebende Momenteneinwirkung
α	Schiefstellung in Abhängigkeit von der maßgebenden Vertikallast und der Momenteneinwirkung
$\max \Delta s$	Setzungsdifferenz unter der Lastwirkung der maßgebenden Vertikallast und der Momenteneinwirkung
r	Fundamentradius

Hierbei sind alle setzungsempfindlichen Bodenschichten zu berücksichtigen.

12.4.3 Berechnungen

Die Fundamentabmessungen und die Bauwerkslasten wurden entsprechend den Angaben unter Ziffer 10.1 in die Berechnung eingeführt. Aus den Bohr- und Drucksondierprofilen wurde für jeder WEA jeweils ein standortspezifisches Baugrundprofil mit ungünstiger Kombination der maßgebenden Schichten abgeleitet. Für die geotechnischen Kenngrößen der Böden wurden die Angaben in Tabelle 6.1 bis 6.4 (Ziffer 6) verwendet. Sofern die Tabellen 6.1ff Bandbreiten der geotechnischen Kennwerte enthalten, wurden auf der sicheren Seite liegend jeweils die ungünstigeren Kennwerte verwendet. Der Einfluss der Baugrundverbesserung mit Tragsäulen wird mit einer Erhöhung der Steifigkeiten der verbesserten Schichten berücksichtigt (vgl. Ziffer 12.2.1).

Die Berechnungen erfolgen tabellarisch programmunterstützt. Die Ergebnisse der Berechnungen zur Drehfedersteifigkeit sind nachfolgend unter Ziffer 12.4.4 zusammengefasst dargestellt und in den Anlagen 5.1 ff (WEA-1) bis Anlage 5.4ff (WEA-4) zusammen mit den abgeleiteten Baugrundprofilen aufgeführt.

Dabei sind auf der Anlage 5.1 die Ergebnisse der Drehfedersteifigkeit mit der vereinfachten, schichtenbezogenen Auswertung mit dem vergrößerten Ersatzradius, auf der Anlage 5.2 die Ergebnisse der Auswertung nach Verfahren gemäß DIN 4019 (nach Kany) und auf der Anlage 5.3 die Ergebnisse der Auswertungen anhand der Setzungsdifferenzen gemäß Ziffer 12.3 dargestellt.

Für die Ermittlung der statischen Drehfedersteifigkeit wurden die statischen Baugrundkennwerte und Baugrundeigenschaften für drainierte Bedingungen ($E_{s,stat}$, ν_{stat}) verwendet.

Die Formänderungen des Baugrundes unter transienter Einwirkung (Schwingungen, Extremwindlasten) auf mächtigen Schichtenwasser(teil-)gesättigten bindigen Böden finden je nach Belastung und Konsolidierungszustand u. U. auch unter undrainierten Verhältnissen statt. Es wurden deshalb die Parameter der

Baugrundeigenschaften fallweise sowohl für die drainierte als auch für undrainierte Verhältnisse angesetzt (Anlage 5.1).

Bei der Berechnung der Drehfedersteifigkeit mit dem vereinfachten Ansatz gemäß Ziffer 12.4.2 ist zu beachten, dass die Kenngrößen G bzw. E ohne weiteres nur für Querkontraktionszahlen $\nu \leq 0,4$ aus dem Steifemodul E_s nach der Elastizitätstheorie abgeleitet werden sollen. Insbesondere bei wassergesättigten bindigen Böden unter undrainierten Verhältnissen also mit Querkontraktionszahlen $\nu \rightarrow 0,5$ (Volumenkonstanz) liefert die Ableitung des Schubmoduls aus dem Steifemodul E_s zur Ermittlung der Drehfedersteifigkeit $k\varphi(E_s)$ unrealistische Ergebnisse.

Für den Nachweis der Drehfedersteifigkeit wird deshalb, bei Querkontraktionszahlen $\nu \leq 0,4$ für die Ermittlung der Drehfedersteifigkeiten die Gleichung $k\varphi(E_s)$ auf Grundlage der Steifemoduln E_s gemäß Tabelle 6 und bei $\nu > 0,4$ die Gleichung $k\varphi(G_d)$ unter Verwendung der abgeminderten Schubmodule G_d angewendet.

Der maßgebende Schubmodul G_d ist abhängig von der Frequenz der dynamischen Einwirkung. Bei einer Berechnung der dynamischen Drehfedersteifigkeit auf Grundlage der Schubmoduln ist gemäß *EA Baugruddynamik* (Unterlage U 4.4.2) der maximal mögliche Schubmodul G_{d0} in Abhängigkeit von der dynamische Schubverzerrungsamplitude γ abzumindern. Gemäß *Quast (2010)* ist für WEA-Gründung eine Schubverzerrungsamplitude $\gamma = 10^{-3}$ anzunehmen, woraus sich gemäß *EA Baugruddynamik* eine Abminderung des Schubmoduls für nichtbindige Böden auf 30 % und für hoch plastische bindige Böden auf 70 % ergibt, die in den Berechnungen mit $G_d = G_{d0} \cdot 0,3$ bzw. $G_d = G_{d0} \cdot 0,7$ berücksichtigt wird.

Für die Ermittlung der statischen Drehfedersteifigkeit in Abhängigkeit der Setzungsdifferenz (lastabhängiger Ansatz; Anlage 5.3) der Lastfall *ULS Selten* (Bemessungssituation BS-P) verwendet, für die Ermittlung der dynamischen Drehfedersteifigkeiten der Lastfall *SLS* (Bemessungssituation SLS).

12.4.4 Berechnungsergebnisse

Mit dem stark vereinfachten Ansatz und einer schichtenbezogenen Auswertung der Drehfedersteifigkeit mit einem mit der Tiefe vergrößertem Ersatzradius r_i und mit den spannungsabhängigen Ansätzen nach *Kany* und den Auswertungen anhand der Setzungsdifferenzen werden die folgenden (Mindest-)Drehfedersteifigkeiten ermittelt (Anlage 5.1.1, Anlage 5.1.2 etc.).

Berechnungsverfahren	Drehfedersteifigkeit	WEA-1 in [MN/rad]	WEA-2 in [MN/rad]	WEA-3 in [MN/rad]	WEA-4 in [MN/rad]
Ersatzradius		30.784 / 206.782	27.462 / 200.442	27.592 / 185.801	37.182 / 256.516
DIN 4019 (Kany)	$k\varphi_{\text{stat,vorh}} / k\varphi_{\text{dyn,vorh}}$	41.093 / 256.746	48.769 / 284.656	45.085 / 261.055	61.280 / 320.517
Setzungsdifferenz		64.035 / 389.394	82.602 / 448.070	97.589 / 523.207	93.689 / 481.016
Mindestwerte	$k\varphi_{\text{stat,erf}} / k\varphi_{\text{dyn,erf}}$	22.500 / 200.000	22.500 / 200.000	12.500 / 100.000	22.500 / 200.000

Die geforderten Mindestdrehfedersteifigkeiten werden demnach durchgängig eingehalten. Mit den aus geotechnischer Sicht relevanten spannungsabhängigen Ansätzen (Setzungsdifferenz) ergeben sich größere Reserven.

13 Empfehlungen zur Bauausführung

13.1 Erdarbeiten

Zur Herrichtung der Bauflächen ist zunächst die organische Deckschicht sowie örtlich (WEA-4) die organischen Schluffe (angetroffen bis rd. 1,2 m unter GOK) vollständig abzutragen.

Die unbewehrten Tragsäulen werden mit Blick auf die Grundwasserverhältnisse zweckmäßig von einer Arbeitsebene auf Höhe der derzeitigen GOK oder von einem Voraushubniveau geringfügig darunter hergestellt. Die Anforderungen an die Arbeitsebene sind mit dem jeweiligen Hersteller abzustimmen.

Nach der Herstellung der Tragsäulen, wird ausgehend von der Arbeitsebene ein Schotterpolster im Bodenaustausch eingebaut und anschließend auf diesem Planum das Fundament gegründet.

Die Fundamentunterkante des Fundaments mit einem Durchmesser von rd. 24 m wird vorliegend in rd. 0,5 m Tiefe unter GOK (zzgl. 10 cm Sauberkeitsschicht) erwartet, die Fundamentunterkante des Fundaments mit einem Durchmesser von rd. 22,65 m teils auf Höhe der GOK (außen), im Bereich der Sohlverstärkung in rd. 0,5 m Tiefe unter GOK (zzgl. 10 cm Sauberkeitsschicht).

Unter Berücksichtigung einer rd. 0,1 m dicken Sauberkeitsschicht, liegt die Unterkante der rd. 0,6 m dicken Polsterschicht demnach überwiegend in rd. 1,2 m Tiefe unter GOK.

Die Festlegung des erforderlichen Säulenrasters (Achsabstand) und Durchmessers erfolgt unter Berücksichtigung der Erfordernisse durch die ausführende Unternehmung (vgl. Ziffer 12.1).

Der Bodenaustausch für das Schotterpolster muss seitlich so weit über die jeweiligen tatsächlichen Fundamentabmessungen hinausreichen, dass der Druckausstrahlungsbereich unter einem Winkel von 45° innerhalb der Polsterschicht liegt (Überstandsbreite entspricht mindestens der Schichtdicke) bzw. bei Anordnung einer äußeren Säulenreihe bis zu dieser reicht.

Zur Reduktion des baubetrieblichen Aufwands hat es sich bewährt, die Säulen von einem Planum aus zunächst bis zur planmäßigen Unterkante der Polsterschicht mit Materialzugabe und darüber bis zur Arbeitsebene ohne Materialzugabe herzustellen, anschließend wird die Baugrube für den Einbau des Schotterpolsters ausgehoben und auf den Säulenköpfen das wenigstens 0,5 m dicke lastverteilende Polster aus einem Schottermaterial durch Bodenaustausch aufgebaut (siehe auch Ziffer 12.1). An der Baugrubensohle für das Schotterpolster ggf. noch anstehende organische Restschichten (Deckschicht oder organische Schluffe) sind gegen Füllsand zu ersetzen.

Auf dem Aushubplanum wird das Schotterpolster lagenweise verdichtet aufgebaut (Einzellagendicke von rd. 0,3 m). Das Schotterpolster aus geeignetem Material (z. B. Mineralgemisch aus Natur- oder Recyclingmaterial o. v.; Baustoffgemisch 0/45 oder 0/56 für Schottertragschichten in Anlehnung die *TL SoB-StB*) ist unter jedem Gründungselement (Fundament einschließlich Sockelvertiefung) sicher zu stellen.

Die Unterkante der Sohle liegt unterhalb der erkundungszeitlich gemessenen Grundwasserstände zwischen rd. 0,3 m und rd. 0,5 m Tiefe unter GOK, jahreszeitlich bedingt sind höhere Wasserstände möglich. Demnach

werden für die Durchführung der Erdbaumaßnahmen Maßnahmen zur Grundwasserhaltung erforderlich (vgl. Ziffer 13.3).

Der an der Aushubsohle anstehende Boden darf nicht befahren werden, der Boden würde aufweichen und seine Tragfähigkeit dadurch erheblich vermindert werden. Der Bodenaushub wird zweckmäßig von der Geländeoberkante oder von einem Voraushubniveau aus mit einem Hydraulikbagger mit zahnloser Schaufel durchgeführt.

Auf eine Nachverdichtung des Aushubplanums für den Bodenaustausch ist mit Rücksicht auf Grundwasserstände und die schwach schluffigen Sande zu verzichten, die anstehenden Böden können aufweichen und ihre Tragfähigkeit dadurch erheblich gemindert werden. Verdichtungsarbeiten sind erst nach Einbau der ersten Schotterlage durchzuführen. Mit Rücksicht auf die Grundwasserstände ist zur Verdichtung der ersten Schotterlage zunächst ein Oberflächenrüttler von mittlerer Wuchtkraft (z. B. AT 5.000 oder vergleichbar), schweres Verdichtungsgerät (z. B. AT 10.000 oder vergleichbar) erst in den Lagen darüber.

Eine Verdichtung der aufgefüllten Böden ist nur dann möglich, wenn der Grundwasserspiegel mindestens rd. 0,5 m unterhalb der Verdichtungsebene liegt, bei geringerem Grundwasserabstand führen die dynamischen Einwirkungen während des Verdichtungs Vorgangs erfahrungsgemäß zum Aufweichen des Untergrundes.

Bei ungünstigen Grundwasserständen bzw. sofern das Absenkziel hierfür nicht ausreicht (vgl. Ziffer 13.3), kann der tiefere Bodenaustausch für den Bodenaustausch gegen Füllsand (bei organische Restschichten) ggf. im Andeckungsverfahren durchgeführt werden. Bei diesem Verfahren wird Füllsand unmittelbar dem Aushub folgend von der gegenüberliegenden Seite eingebaut, bevor eine Wassersättigung eintritt.

Als Füllsand ist ein regional verfügbarer gleichförmiger Gruben- oder Flusssand der Bodengruppe SE bzw. SU nach DIN 18196 hinreichend geeignet, dessen Schlämmskorngelalt (Korndurchmesser < 0,06 mm) den Wert von 7 M.-% nicht überschreiten soll.

Nach den vorliegenden Ergebnissen der Baugrunderkundung und -untersuchung sind die Sande unterhalb der Deckschichten wegen ihrer Schluffanteile nur bedingt für einen Wiedereinbau geeignet, schluffarme Zonen der Sande sind geeignet (bauzeitliche Prüfung), sofern diese frei von organischen Bestandteilen sind und erdbaulich sinnvoll separiert werden können. Die organischen Böden der Deckschichten sind für den Wiedereinbau ungeeignet.

Die erzielte Verdichtung des Planums für die Sauberkeitsschicht kann durch Plattendruckversuche überprüft werden (Zielwerte bei statischen Plattendruckversuchen: $E_{v2, Schotter} > 100 \text{ MN/m}^2$ und $E_{v2} / E_{v1} < 2,5$).

Die Qualitätssicherung der Tragsäulen erfolgt je nach Herstellungsverfahren gemäß den Festlegungen der bauaufsichtlichen Zulassungen des ausführenden Unternehmens oder gemäß den objektspezifischen Verfahrensanweisungen des ausführenden Unternehmens.

13.2 Sicherung der Baugrube

Zur Herstellung der WEA-Fundamente wird eine bis rd. 0,6 m tiefe Baugrube erforderlich; zur Herstellung der Polsterschicht (Schotter) wird zuvor ein temporär um rd. 0,5 m tieferer Baugrubenaushub bis etwa 1,1 m unter GOK erforderlich.

Wegen ausreichender Platzverhältnisse können die Baugruben mit geringer Tiefe prinzipiell geböscht hergestellt werden. Die Baugruben können bei den anstehenden Bodenarten über dem Grundwasserspiegel mit Böschungsneigungen bis 1 : 1 (in den Sanden) hergestellt werden.

Die Böschungsschultern sind in einem 3 m breiten Streifen von Lasten über 10 kN/m² freizuhalten, die Anforderungen der DIN 4124 sind zu beachten. Die Standsicherheit belasteter Böschungskörper (durch vorhandene Einrichtungen, Baustellengeräte, Lagerung von Materialien etc.) muss für die tatsächlichen Verhältnisse nachgewiesen werden.

Die Ansammlung von Oberflächenwasser auf dem die Baugrube umgebenden Gelände ist zu vermeiden, anderenfalls besteht die Gefahr von unerwünschten Böschungserosionen durch in die Baugrube strömendes Oberflächenwasser wie auch von destabilisierenden Strömungsdruckkräften auf den Böschungskörper.

13.3 Trockenhaltung der Baugrube

Mit den im März und April 2023 durchgeführten Bohrsondierarbeiten wurde Grundwasser in den oberflächennahen Sandzonen in Tiefen zwischen rd. 0,3 m und rd. 1,5 m unter GOK (an allen Standorten überwiegend << 1 m unter GOK) eingemessen.

Die während der Erdarbeiten erforderlichen Wasserhaltungsmaßnahmen sind von den tatsächlichen bauzeitlichen Wasserständen abhängig, in den Sommermonaten sind tendenziell niedrigere Wasserstände zu erwarten als in den Herbst-, Winter- und Frühlingsmonaten. Die tatsächliche Anstiegshöhe sollte rechtzeitig vor Baubeginn mit Baggerschürfen, besser in einem Grundwassermesspegeln am Rand der Baufläche überprüft werden, dieser Pegel kann anschließend auch bauzeitlich zur Überwachung und Steuerung der Wasserhaltungsmaßnahmen genutzt werden.

Die Aushubsohle der Baugruben für die Fundamente (einschl. Sauberkeitsschicht) werden in rd. 0,6 m Tiefe unter GOK erwartet, die Aushubsohle für den Einbau der Polsterschicht nochmals bis rd. 0,5 m darunter (siehe Ziffer 13.1). Die Aushubsohle der Baugruben liegt damit unterhalb des Grundwasserstandes.

Zur Herstellung der Fundamente und für den Einbau der Polsterschicht wird demnach eine Grundwasserabsenkung erforderlich (mind. bis rd. 0,5 m unter jeweiliger Gründungssohle bzw. temporär bis UK Schotterpolster). Ein lokal tieferer Austausch (z. B. zum Austausch von organischen Restschichten) kann ggf. im Andeckungsverfahren durchgeführt werden. Bei diesem Verfahren wird das Austauschmaterial (z. B. Füllsand) dem Aushub unmittelbar folgend von der gegenüberliegenden Seite eingebaut, bevor eine Wassersättigung eintritt.

In der gegebenen Baugrundsituation kann das Absenkmaß prinzipiell entweder mit ringförmig angeordneten Steckfilteranlagen (Minibrunnen), erforderlichenfalls gestaffelt, oder mit einer umlaufenden Dränage,

hergestellt als eingefräster Horizontalbrunnen in einem verkiesten Drängraben, erreicht werden. Beide sind mit einigem Abstand von der Böschungsschulter anzuordnen, um den Wasserdruck von der Böschung zu nehmen.

Zur Abschätzung der anfallenden Wassermengen ist nicht die Materialdurchlässigkeit der Bodenschichten, sondern die Systemdurchlässigkeit des Baugrundes maßgebend, die nach unseren Erfahrungen in hydraulischen Berechnungen mit dem Rechenwert

$$k = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

zugrunde zu legen ist.

Die Wasserhaltung ist nach Festlegung der Bauzeit, der Gründungstiefe und der Größe der Baugrube sowie ggf. nach einer Auswertung von Grundwasserstandsmessungen (s. o.) am Rand der Baufläche oder aus dem Umfeld gesondert zu planen (u. a. hydrologische Berechnung).

Bedingt durch den Auftriebsverlust trockenfallender Böden im Einflussbereich der Grundwasserabsenkung können Setzungen, beim Wiederanstieg des Grundwassers Sackungen dann auftreten, wenn vergleichbare GW-Absenkungen hier zuvor noch nicht durchgeführt worden sind. Die Setzungs- und Sackungsmaße sind von der Absenktiefe, von der Reichweite der Absenkung und von der Lagerungsdichte und der Kompressibilität der anstehenden Böden abhängig. Bei unmittelbar benachbarten vorgeschädigten Bauwerken und/oder bei unsachgemäßen Gründungen sind jedoch Intensivierungen von Schäden an den Nachbarbauwerken nicht auszuschließen.

Eine Grundwasserentnahme ist wasserrechtlich erlaubnispflichtig, es empfiehlt sich, den Antrag bei der zuständigen Behörde rechtzeitig (mindestens 10 Wochen) vorher zu stellen und den Entsorgungsweg (hier die vorhandenen Gräben ggf. der *Speckengraben*) für das geförderte Wasser zu klären. Dem Antrag sollte vorsorglich ein hoher Grundwasserstand und eine ausreichende Dauer der Absenkung zugrunde gelegt werden, weil die behördliche Erlaubnis in der Regel eine Begrenzung sowohl der pro Zeiteinheit geförderten Wassermenge als auch der geförderten Gesamtwassermenge enthält.

Es liegen die Ergebnisse chemischer Grundwasseranalysen, durchgeführt vor dem Hintergrund der Festlegung einer Expositionsklasse, vor. Mit diesen Untersuchungen (vgl. Ziffer 5.1) wurden die für grundwasserrechtliche Belange relevanten Parameter mit rd. 0,7 mg/l gemessen (Eisengehalt) ermittelt.

Bei Eisengehalten > 5 mg/l sind bei Sauerstoffkontakt (Grundwasserentnahmen) "Ausflockungen" zu erwarten, so dass bei Einleitung entnommener Grundwassermengen in offene Gewässer eine Enteisungsanlage vorgeschaltet werden muss. Ein darüber hinaus gehender Untersuchungsumfang hinsichtlich der erforderlichen Grenzwerte der maßgebenden Parameter für die Einleitung von Grundwasser ist ggf. mit den zuständigen Stellen abzustimmen.

Zur Überwachung und Steuerung von Wasserhaltungsmaßnahmen ist die Grundwasserspiegeldruckhöhe in einem Grundwasserpegel bauzeitlich täglich zu messen und zu protokollieren.

13.4 Trockenhaltung der Bauwerke

Die Maßnahmen zur Trockenhaltung der Bauwerke beziehen sich hier auf die Fundamentplatte. Sie ist hinsichtlich des Grundwasserspiegelanstiegs bis in Höhe der jeweiligen GOK, in Geländetiefpunkten (vorliegend nicht festgestellt) auch darüber anzulegen und wird hier zweckmäßig (wie planmäßig) aus wasserundurchlässigem Beton (WU-Beton) konstruiert.

13.5 Abtrag des Frischbetongewichts

Bei Einhaltung der unter Ziffer 13.1 genannten Empfehlungen zu den Erdarbeiten sind die an der Aushubsohle anstehenden Böden geeignet, das Eigengewicht des Frischbetons des Fundaments ohne nennenswerte Setzungen und Verformungen zu tragen.

13.6 Verfüllung der Baugruben und Aufschüttung

Zur Anfüllung der Fundamente in den Baugruben und für die die anschließende Aufschüttung empfiehlt sich aus erdbaulichen Gründen Füllsand der Bodengruppe *SE* bzw. *SU* nach DIN 18196, dessen Schlämmkorngehalt (Korndurchmesser < 0,06 mm) den Wert von 7 M.-% nicht überschreiten soll.

Nach den vorliegenden Ergebnissen der Baugrunderkundung und -untersuchung ist die zunächst erwartete organische, sandige Deckschicht hierfür nicht geeignet, die Sande darunter sind wegen ihrer teils hohen Schluffgehalte nur bedingt geeignet. Diese Sande können ggf. lagenweise im Wechsel (Schichtdicken rd. 0,3 m) mit Liefersanden eingebaut werden („Sandwich-Bauweise“). Schluffarme Zone der Sande sind gut geeignet (bauzeitliche Überprüfung während der Erdarbeiten, qualifizierter Erdbau).

Die Fundamente sollten mit einem Überstand der Böschungsschulter von rd. 1 m vollflächig angefüllt werden, die Sicherung der Anschüttung kann dann durch eine seitliche Böschung neben dem Fundament mit einer Böschungsneigung von 1 : 1,5 erfolgen.

14 Kranstell- und Verkehrsflächen

14.1 Anforderungen an Kranstell- und sonstige Verkehrsflächen

Für die Errichtung der Anlagen ist die Herrichtung von Kranstellflächen am jeweiligen Anlagenstandort erforderlich. Außerdem wird die Herrichtung diverser Nebenflächen (Hilfskranstellflächen, Arbeits- und Lagerflächen sowie Parkplatzflächen und Sicherheitszonen) und von temporären Baustraßen benötigt.

Angaben zu herstellerepezifischen Anforderungen liegen uns in Form der Herstellerspezifikationen für die Komponenten des Hybridturm HT-166 vor (Unterlage U 2.2), eine Zusammenstellung von spezifischen Anforderungen ist in Tabelle 14.1 enthalten.

Tabelle 14.1 Anforderungen an befestigte Flächen

Flächentyp	Belastbarkeit σ
Kranstellflächen (Großkran)	bis 220 kN/m ²
Hilfskranstellfläche, Logistikflächen, Baustraße, Zuwegungen und Parkplatzflächen	bis 135 kN/m ²

Die Wegstrecken müssen eine befahrbare Fahrbahnbreite von mindestens 4 m aufweisen, in Kurvenbereichen und für Ausweichbuchten breiter. Für die auf den Verkehrsflächen zu positionierenden Geräte- bzw. Fahrzeugtypen sind zunächst Transportfahrzeuge mit Achslasten von 12 t und Gesamtgewichten bis rd. 210 t zu erwarten (Unterlage U 2.2)

Konkretisierende Anforderungen der zum Einsatz vorgesehenen Krantechnik (Liftstudien) liegen für das Projekt noch nicht vor. Die Montage der Anlagenteile erfolgt im Regelfall unter Zuhilfenahme unterschiedlicher Fahrzeug- und Krantechnik. Für die auf den jeweiligen Verkehrsflächen zu positionierenden Geräte- bzw. Fahrzeugtypen (Krantechnik) sind mit den folgenden Achslasten und Gesamtgewichten zu erwarten:

- Raupenkrane (Großkran) mit Kettenlasten bis zu 250 kN/m² oder Mobilkrane, mit Nennengewichten jeweils bis zu 1.250 t,
- Mobile Hilfskrane mit Achslasten bis 22 t und mit Gesamtgewichten bis 300 t

Die obigen Angaben dienen vorliegend für eine überschlägige Ermittlung der anzunehmenden Lastgrößen zur Festlegung eines üblicherweise geeigneten Verkehrsflächenaufbaus, die folgenden Angaben sind anhand der tatsächlichen Lastgrößen unter Berücksichtigung der geplanten Fahrzeug- und Krantechnik sowie unter Berücksichtigung der in der Unterlage U 2.2 für die Komponenten des Hybridturm HT-166 gegebenen Anforderungen an die Ausbildung der Verkehrsflächen zu überprüfen, ggf. an abweichende Anforderungen für die Komponenten des Hybridturm HST-120 anzupassen.

14.2 Anforderungen an den Verkehrsflächenaufbau

Nach unseren und allgemeinen Erfahrungen ist zur dauerhaften Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit von Verkehrsflächen ein frostsicherer entwässerter Oberbau notwendig, der durch Dämpfung und Lastverteilung der dynamischen Verkehrslasteinwirkung sicherstellt, dass keine schädlichen Verformungen entstehen.

Erfahrungsgemäß ist für einen standsicheren, schadensfreien Aufbau der durch Schwerlastverkehr beanspruchten Flächen ein mindestens 0,7 m dicker, frostsicherer und ganzjährig grundwasserfreier Aufbau (Tragschicht einschließlich der Frostschuttschicht) auf einem tragfähigen Planum erforderlich.

Zur Sicherstellung eines langfristig schadenfreien Aufbaus ist auf dem Planum gemäß den anerkannten Regeln der Technik ein Verformungsmodul $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ durch statische Plattendruckversuche nachzuweisen, dieser Wert ist auf den unter der organischen Deckschicht teils angetroffenen organischen Schluffe, den örtlichen Torfen (Bestandszuwegungen) und auf den Sanden darunter nicht sicher zu erreichen, ggf. sind zusätzliche baugrundverbessernde Maßnahmen (Teilbodenaustausch) zu berücksichtigen.

Für die vorliegend geplanten Verkehrsflächen können diese Anforderungen, bei Ausführung ohne feste Decke, erfahrungsgemäß unter Inkaufnahme eines üblichen Instandhaltungsaufwands reduziert werden.

14.3 Hinweise zum Verkehrsflächenaufbau

Die zur Herrichtung der Verkehrsflächen erforderlichen Aushubtiefen sind u. a. abhängig von der geplanten Höhenlage der Verkehrswege.

Für die Neuanlage von Verkehrsflächen ist zunächst die organische Deckschicht (erkundungszeitlich rd. 0,2 m bis örtlich rd. 0,7 m dick) abzutragen, in Abhängigkeit vom Zielniveau der Straße ggf. auch die organischen Schluffe, Torfe bzw. die Sande darunter mind. bis rd. 0,6 m unter planmäßiger Verkehrsflächenoberkante (FOK), im Bereich hoch belasteter Kranstellflächen bis rd. 0,7 m unter FOK auszubauen. Bestehende Zuwegungen sind ggf. zu ertüchtigen.

Auf dem Planum ist zunächst der Aufbau einer mind. 0,3 m Polsterschicht aus einem geeignetem Mineralgemisch als Unterbau definierter Eigenschaften erforderlich. Dieser Unterbau wird über einem filterstabilen, zugfesten Trennvlies verdichtet in einer Lage aufgebaut (dynamische Verdichtung erst auf der Schichtoberkante).

Im Anschluss daran wird eine mind. 0,3 m bzw. mind. 0,4 m dicke Schotter-/ Kies-Tragschicht aus geeignetem Material (z. B. Sand-Kies-Gemisch oder Natursteinschotter; Körnung 0/32mm oder 0/45mm gemäß ZTV SoB-StB, Recyclingmaterial aus Ziegelbruch ist nicht geeignet) lagenweise verdichtet aufgebaut, so dass im Ergebnis ein wenigstens 0,6 m dicker, für die Kranstellfläche wenigstens 0,7 m dicker Verkehrsflächenaufbau entsteht.

Mit Blick auf die potenziell hohen Grundwasserstände bis zur Geländeoberkante wird empfohlen, die Zielhöhe der OK-Fahrbahn wenigstens 0,5 m oberhalb des umgebenden Geländes anzuordnen, ein tieferer Bodenaustausch zum lokalen Austausch von Weichschichten erfolgt dann ggf. im Andeckungsverfahren. Andernfalls können hier Entwässerungsmaßnahmen zur Herrichtung des Verkehrsflächenaufbaus

erforderlich werden. Hierzu werden Drainstränge (vliesummantelte, geschlitzte Kunststoffrohre DN 100) in rd. 0,3 m Tiefe unterhalb der jeweiligen Tragschichtbasis verlegt, mit denen anfallendes Grund- und Oberflächenwasser gesammelt und in eine Vorflut entwässert wird, erff. mit Pumpenhilfe. Diese Dränleitungen werden im Bereich der Verkehrswege beidseitig des Fahrdamms angeordnet, bei den Arbeitsflächen umlaufend und in der Fläche im Abstand von ca. 6 m.

Stehen an der Aushubsohle aufgeweichte Böden (z. B. organische Schluffe, Torfe) an, ist der Aushub um wenigstens 0,2 m zu vertiefen und das Aushubmaterial durch Füllsand zu ersetzen. Als Füllsand eignet sich ein hinreichend regional verfügbarer gleichförmiger Gruben- oder Flusssand der Bodengruppe *SE* bzw. *SU* nach DIN 18196, dessen Schlämmkorngehalt (Korndurchmesser < 0,06 mm) den Wert von 7 M.-% nicht überschreiten soll.

Der Aufbau der Tragschicht muss seitlich so weit über die jeweiligen tatsächlichen Nutzflächen hinausreichen, dass der Druckausstrahlungsbereich unter einem Winkel von 45° innerhalb der Schicht liegt (Überstandsbreite entspricht mindestens der Schichtdicke).

Auf eine Nachverdichtung des Planums ist mit Blick auf die nahen Grundwasserstände zu verzichten. Eine Verdichtung des Planums und der aufgefüllten Böden ist nur dann möglich, wenn der Grundwasserspiegel mindestens rd. 0,5 m unterhalb der Verdichtungsebene liegt, bei geringerem Grundwasserabstand führen die dynamischen Einwirkungen während des Verdichtungs Vorgangs erfahrungsgemäß zum Aufweichen des Untergrundes und ihre Tragfähigkeit wird damit erheblich vermindert werden.

Mit Rücksicht auf die unterlagernden Böden erfolgt die Verdichtung der Füllsande und/oder der Tragschicht erst nach dem Einbau der ersten Schüttlage mit einer Mindestdicke von 0,4 m und mit einem Oberflächenrüttler von mittlerer Wuchtkraft (z. B. AT 3.000 / AT 5.000 oder vergleichbar), schweres Verdichtungsgerät (z. B. AT 5.000 / AT 10.000 oder vergleichbar) erst auf den Schotterlagen.

Die Verdichtung des Aufbaus kann schichtweise durch statische Plattendruckversuche überprüft werden, ergänzend können für die Prüfung der Füllsandlagen dynamische Plattendruckversuche zum Nachweis herangezogen werden.

Die erzielte Verdichtung der Tragschichten bzw. der Deckschicht kann durch Plattendruckversuche überprüft werden (Zielwerte bei statischen Plattendruckversuchen für die Kranstellfläche $E_{v2, Deckschicht} > 120 \text{ MN/m}^2$ bzw. $E_{v2, Tragschicht} > 100 \text{ MN/m}^2$ und jeweils $E_{v2} / E_{v1} < 2,3$ und für die Zuwegungen und die Montageflächen $E_{v2, Deckschicht} > 120 \text{ MN/m}^2$ bzw. $E_{v2, Tragschicht} > 80 \text{ MN/m}^2$ und jeweils $E_{v2} / E_{v1} < 2,3$).

Werden mit den Verkehrsflächen Entwässerungsgräben gekreuzt, sind diese im Vorfeld zu entschlickern und zu verfüllen. Wenn die hydraulische Wirkung der Gräben erhalten werden muss, wird dazu an der Basis der Verfüllung eine entsprechend dimensionierte Rohrleitung verlegt. Die Grabenverfüllung erfolgt mit verdichtetem Füllsand oder Mineralgemisch auf einem Trennvlies.

Der vorgeschlagene Verkehrsflächenaufbau ist bei ausreichender Lastverteilung auch für den Betrieb des Kranbetrieb geeignet, die in Tabelle 14.1 angegebenen Belastungen von $e_k = 135$ und 220 kN/m^2 können jedoch nicht ohne weiteres sicher abgetragen werden.

Für die vorgeschlagenen Flächenaufbauten sind unter Berücksichtigung der vorliegenden Baugrund- und Grundwasserverhältnisse die folgenden charakteristischen Belastungen unter Berücksichtigung effektiver Lasteinwirkflächen (erff. unter Einsatz von Lastverteilungsplatten oder „Baggermatten“) ausreichend grundbruchsicher:

	linienförmige Lastflächen ($a \geq 5\text{m}$)quadratische Lastflächen (mit $a = b$)
$\sigma_{Rd} = 135 \text{ kN/m}^2$	mind. $b \geq 0,5 \text{ m}$ bis 1 m	mind. $a \geq 1 \text{ m}$ bis 3 m
$\sigma_{Rd} = 150 \text{ kN/m}^2$	mind. $b \geq 1 \text{ m}$ bis $3,5 \text{ m}$	mind. $a \geq 3 \text{ m}$ bis $3,5 \text{ m}$
$\sigma_{Rd} = 170 \text{ kN/m}^2$	mind. $b \geq 3,5 \text{ m}$ bis 4 m	mind. $a \geq 3,5 \text{ m}$ bis 4 m
$\sigma_{Rd} = 200 \text{ kN/m}^2$	mind. $b \geq 4 \text{ m}$ bis $4,5 \text{ m}$	mind. $a \geq 4 \text{ m}$ bis $4,5 \text{ m}$
$\sigma_{Rd} = 270 \text{ kN/m}^2$	mind. $b \geq 4,5 \text{ m}$	mind. $a \geq 4,5 \text{ m}$

Die Angaben gelten für zentrische und lotrechte Lasteinleitung unter Berücksichtigung der Bemessungssituation BS-T und dass die Fläche nicht mehr als rd. 0,5 m über dem angrenzenden Gelände liegt sowie das Gelände nicht signifikant abfällt.

Die Standsicherheit der Krantechnik ist nach Festlegung des zum Einsatz kommenden Gerät auf Grundlage einer projektspezifischen Laststudie nachzuweisen und die erforderlichen Lastverteilungsflächen festzulegen.

Bei der ersten Befahrung der Flächen mit Großgeräten ist mit Setzungen infolge Nachverdichtung zurechnen, ein Nachschottern und/oder Egalisieren der Flächen (Instandhaltung) ist vorzusehen.

15 Hinweise zum Umgang mit potentieller Bodenverunreinigung

Zur Herrichtung der Bauflächen ist ein Abtrag der anstehenden organischen Deckschicht, der örtlich organischen Schluffe und ein Teilaushub der darunter liegenden Sande erforderlich.

Hinsichtlich der umweltrechtlichen Aspekte der Verwendung von Böden wurden bislang beim Umgang mit Bodenaushub (Wiederverwendung oder Entsorgung) die Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Reststoffen/Abfällen der *Länderarbeitsgemeinschaft LAGA (20)* herangezogen, die ausgehobenen Böden werden anhand der Ergebnisse chemischer Analysen entweder den Einbauklassen Z 0 bis Z 2 zugeordnet oder bei Überschreitung der Zuordnungswerte der Klasse Z 2 als entsorgungspflichtig eingestuft (übergreifende Klassenbezeichnung: „> Z2“).

Ergebnisse bodenchemischer Analysen liegen als orientierende Altlastenuntersuchung aus den Tragschichten der Bestands-Montageflächen und aus den oberflächennahen Bodenzonen vor (vgl. Ziffer 5.1). Mit den vorliegenden Analyseergebnissen ist den Mischproben eine Qualität entsprechend den Einbauklassen Z0 bis Z 1 zuzuordnen.

Ab 01.08.2023 werden die Regelungen der LAGA ersetzt, es ist dann die *Verordnung über Anforderungen an den Einbau von mineralischen Ersatzbaustoffen in technische Bauwerke (Ersatzbaustoffverordnung – EbV)* anzuwenden und die zulässigen bzw. die notwendigen Einbauweisen für *Bodenmaterial und Baggergut*, ggf. für *geregelte Ersatzbaustoffe* anhand der Ergebnisse chemischer Analysen entsprechend den Materialwertetabellen der *EbV* (Tabelle 3 bzw. Tabelle 1) den Einbauklassen (BM-0, BM-0*, BM-F0*, BM-F1 bis BM-F3 oder RC-1 bis RC-3) zugeordnet.

Die Analyseverfahren und der Analyseumfang nach *LAGA* und nach *EbV* sind nicht vergleichbar, eine Einstufung nach *LAGA* kann nicht für eine Einstufung nach *EbV* genutzt werden kann.

Für den richtigen Umgang mit den Stoffen und auch zur Schaffung einer Grundlage für die Abrechnung mit den Erdbauunternehmen ist nach Festlegung von Art und Umfang der Erdarbeiten eine weitergehende sachverständige Untersuchung und Beurteilung des Bodenaushubs und eine Begleitung der Arbeiten vorzunehmen.

Vor einer Verwertung ist anhand der Bedingungen des Einzelfalles zu prüfen, ob ein schadloser und ordnungsgemäßer Verwertungsweg vorliegt. Die Erdarbeiten sollten von einem qualifizierten Bodenmanagement begleitet und gesteuert werden. Die Entsorgungswege sind mit der zuständigen Behörde abzustimmen.

16 Schlussbemerkungen

Der vorliegende Geotechnische Bericht empfiehlt die Flachgründung nach einer Baugrundverbesserung der WEA-1 bis WEA-4 im Windpark *Sassenberg*.

Diese Empfehlung beruht auf den Ergebnissen der vorliegenden Baugrunderkundung und -untersuchung (u. a. mit klassifizierenden Laborversuchen). Das Untersuchungsprogramm wurde auf der Grundlage einer Vorstudie anhand von verfügbaren Informationen und Unterlagen (eigene und allgemeine) zu den Baugrundverhältnissen und zunächst ohne Sonderversuche festgelegt. Unter Ziffer 6 angegebene geotechnische Kennwerte, die nicht direkt bestimmt wurden, wurden als vorsichtig gewählte mittlere Werte festgelegt, sie beruhen auf Korrelationen größerer Datenmengen vergleichbarer Bodenarten.

Gemäß den Anforderungen des Eurocode 7 (Unterlage U 4.1) sollten für Bauwerke der Geotechnischen Kategorie GK3 (vorliegend die WEA) die relevante Baugrundkenngößen auch mit Sonderversuchen bestimmt werden.

Die Standsicherheitsuntersuchungen unter Ziffer 12.2 zeigen für die WEA-Standorte große Tragsicherheitsreserven. Auch die Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit und der Drehfedersteifigkeit zeigen, wengleich mit höherer Ausnutzung, ausreichende Sicherheiten im Hinblick der Mindestanforderungen (Schiefstellung, Setzungsdifferenzen, Mindestdrehfedersteifigkeiten).

Der vorliegende Umfang der Baugrunderkundung und Untersuchung für die Standorte WEA-1 bis WEA-4 ist u. E. hier unter Berücksichtigung der rechnerischen Reserven ausreichend (im Sinne einer Haupterkundung), eine Baugrundnacherkundung der WEA-Standorte ist u. E. demnach nicht erforderlich.

Für die weitere Beratung während der Planung und der Realisierung sowie für die Material- und Verdichtungsprüfungen des Erdbaus stehen wir Ihnen gern zur Verfügung.

Dipl.-Ing. Daniel Bringezu
Projektleitender Ingenieur

Alexander Deeg B. Sc.
Projektingenieur

Anlagenverzeichnis

1 Lagepläne

1.1 Ortsplan

1.2 Übersichtsplan Windpark - Bestand und Neubau

1.3.1 bis 1.3.4

Lagepläne mit Lage der Erkundungspunkte (WEA-1 bis WEA-4, Zuwegungen)

2 Ergebnisse der Baugrunderkundung

2.1 WEA-1

2.2 WEA-2

2.3 WEA-3

2.4 WEA-4

2.5 Zuwegungen

3 Bodenmechanische Laboruntersuchung

3.1 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

3.2 Körnungslinien

3.3 Körnungsbänder

3.4 Ergebnisse chemischer Grundwasseranalysen

4 Untersuchungen zur Standsicherheit

4.1.1ff WEA-1 - Bemessungssituationen BS-P, BS-A, SLS und SLS (dyn)

4.2.1ff WEA-2 - Bemessungssituationen BS-P, BS-A, SLS und SLS (dyn)

4.3.1ff WEA-3 - Bemessungssituationen BS-P, BS-A, SLS und SLS (dyn)

4.4.1ff WEA-4 - Bemessungssituationen BS-P, BS-A, SLS und SLS (dyn)

5 Ermittlung der Drehfedersteifigkeit

5.1.1ff WEA-1 - Drehfedersteifigkeit Ersatzradius, Verdrehung nach Kany und Setzungsdifferenz

5.2.1ff WEA-2 - Drehfedersteifigkeit Ersatzradius, Verdrehung nach Kany und Setzungsdifferenz

5.3.1ff WEA-3 - Drehfedersteifigkeit Ersatzradius, Verdrehung nach Kany und Setzungsdifferenz

5.4.1ff WEA-4 - Drehfedersteifigkeit Ersatzradius, Verdrehung nach Kany und Setzungsdifferenz

Anhänge

A Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

B Vollständige Ergebnisse der chemischen Grundwasseranalyse – Prüfbericht

C.1 Vollständige Ergebnisse der chemischen Bodenanalysen (LAGA) - Prüfbericht

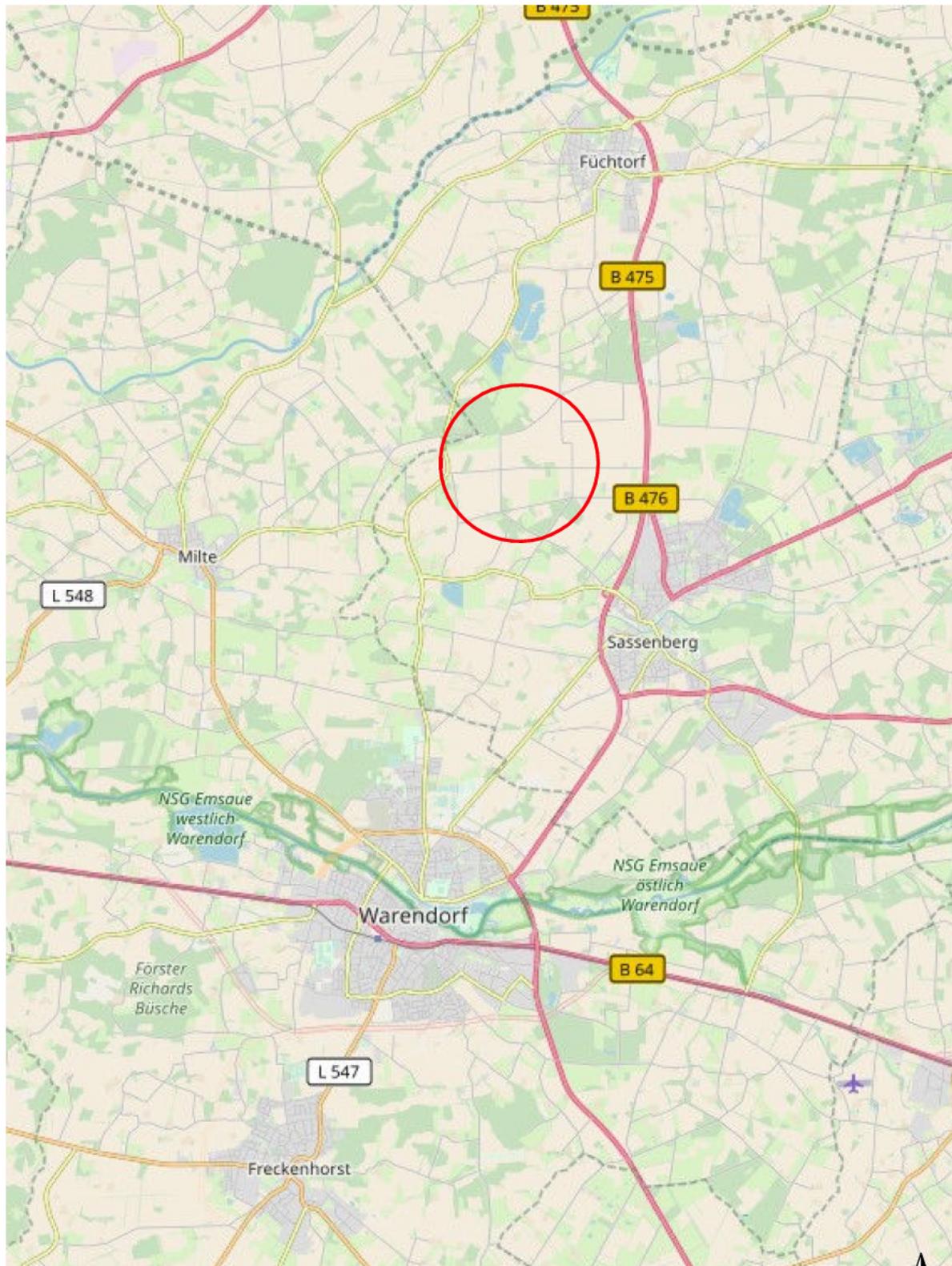
C.2 Beurteilung der chemischen Bodenanalysen (LAGA) – Zuordnung

D Messungen des spezifischen Erdwiderstands

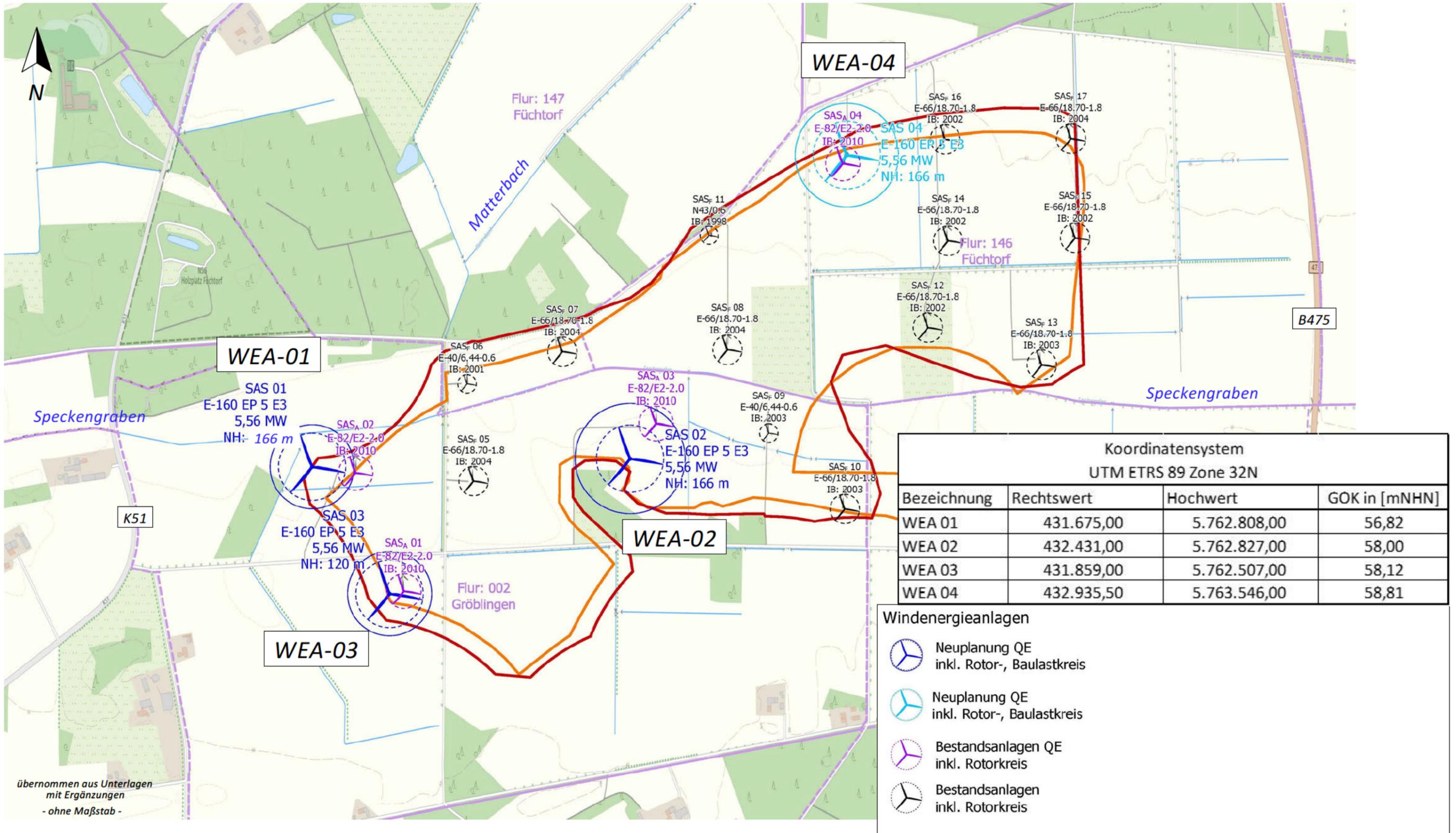
Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Ortsplan

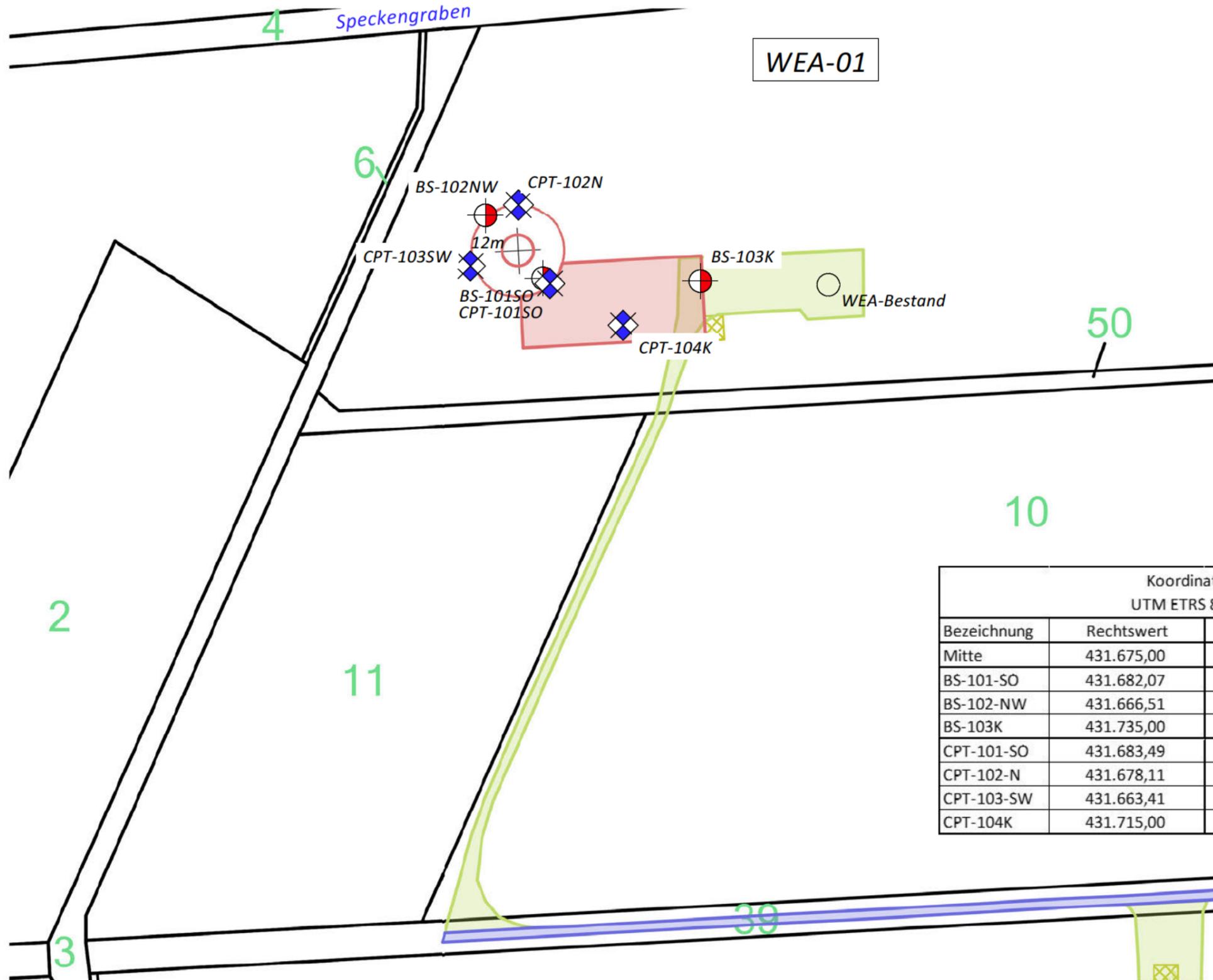


Windpark Sassenberg
 Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Übersichtsplan Windpark - Bestand und Neubau



Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Lageplan mit Lage der Erkundungspunkte - WEA-01

 Bohrsondierung BS
 Drucksondierung CPT

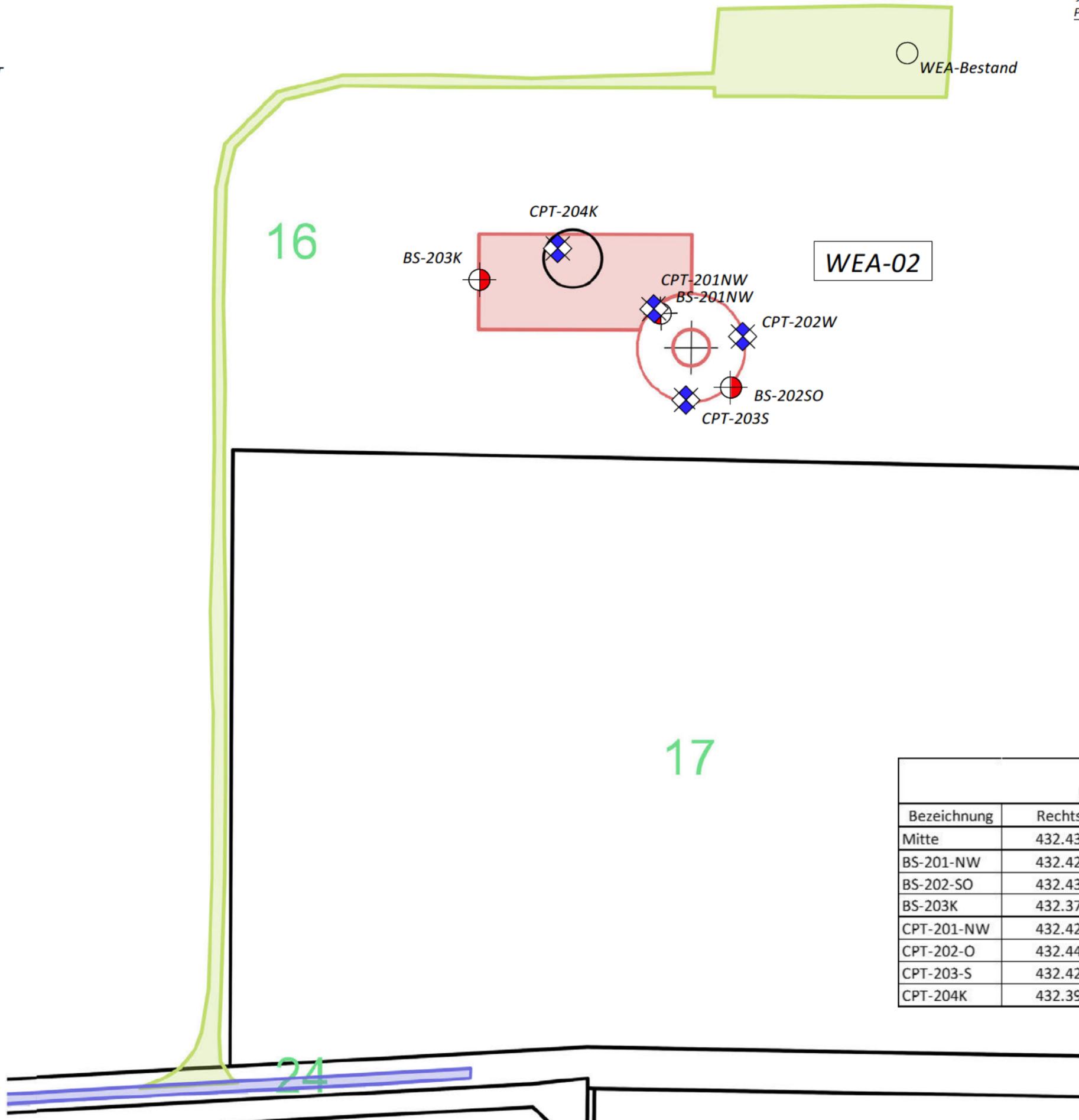


Koordinatensystem UTM ETRS 89 Zone 32N			
Bezeichnung	Rechtswert	Hochwert	GOK in [mNHN]
Mitte	431.675,00	5.762.808,00	56,82
BS-101-SO	431.682,07	5.762.800,93	56,75
BS-102-NW	431.666,51	5.762.816,49	56,77
BS-103K	431.735,00	5.762.798,00	56,65
CPT-101-SO	431.683,49	5.762.799,51	56,75
CPT-102-N	431.678,11	5.762.819,59	56,80
CPT-103-SW	431.663,41	5.762.804,89	56,78
CPT-104K	431.715,00	5.762.783,00	56,70

übernommen aus Unte
 mit Ergänzungen
 - ohne Maßstab -

Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Lageplan mit Lage der Erkundungspunkte - WEA-02

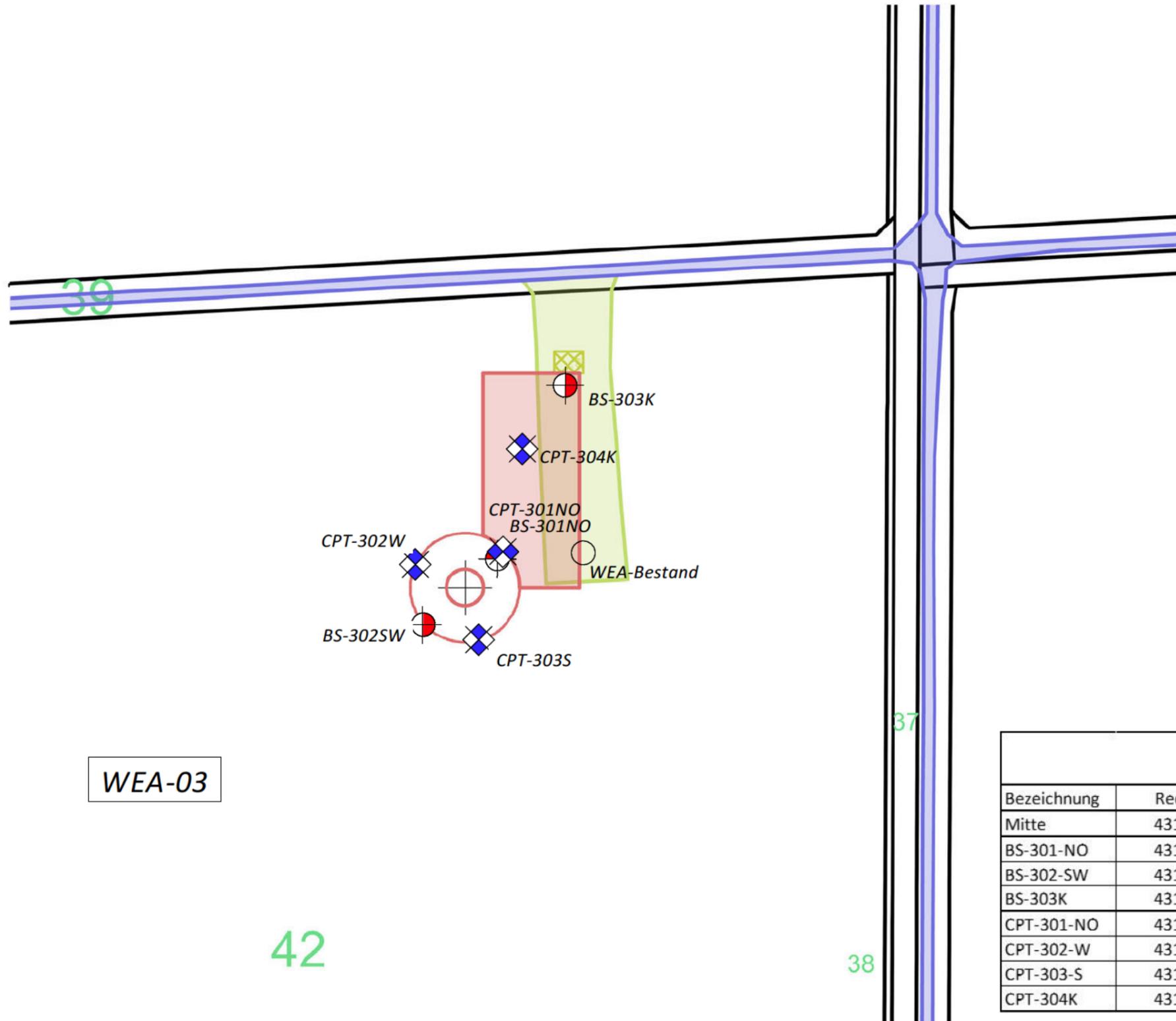
 Bohrsondierung BS
 Drucksondierung CPT



Koordinatensystem UTM ETRS 89 Zone 32N			
Bezeichnung	Rechtswert	Hochwert	GOK in [mNHN]
Mitte	432.431,00	5.762.827,00	58,00
BS-201-NW	432.423,93	5.762.834,07	58,06
BS-202-SO	432.439,49	5.762.818,51	58,08
BS-203K	432.371,00	5.762.837,00	58,04
CPT-201-NW	432.422,51	5.762.835,49	58,06
CPT-202-O	432.442,59	5.762.830,11	58,05
CPT-203-S	432.427,89	5.762.815,41	58,05
CPT-204K	432.391,00	5.762.852,00	58,06

Windpark Sassenberg
 Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Lageplan mit Lage der Erkundungspunkte - WEA-03

Bohrsondierung BS
 Drucksondierung CPT

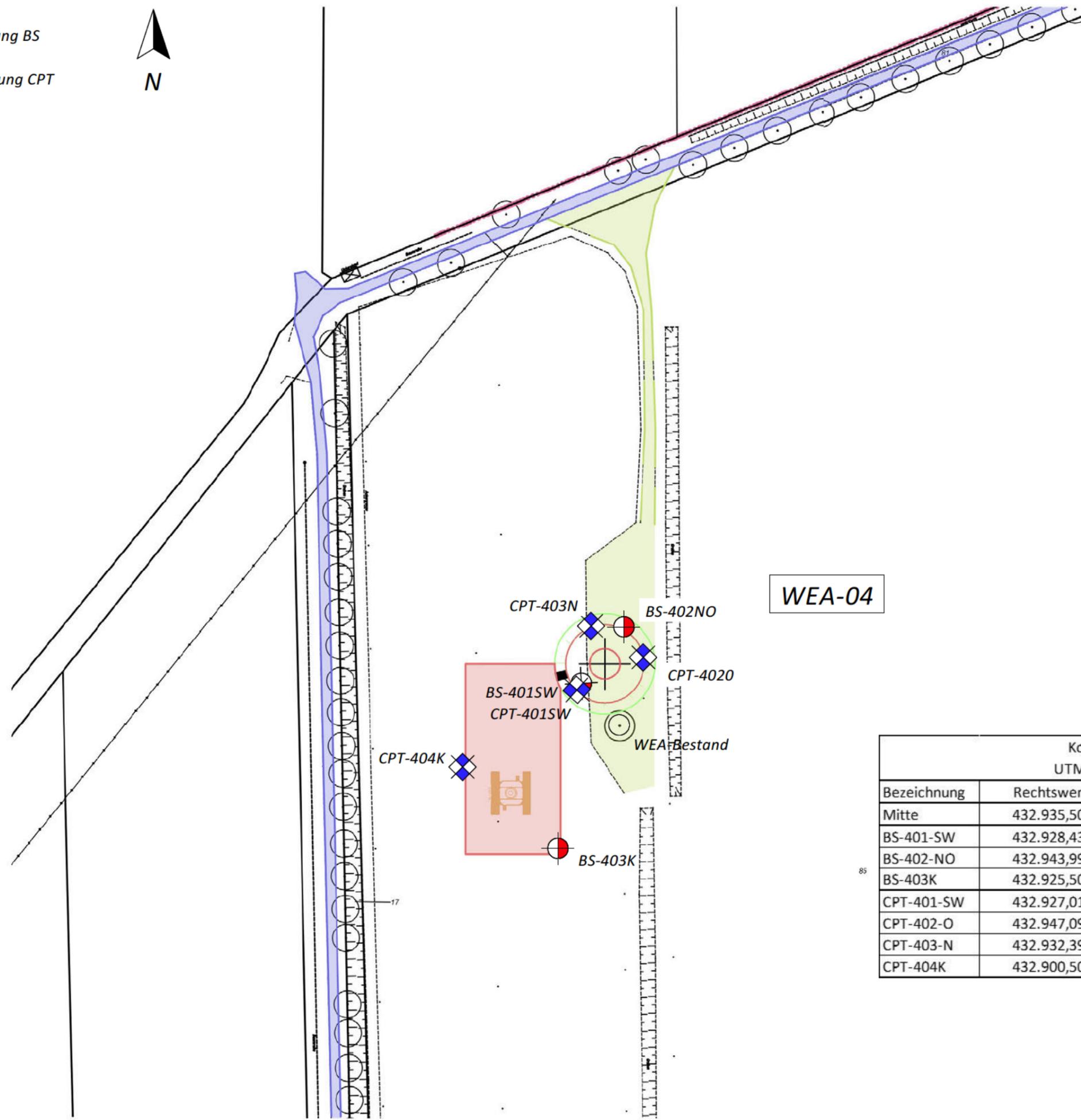


WEA-03

Koordinatensystem UTM ETRS 89 Zone 32N			
Bezeichnung	Rechtswert	Hochwert	GOK in [mNHN]
Mitte	431.859,00	5.762.507,00	58,12
BS-301-NO	431.866,07	5.762.514,07	58,21
BS-302-SW	431.850,51	5.762.498,51	58,23
BS-303K	431.889,00	5.762.567,00	58,07
CPT-301-NO	431.867,49	5.762.515,49	58,21
CPT-302-W	431.847,41	5.762.510,11	58,15
CPT-303-S	431.862,11	5.762.495,41	58,16
CPT-304K	431.874,00	5.762.547,00	58,14

Windpark Sassenberg
 Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Lageplan mit Lage der Erkundungspunkte - WEA-04

-  Bohrsondierung BS
-  Drucksondierung CPT



WEA-04

Koordinatensystem UTM ETRS 89 Zone 32N			
Bezeichnung	Rechtswert	Hochwert	GOK in [mNHN]
Mitte	432.935,50	5.763.546,00	58,81
BS-401-SW	432.928,43	5.763.538,93	58,82
BS-402-NO	432.943,99	5.763.554,49	58,79
BS-403K	432.925,50	5.763.486,00	58,91
CPT-401-SW	432.927,01	5.763.537,51	58,81
CPT-402-O	432.947,09	5.763.542,89	58,80
CPT-403-N	432.932,39	5.763.557,59	58,81
CPT-404K	432.900,50	5.763.506,00	58,85

Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
Lageplan mit Lage der Erkundungspunkte - Zuwegungen



übernommen aus Unterlagen
mit Ergänzungen
- ohne Maßstab -

Windpark Sassenberg
 Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der Baugrunderkundung
 WEA-1

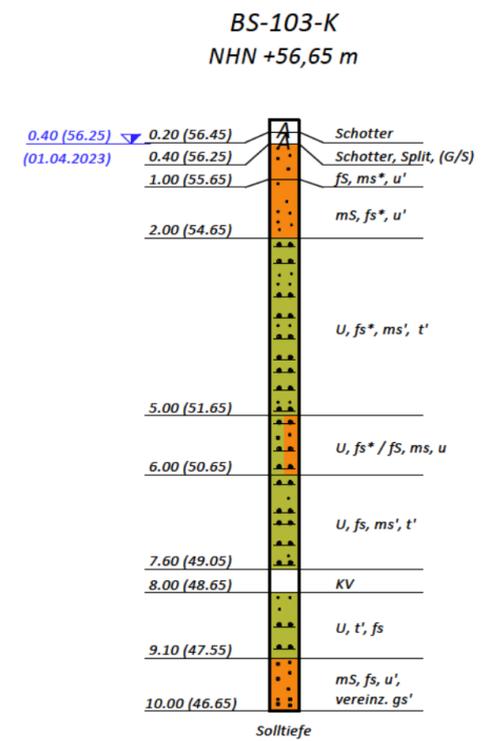
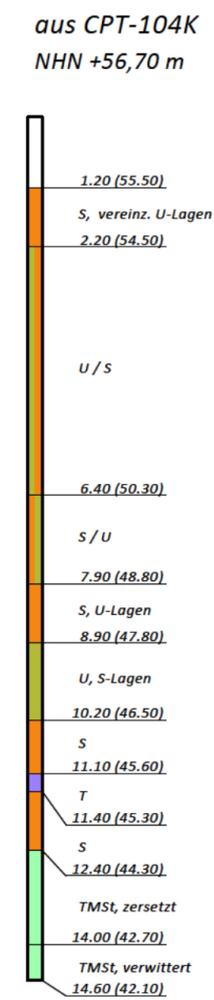
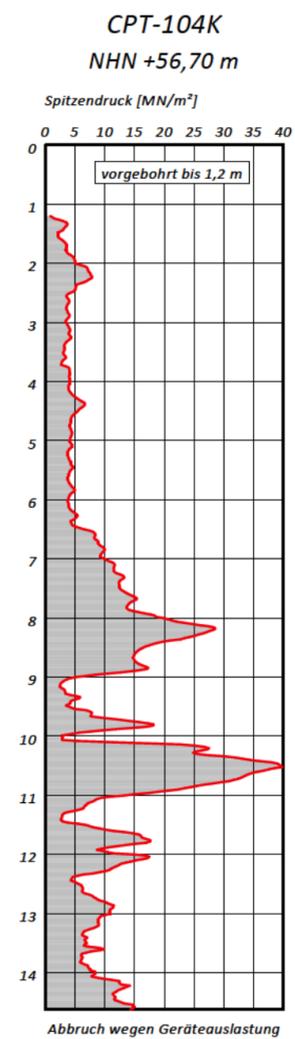
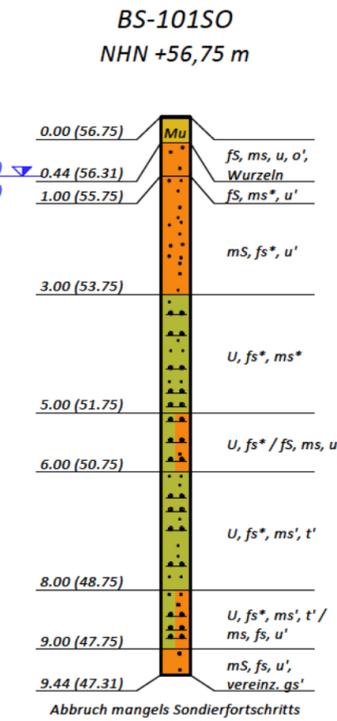
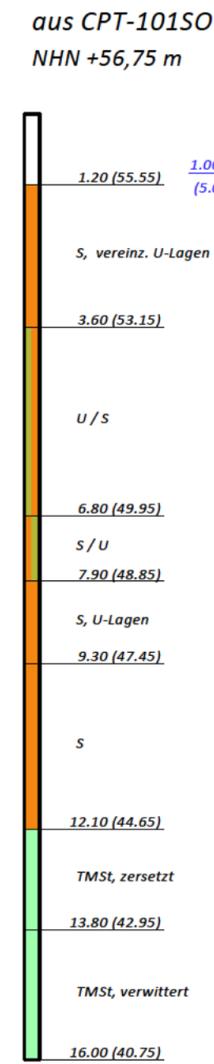
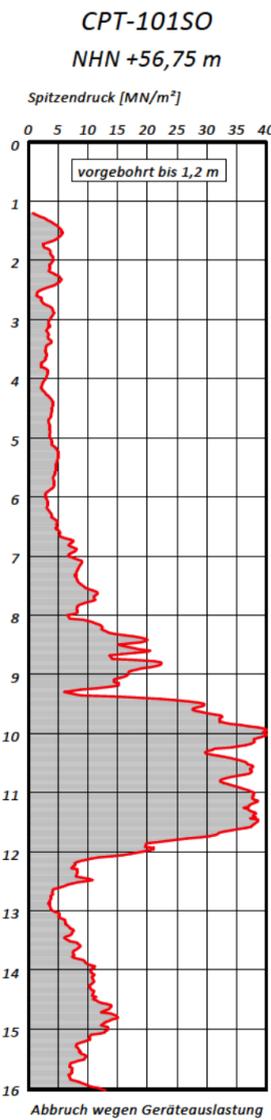
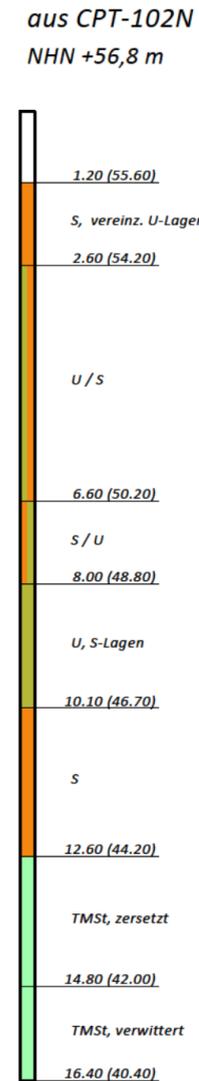
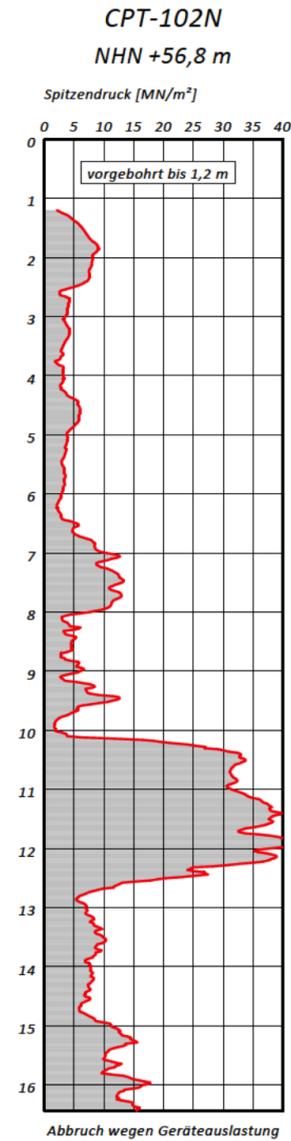
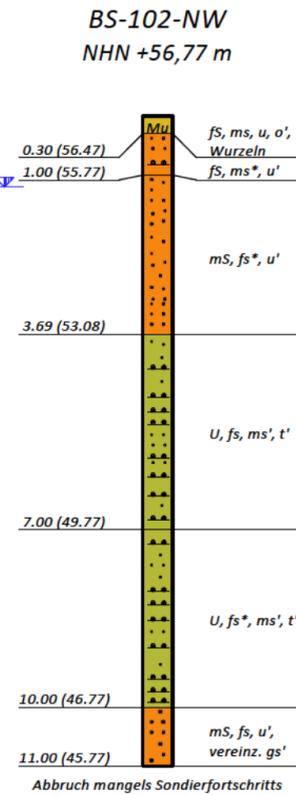
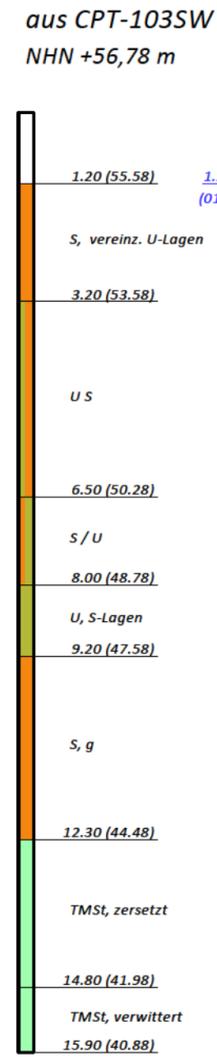
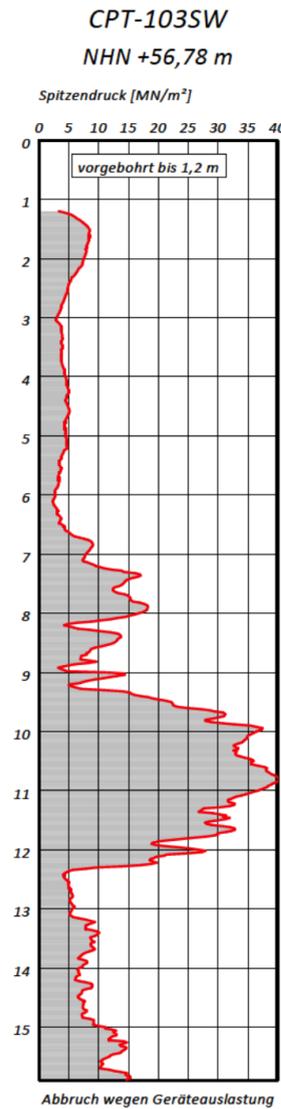
Legende

Mu (Mutterboden)	S (Sand)
A (Auffüllung)	T (Ton)
U (Schluff)	TMSt (Tonmergelstein)

Bohrprofile jeweils ohne Konsistenzordnung, vgl. Ziffer 4.5

2,45
30.04.98 GW Bohrende

2,45
30.04.98 GW angebohrt



Vollständige Darstellung im Anhang

Vollständige Darstellung im Anhang

Vollständige Darstellung im Anhang

Vollständige Darstellung im Anhang

Windpark Sassenberg
 Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der Baugrunderkundung
 WEA-2

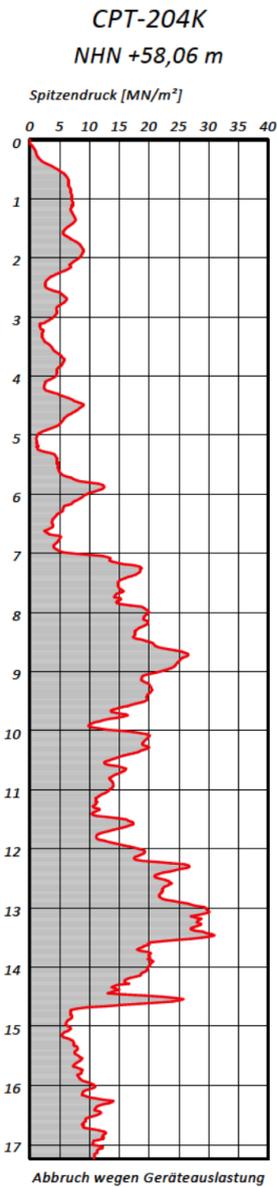
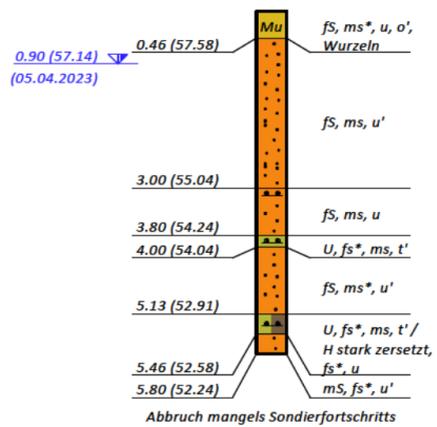
Legende

Mu (Mutterboden)	S (Sand)
A (Auffüllung)	T (Ton)
U (Schluff)	TMSt (Tonmergelstein)

Bohrprofile jeweils ohne Konsistenzordnung, vgl. Ziffer 4.5

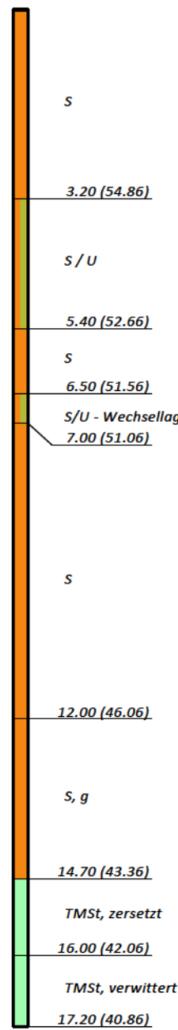
2,45
30.04.98 GW Bohrende
 2,45
30.04.98 GW angebohrt

BS-203K
 NHN +58,04 m

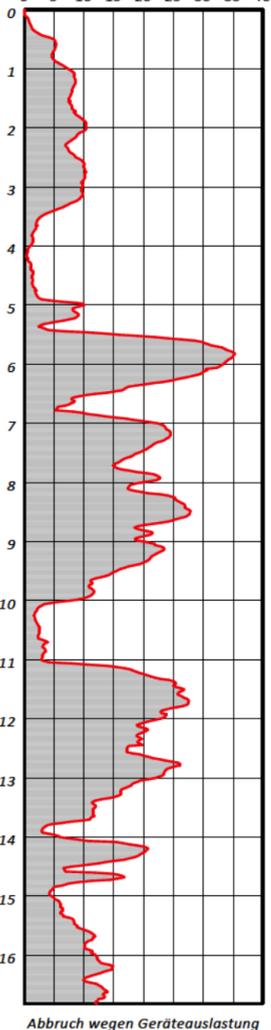


Vollständige Darstellung im Anhang

aus CPT-204K
 NHN +58,06 m

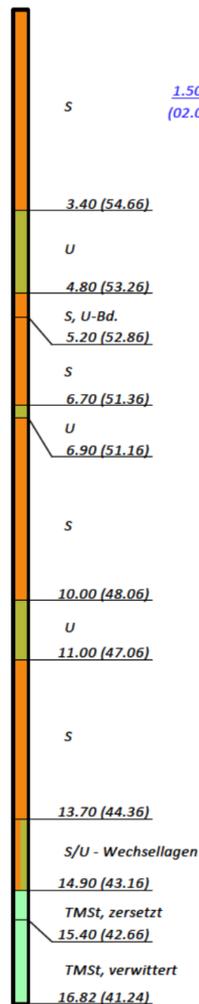


CPT-201NW
 NHN +58,06 m

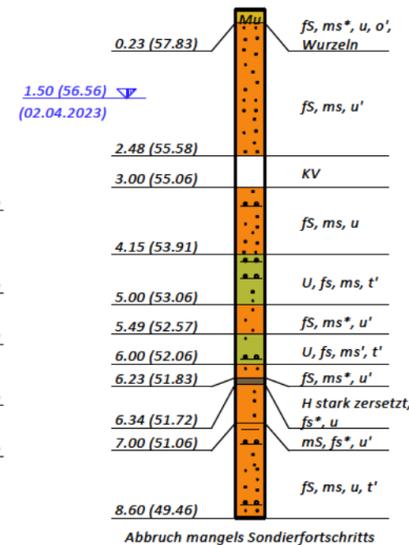


Vollständige Darstellung im Anhang

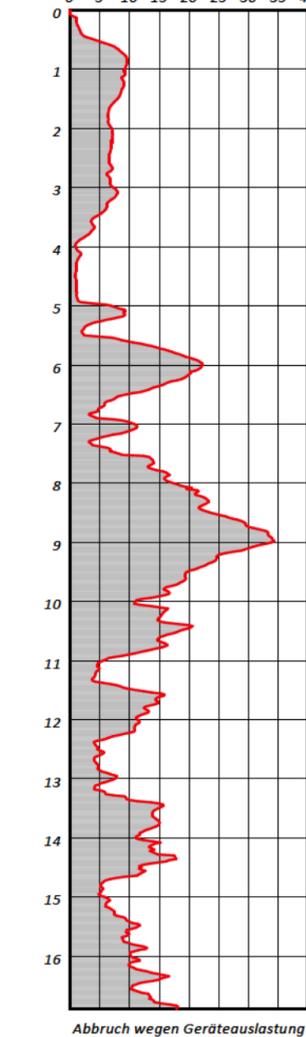
aus CPT-201NW
 NHN +58,06 m



BS-201-NW
 NHN +58,06 m

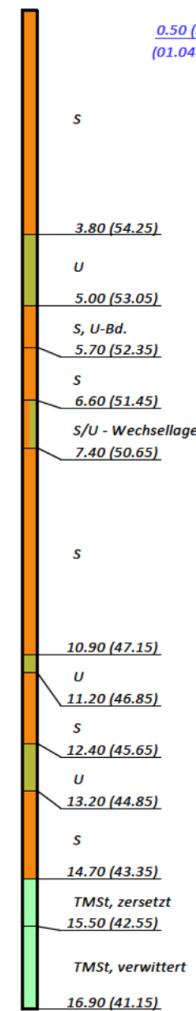


CPT-203S
 NHN +58,05 m

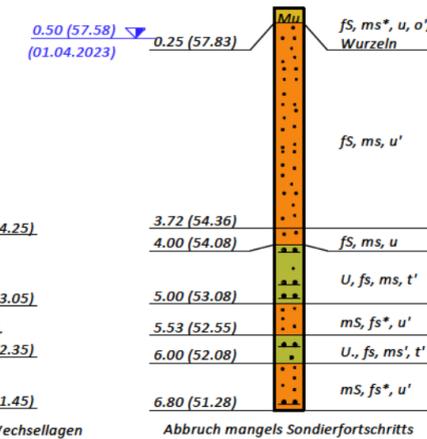


Vollständige Darstellung im Anhang

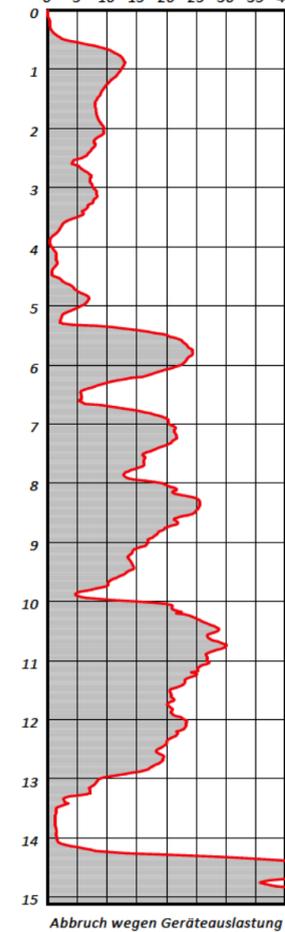
aus CPT-203S
 NHN +58,05 m



BS-202-SO
 NHN +58,08 m

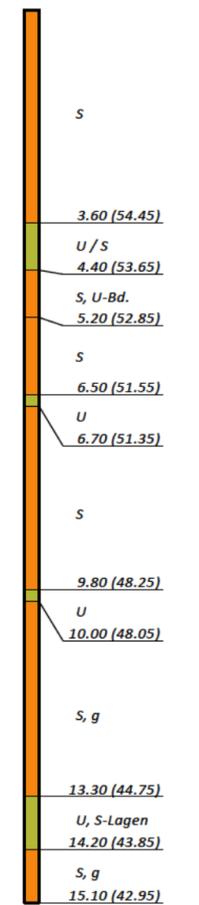


CPT-202W
 NHN +58,05 m



Vollständige Darstellung im Anhang

aus CPT-202W
 NHN +58,05 m



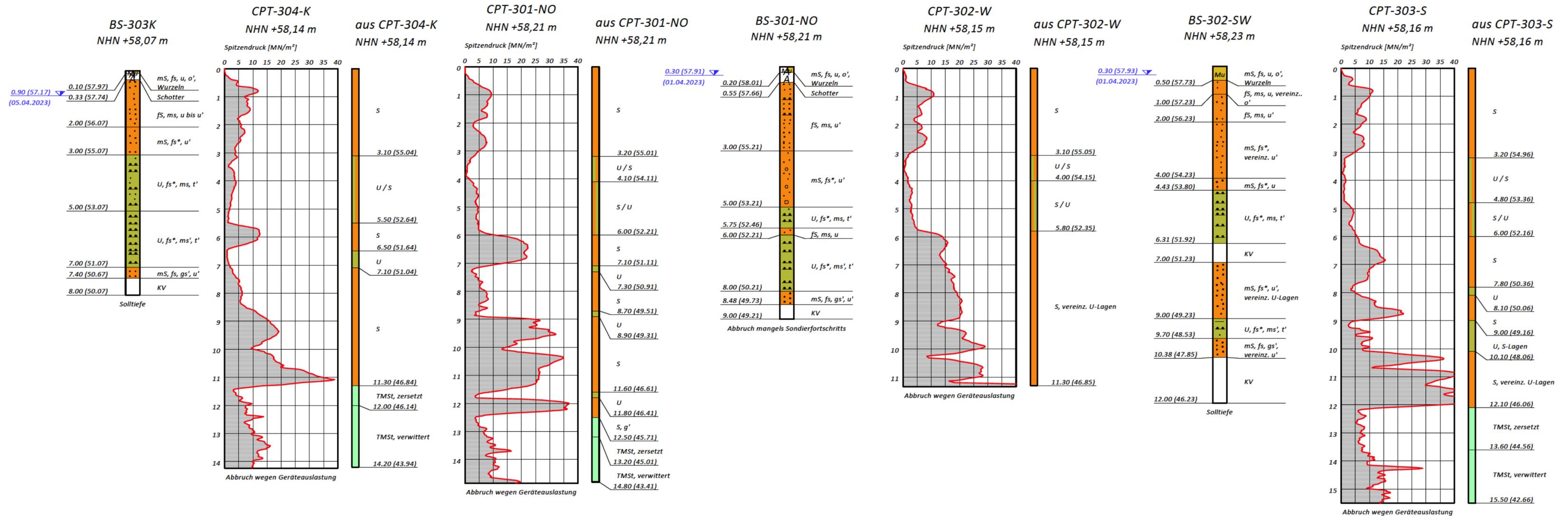
Windpark Sassenberg
 Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der Baugrunderkundung
 WEA-3

Legende

	Mu (Mutterboden)		S (Sand)
	A (Auffüllung)		T (Ton)
	U (Schluff)		TMSt (Tonmergelstein)

Bohrprofile jeweils ohne Konsistenzordnung, vgl. Ziffer 4.5

$\frac{2,45}{30.04.98}$ GW Bohrende
 $\frac{2,45}{30.04.98}$ GW angebohrt



Vollständige Darstellung im Anhang

Vollständige Darstellung im Anhang

Vollständige Darstellung im Anhang

Vollständige Darstellung im Anhang

Windpark Sassenberg
 Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

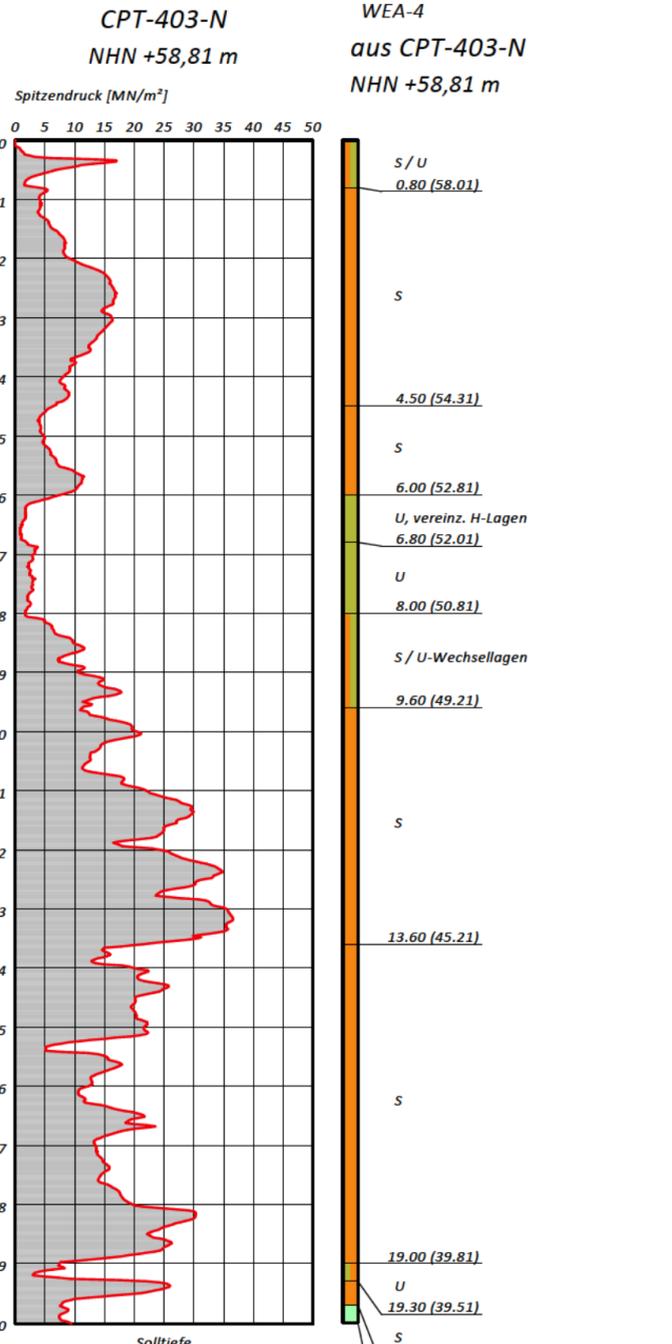
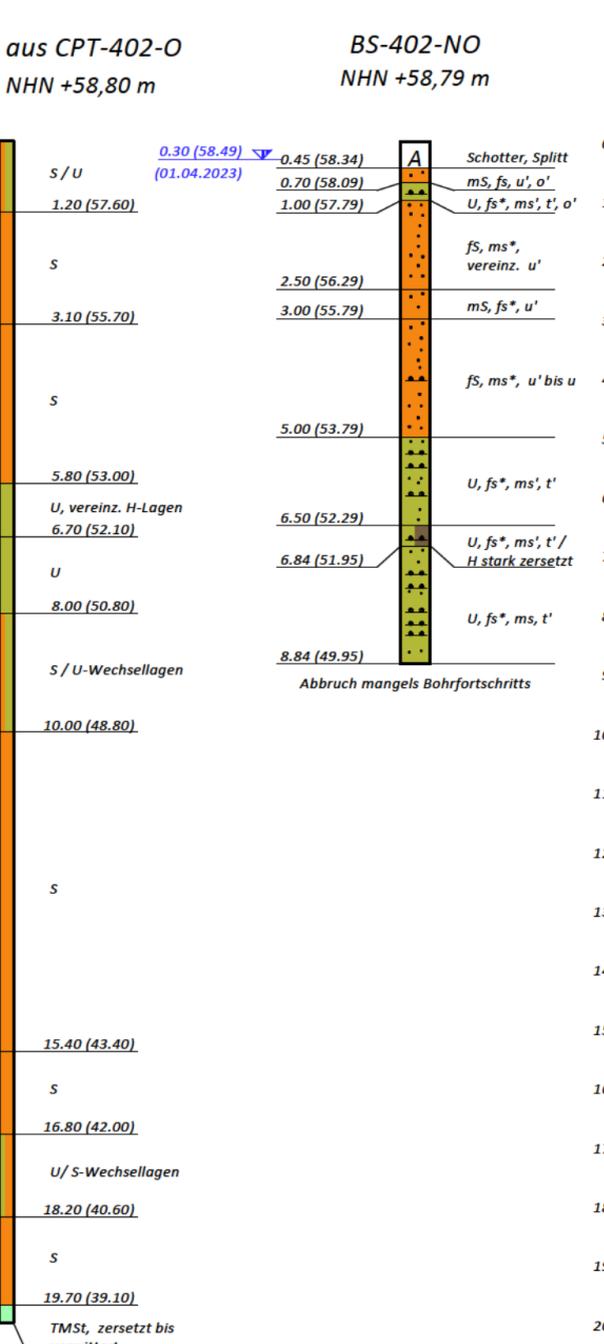
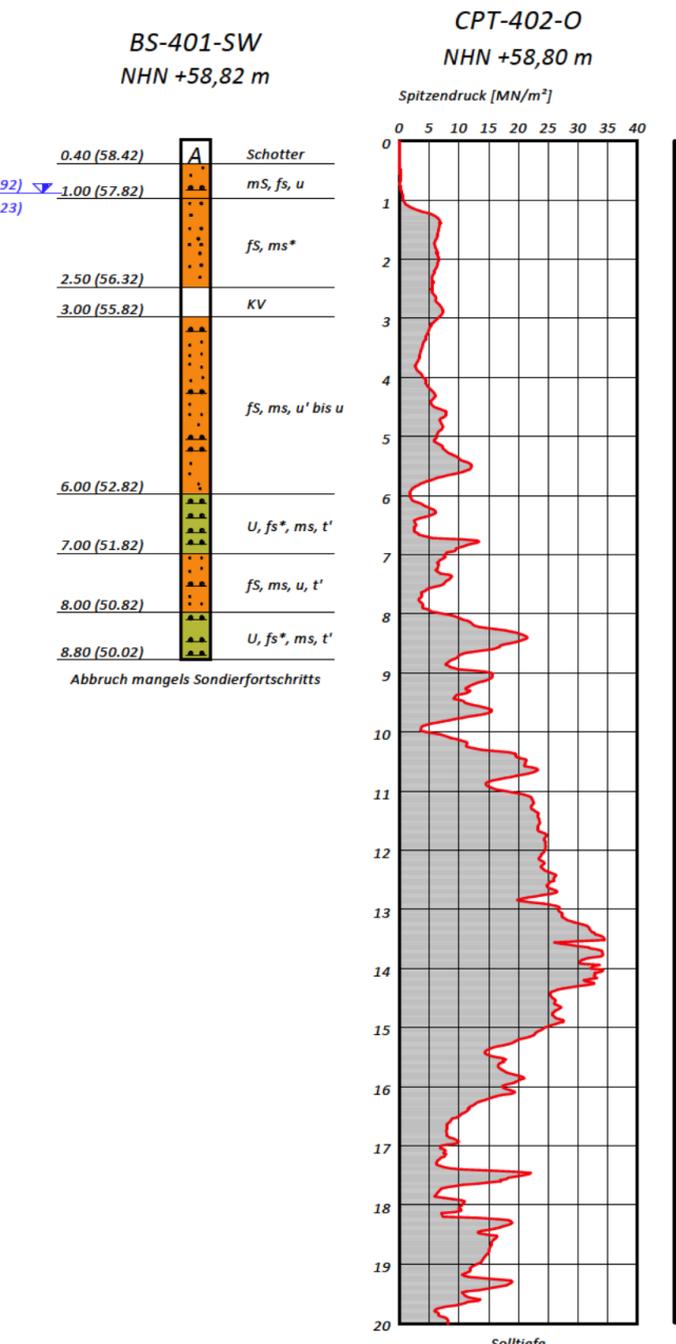
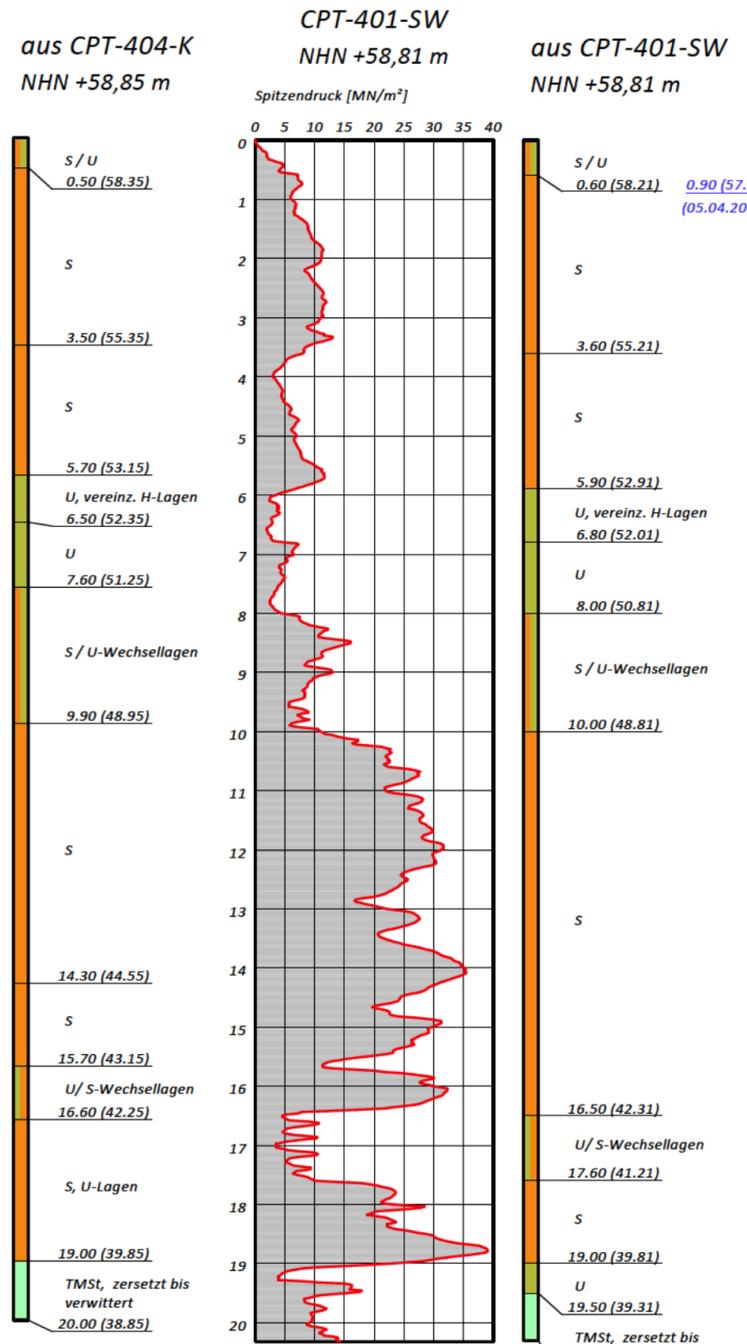
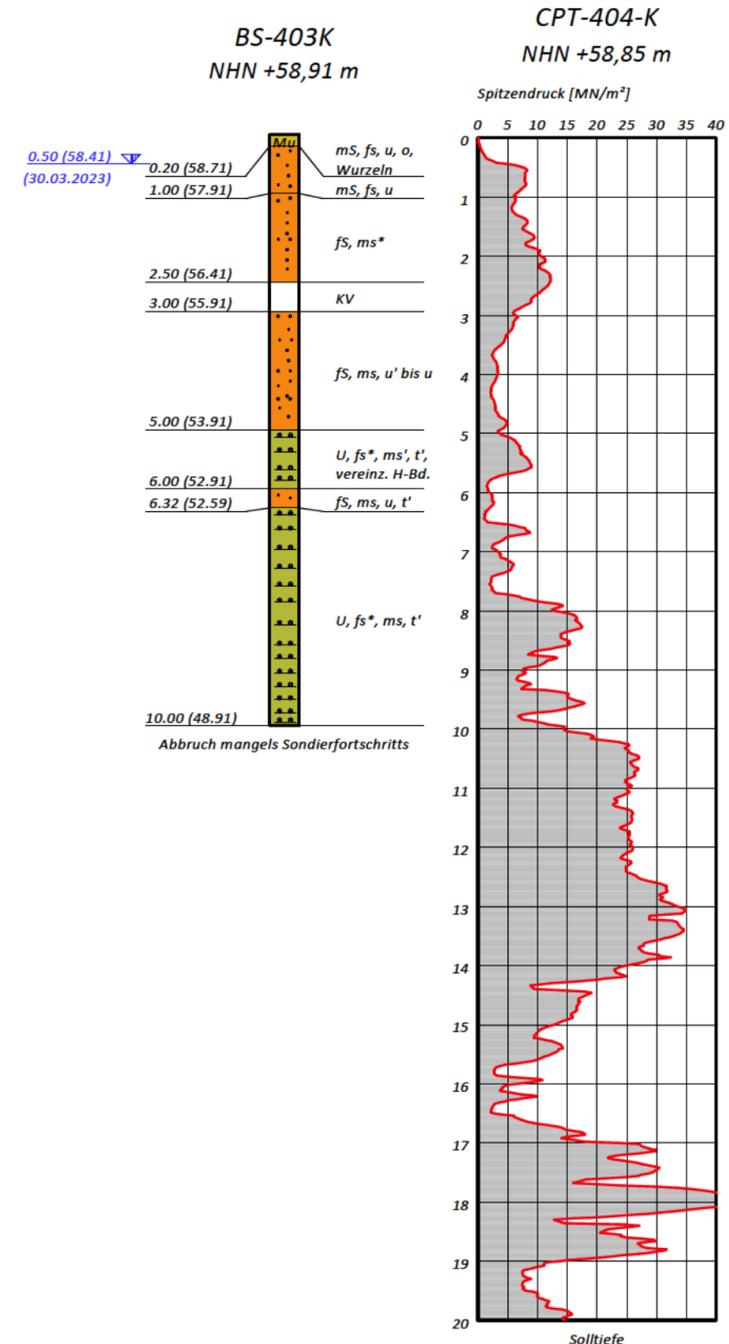
Ergebnisse der Baugrunderkundung

Legende

	Mu (Mutterboden)		S (Sand)
	A (Auffüllung)		T (Ton)
	U (Schluff)		TMSt (Tonmergelstein)

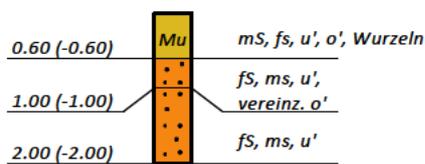
Bohrprofile jeweils ohne Konsistenzordnung, vgl. Ziffer 4.5

2,45
30.04.98 GW Bohrende
2,45
30.04.98 GW angebohrt

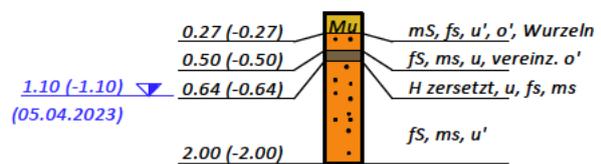


Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der Baugrunderkundung

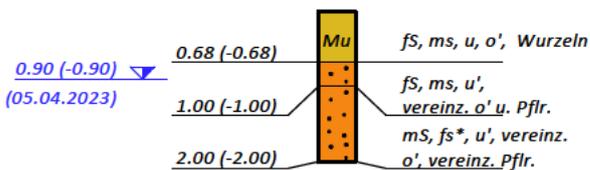
BS-501
 GOK 0 m



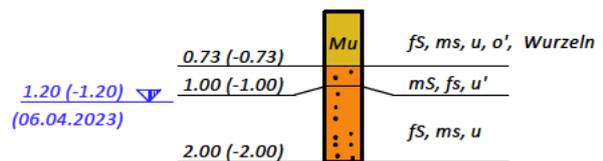
BS-502
 GOK 0 m



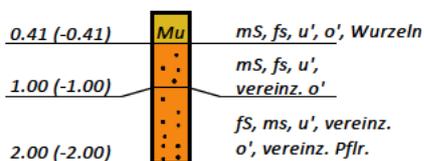
BS-503
 GOK 0 m



BS-504
 GOK 0 m



BS-505
 GOK 0 m



Legende

	Mu (Mutterboden)		H (Torf)
	S (Sand)		

Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON E160 EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

Ifd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte ρ t/m ³	Trockendichte ρ_d t/m ³	Glühverlust V_{gl} M.-%	Körnungslinien			Fließgrenze w_L	Ausrollgrenze w_P	Plastizitätszahl I_P	Konsistenzzahl I_C	Steifemodul E_s s. Anlage Nr.	Scherparameter			Flügelsondierwiderstand T_{FS} kN/m ²	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k_{10} m/s
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination						Reibungswinkel φ' °	Kohäsion c' kN/m ²	undrån. Kohäsion c_u kN/m ²		
1	BS-101 SO	1	0	0,44	0,44	fS ms u o' Pflanzenreste				3,7													
2	BS-101 SO	2	0,44	1	1	fS ms* u'																	
3	BS-101 SO	3	1	3	2	mS fs* u' Holzreste																	
4	BS-101 SO	4	1	3	3	mS fs* u'																	
5	BS-101 SO	5	3	5	4	U fs* ms*																	
6	BS-101 SO	6	3	5	5	U fs* ms*	0,171			1,1													
7	BS-101 SO	7	5	6	6	U fs* (++) / fS ms u (++)																	
8	BS-101 SO	8	6	8	7	U fs* ms' t' (++)						.1											
9	BS-101 SO	9	6	8	8	U fs* ms' t' (++)																	
10	BS-101 SO	10	6	8	9	U fs* ms' t' (++) / mS fs u'	0,180																
11	BS-101 SO	11	9	9,44	9,44	mS fs u' vereinz. gs'																	

Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON E160 EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

Ifd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte ρ t/m ³	Trockendichte ρ _d t/m ³	Glühverlust V _{gl} M.-%	Körnungslinien			Fließgrenze w _L	Ausrollgrenze w _p	Plastizitätszahl I _p	Konsistenzzahl I _c	Steifemodul E _s s. Anlage Nr.	Scherparameter			Flügelsondierwiderstand T _{FS} kN/m ²	Wasserdurchlässigkeitbeiwert k ₁₀ m/s
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination						Reibungswinkel φ' °	Kohäsion c' kN/m ²	undrän. Kohäsion c _u kN/m ²		
12	BS-102 NW	1	0	0,3	0,3	fS ms u o'																	
13	BS-102 NW	2	0,3	1	1	fS ms* u'																	
14	BS-102 NW	3	1	3,69	2	mS fs* u' (++)																	
15	BS-102 NW	4	1	3,69	3	mS fs* u' (++)					.1												
16	BS-102 NW	5	1	3,69	3,69	mS fs* u' (++)																	
17	BS-102 NW	6	3,69	7	4	U fs ms' t' (++)	0,182	2,07	1,75	1,7													
18	BS-102 NW	7	3,69	7	5	U fs ms' t' (++)																	
19	BS-102 NW	8	3,69	7	6	U fs ms' t' (++)																	
20	BS-102 NW	9	7	10	7	U fs ms' t' (++)																	
21	BS-102 NW	10	6	10	8	U fs* ms' t' (++)																	
22	BS-102 NW	11	6	10	9	U fs* ms' t' (++)	0,195																
23	BS-102 NW	12	6	10	10	U fs* ms' t' (++)																	
24	BS-102 NW	13	10	11	11	mS fs u' vereinz. gs' U-Linsen																	

Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON E160 EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

Ifd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte ρ t/m ³	Trockendichte ρ _d t/m ³	Glühverlust V _{gl} M.-%	Körnungslinien			Fließgrenze w _L	Ausrollgrenze w _p	Plastizitätszahl I _p	Konsistenzzahl I _c	Steifemodul E _s s. Anlage Nr.	Scherparameter			Flügelsondierwiderstand T _{FS} kN/m ²	Wasserdurchlässigkeitbeiwert k ₁₀ m/s
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination						Reibungswinkel φ' °	Kohäsion c' kN/m ²	undrån. Kohäsion c _u kN/m ²		
25	BS-103 K	1	0	0,2	0,2	Schotter (++)																	
26	BS-103 K	2	0,2	0,4	0,4	Schotter Splitt , s g (++)																	
27	BS-103 K	3	0,4	1	1	fS ms* u' (++)																	
28	BS-103 K	4	1	2	2	mS fs* u' (++)																	
29	BS-103 K	5	2	5	3	U fs* ms' t' (++)																	
30	BS-103 K	6	2	5	4	U fs* ms' t' (++)	0,157	2,11	1,82														
31	BS-103 K	7	2	5	5	U fs* ms' t' (++)																	
32	BS-103 K	8	5	6	6	U fs* (++) / fS ms u (++)																	
33	BS-103 K	9	6	9,1	7	U fs ms' t' (++)																	
34	BS-103 K	10	6	9,1	8	U fs ms' t' (++)	0,219																
35	BS-103 K	11	6	9,1	9,1	U fs ms' t' (++)																	
36	BS-103 K	12	9,1	10	10	mS fs u' vereinz. gs ¹																	

Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON E160 EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

Ifd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte ρ t/m ³	Trockendichte ρ _d t/m ³	Glühverlust V _{gl} M.-%	Körnungslinien			Fließgrenze w _L	Ausrollgrenze w _p	Plastizitätszahl I _p	Konsistenzzahl I _c	Steifemodul E _s s. Anlage Nr.	Scherparameter			Flügelsondierwiderstand T _{FS} kN/m ²	Wasserdurchlässigkeitbeiwert k ₁₀ m/s
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination						Reibungswinkel φ' °	Kohäsion c' kN/m ²	undrån. Kohäsion c _u kN/m ²		
37	BS-201 NW	1	0	0,23	0,23	fs ms* u o' Wurzelreste (+)																	
38	BS-201 NW	2	0,23	2,48	1	fs ms u'																	
39	BS-201 NW	3	0,23	2,48	2	fs ms u'					.1												
40	BS-201 NW	4	0,23	2,48	2,48	fs ms u'																	
41	BS-201 NW	5	3	4,15	4,15	fs ms u																	
42	BS-201 NW	6	4,15	5	5	U fs ms t' (++)						.1											
43	BS-201 NW	7	5	5,49	5,49	fs ms* u' (++)																	
44	BS-201 NW	8	5,49	6	6	U fs ms' t' (++)	0,197	2,15	1,80														
45	BS-201 NW	9	6	6,23	6,23	fs ms* u' (++)																	
46	BS-201 NW	10	6,23	6,34	6,34	H stark zers., fs*, u	0,488																
47	BS-201 NW	11	6,34	7	7	mS fs* u'					.1												
48	BS-201 NW	12	7	8	8	fs u ms t' (++)						.1											
49	BS-201 NW	13	8	8,6	8,6	fs u ms t' (++)																	

Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON E160 EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

Ifd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte ρ t/m ³	Trockendichte ρ_d t/m ³	Glühverlust V_{gl} M.-%	Körnungslinien			Fließgrenze w_L	Ausrollgrenze w_p	Plastizitätszahl I_p	Konsistenzzahl I_c	Steifemodul E_s s. Anlage Nr.	Scherparameter			Flügelsondierwiderstand T_{FS} kN/m ²	Wasserdurchlässigkeitbeiwert k_{10} m/s
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung Sedimentation Kombination s. Anlage Nr. 3.2 /.Blatt	Reibungswinkel φ' °	Kohäsion c' kN/m ²						undrån. Kohäsion c_u kN/m ²				
50	BS-202 SO	1		0,25	0,25	fS ms* u o' Wurzelreste (+)																	
51	BS-202 SO	2	0,25	3,72	1	fS ms u'																	
52	BS-202 SO	3	0,25	3,72	1,45	fS ms u'																	
53	BS-202 SO	4	0,25	3,72	2	fS ms u'																	
54	BS-202 SO	5	0,25	3,72	3	fS ms u'																	
55	BS-202 SO	6	0,25	3,72	3,72	fS ms u'																	
56	BS-202 SO	7	3,72	4	4	fS ms u (++)																	
57	BS-202 SO	8	4	5	5	U fs ms t' (++)	0,220																
58	BS-202 SO	9	5	5,53	5,53	mS fs* u'																	
59	BS-202 SO	10	5,53	6	6	U fs ms' t' (++)																	
60	BS-202 SO	11	6	6,8	6,8	mS fs* u'																	

Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON E160 EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

Ifd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte ρ t/m ³	Trockendichte ρ _d t/m ³	Glühverlust V _{gl} M.-%	Körnungslinien			Fließgrenze w _L	Ausrollgrenze w _p	Plastizitätszahl I _p	Konsistenzzahl I _c	Steifemodul E _s s. Anlage Nr.	Scherparameter			Flügelsondierwiderstand τ _{FS} kN/m ²	Wasserdurchlässigkeitbeiwert k ₁₀ m/s
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination						Reibungswinkel φ' °	Kohäsion c' kN/m ²	undrän. Kohäsion c _u kN/m ²		
61	BS-203 K	1	0	0,46	0,46	fs ms* u o' Wurzelreste (+)																	
62	BS-203 K	2	0,46	3	1	fs ms u'																	
63	BS-203 K	3	0,46	3	2	fs ms u'																	
64	BS-203 K	4	0,46	3	3	fs ms u'																	
65	BS-203 K	5	3	3,78	3,78	fs ms u																	
66	BS-203 K	6	3,78	4	4	U fs* ms t' (++)																	
67	BS-203 K	7	4	5,13	5,13	fs ms* u' (++)																	
68	BS-203 K	8	5,13	5,46	5,46	U fs* ms' t' / H stark zers. fs* u																	
69	BS-203 K	9	5,46	5,79	5,79	mS fs* u'																	

Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON E160 EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

Ifd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte ρ t/m ³	Trockendichte ρ _d t/m ³	Glühverlust V _{gl} M.-%	Körnungslinien			Fließgrenze w _L	Ausrollgrenze w _p	Plastizitätszahl I _p	Konsistenzzahl I _c	Steifemodul E _s s. Anlage Nr.	Scherparameter			Flügelsondierwiderstand T _{FS} kN/m ²	Wasserdurchlässigkeitbeiwert k ₁₀ m/s
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination						Reibungswinkel φ' °	Kohäsion c' kN/m ²	undrån. Kohäsion c _u kN/m ²		
70	BS-301 NO	1	0	0,2	0,2	mS fs u o' Wurzelreste																	
71	BS-301 NO	2	0,2	0,55	0,55	Schotter Splitt u' (++)																	
72	BS-301 NO	3	0,55	0,7	0,7	m fs u o' Wurzelreste (++)																	
73	BS-301 NO	4	0,7	3	1	fS ms u'																	
74	BS-301 NO	5	0,7	3	1,3	fS ms u'																	
75	BS-301 NO	6	0,7	3	2	fS ms u'				0,7													
76	BS-301 NO	7	0,7	3	3	fS ms u					.2												
77	BS-301 NO	8	3	5	4	mS fs* u'																	
78	BS-301 NO	9	3	5	5	mS fs* u'																	
79	BS-301 NO	10	5	5,75	5,75	U fs* ms t' (++)	0,128	2,16	1,91														
80	BS-301 NO	11	5,75	6	6	fS ms* u (++)																	
81	BS-301 NO	12	6	8	7	U fs* ms' t' (++)																	
82	BS-301 NO	13	6	8	8	U fs* ms' t' (++)	0,176																
83	BS-301 NO	14	8	8,48	8,48	mS fs gs' tw. u' (++)																	

Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON E160 EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

Ifd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte ρ t/m ³	Trockendichte ρ _d t/m ³	Glühverlust V _{gl} M.-%	Körnungslinien			Fließgrenze w _L	Ausrollgrenze w _p	Plastizitätszahl I _p	Konsistenzzahl I _c	Steifemodul E _s s. Anlage Nr.	Scherparameter			Flügelsondierwiderstand T _{FS} kN/m ²	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k ₁₀ m/s
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination						Reibungswinkel φ' °	Kohäsion c' kN/m ²	undrån. Kohäsion c _u kN/m ²		
84	BS-302 SW	1	0	0,5	0,5	mS fs u o' Wurzelreste																	
85	BS-302 SW	2	0,5	1	1	fs ms u tw. o'																	
86	BS-302 SW	3	1	2	1,55	fs ms u'																	
87	BS-302 SW	4	1	2	2	fs ms u'																	
88	BS-302 SW	5	2	4	3	mS fs* tw. u'																	
89	BS-302 SW	6	2	4	4	mS fs* tw. u'																	
90	BS-302 SW	7	4	4,43	4,43	mS fs* u																	
91	BS-302 SW	8	4,43	6,31	5	U fs* ms t' (++)	0,175																
92	BS-302 SW	9	4,43	6,31	6,31	U fs* ms t' (++)																	
93	BS-302 SW	11	6,31	8	8	mS fs* u' (++) , U-Linsen																	
94	BS-302 SW	12	8	9	9	mS fs* u' (++)																	
95	BS-302 SW	13	9	9,7	9,7	U fs ms' t' (++)	0,161	2,16	1,86														
96	BS-302 SW	14	9,7	10,38	10,38	mS fs gs' (++)																	

Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON E160 EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

Ifd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte ρ t/m ³	Trockendichte ρ_d t/m ³	Glühverlust V_{gl} M.-%	Körnungslinien			Fließgrenze w_L	Ausrollgrenze w_P	Plastizitätszahl I_P	Konsistenzzahl I_C	Steifemodul E_s s. Anlage Nr.	Scherparameter			Flügelsondierwiderstand T_{FS} kN/m ²	Wasserdurchlässigkeitbeiwert k_{10} m/s	
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination						Reibungswinkel φ' °	Kohäsion c' kN/m ²	undrän. Kohäsion c_u kN/m ²			
97	BS-303 K	1	0	0,1	0,1	mS fs u o' (++) Wurzelreste																		
98	BS-303 K	2	0,1	0,33	0,33	Schotter (++)																		
99	BS-303 K	3	0,33	2	1	fs ms u'																		
100	BS-303 K	4	0,33	2	2	fs ms u																		
101	BS-303 K	5	2	3	3	mS fs* u'																		
102	BS-303 K	6	3	7	4	U fs* ms t' (++)																		
103	BS-303 K	7	3	7	5	U fs* ms t' (++)																		
104	BS-303 K	8	3	7	6	U fs* ms' t' (++)	0,173																	
105	BS-303 K	9	3	7	7	U fs* ms' t' (++)																		
106	BS-303 K	10	7	7,4	7,4	mS fs gs' u' (++)																		

Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON E160 EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

Ifd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte ρ t/m ³	Trockendichte ρ _d t/m ³	Glühverlust V _{gl} M.-%	Körnungslinien			Fließgrenze w _L	Ausrollgrenze w _p	Plastizitätszahl I _p	Konsistenzzahl I _c	Steifemodul E _s s. Anlage Nr.	Scherparameter			Flügelsondierwiderstand τ _{FS} kN/m ²	Wasserdurchlässigkeitbeiwert k ₁₀ m/s
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination						Reibungswinkel φ' °	Kohäsion c' kN/m ²	undrån. Kohäsion c _u kN/m ²		
107	BS-401 SW	1	0	0,4	0,4	Schotter (++)																	
108	BS-401 SW	2	0,4	1	1	mS fs u																	
109	BS-401 SW	3	1	2,5	2	fS ms*																	
110	BS-401 SW	4	1	2,5	3	fS ms*																	
111	BS-401 SW	5	3	6	4	fS ms u' (++)																	
112	BS-401 SW	6	3	6	5	fS ms u' (++)																	
113	BS-401 SW	7	3	6	6	fS ms u (++)					.2												
114	BS-401 SW	8	6	7	7	U fs* ms t' (++)	0,141	2,12	1,85	1,3													
115	BS-401 SW	9	7	8	8	fS ms u t' (++)																	
116	BS-401 SW	10	8	8,8	8,8	U fs* ms t' (++)																	

Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON E160 EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

Ifd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte ρ t/m ³	Trockendichte ρ _d t/m ³	Glühverlust V _{gl} M.-%	Körnungslinien			Fließgrenze w _L	Ausrollgrenze w _p	Plastizitätszahl I _p	Konsistenzzahl I _c	Steifemodul E _s s. Anlage Nr.	Scherparameter			Flügelsondierwiderstand T _{FS} kN/m ²	Wasserdurchlässigkeitbeiwert k ₁₀ m/s
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination						Reibungswinkel φ' °	Kohäsion c' kN/m ²	undrän. Kohäsion c _u kN/m ²		
117	BS-402 NO	1	0	0,45	0,45	Schotter Splitt u' (++)																	
118	BS-402 NO	2	0,45	0,7	0,7	mS fs u o (++)																	
119	BS-402 NO	3	0,7	1	1	U fs* ms' t' o' (++)																	
120	BS-402 NO	4	1	2,5	2	fS ms* u' (++)																	
121	BS-402 NO	5	1	2,5	2,5	fS ms* (++)																	
122	BS-402 NO	6	2,5	3	3	mS fs* u' (++)																	
123	BS-402 NO	7	3	5	3,2	fS ms* u' (++)																	
124	BS-402 NO	8	3	5	4	fS ms* u' (++)																	
125	BS-402 NO	9	3	5	5	fS ms* u (++)																	
126	BS-402 NO	10	5	6	6	U fs* ms' t' (++)																	
127	BS-402 NO	11	6	6,84	6,84	U fs* ms' t' / H stark zers. fs* u	0,287	1,50	1,16	7,4													
128	BS-402 NO	12	6,84	8,4	7	U fs* ms t' (++)																	
129	BS-402 NO	13	6,84	8,4	8	U fs* ms t' (++)																	
130	BS-402 NO	14	6,84	8,4	8,4	U fs* ms t'(++)																	

Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON E160 EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

Ifd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte ρ t/m ³	Trockendichte ρ _d t/m ³	Glühverlust V _{gl} M.-%	Körnungslinien			Fließgrenze w _L	Ausrollgrenze w _p	Plastizitätszahl I _p	Konsistenzzahl I _c	Steifemodul E _s s. Anlage Nr.	Scherparameter			Flügelsondierwiderstand T _{FS} kN/m ²	Wasserdurchlässigkeitbeiwert k ₁₀ m/s
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination						Reibungswinkel φ' °	Kohäsion c' kN/m ²	undrån. Kohäsion c _u kN/m ²		
131	BS-403 K	1	0	0,2	0,2	mS fs u' o (++) Wurzelreste				6,3													
132	BS-403 K	2	0,2	1	1	mS fs u																	
133	BS-403 K	3	1	2,5	2	fS ms*																	
134	BS-403 K	4	1	2,5	2,5	fS ms*																	
135	BS-403 K	5	2,5	3	3	Kernverlust																	
136	BS-403 K	6	3	4	4	fS ms u' (++)																	
137	BS-403 K	7	4	5	5	fS ms u (++)																	
138	BS-403 K	8	5	6	6	U fs* ms' t' (++) kl. H-Linsen																	
139	BS-403 K	9	6	6,32	6,32	fS ms u t' (++)																	
140	BS-403 K	10	6,32	9	7	U fs* ms t' (++)																	
141	BS-403 K	11	6,32	9	8	U fs* ms t' (++)	0,181	2,04	1,73														
142	BS-403 K	12	6,32	9	8,51	U fs* ms t' (++)																	
143	BS-403 K	13	6,32	9	9	U fs* ms' t' (++)																	

Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON E160 EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

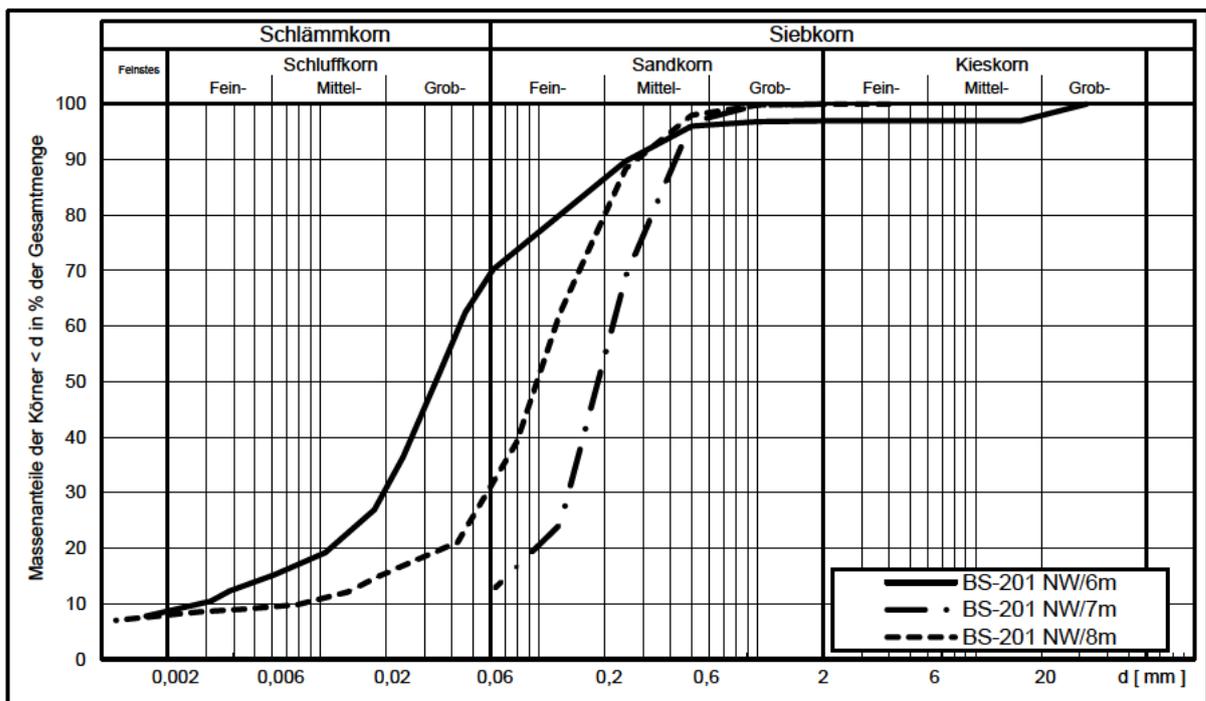
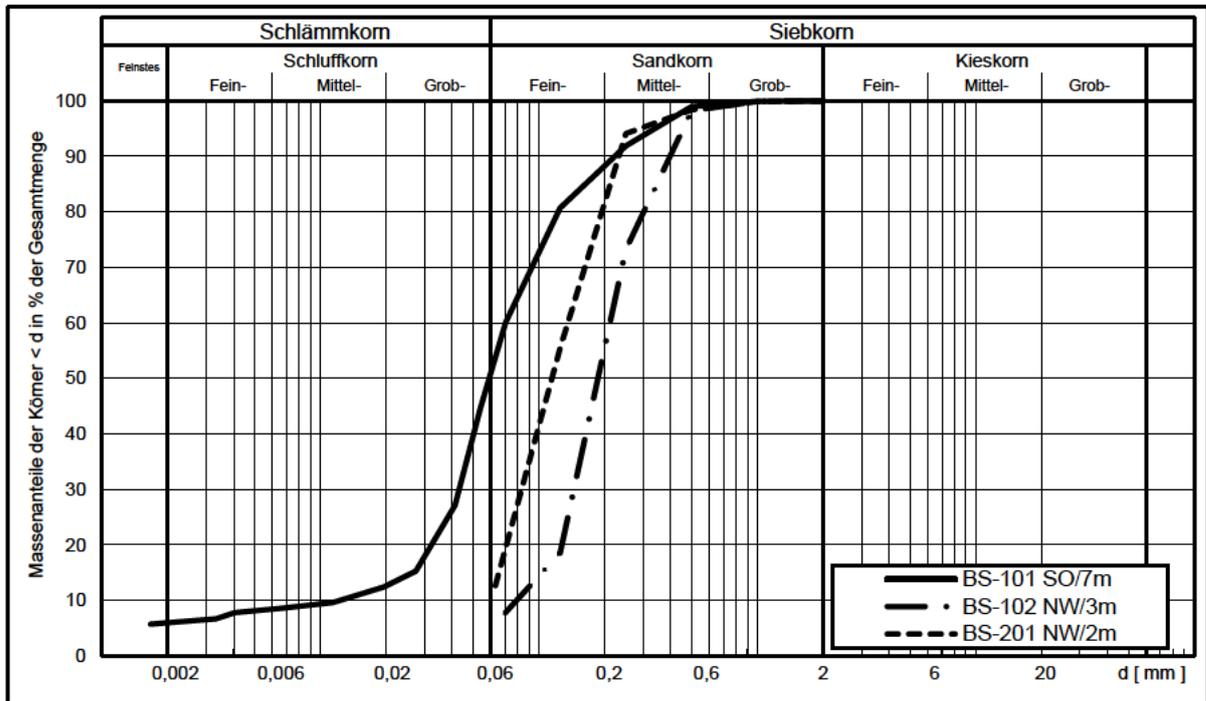
Ifd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte ρ t/m ³	Trockendichte ρ _d t/m ³	Glühverlust V _{gl} M.-%	Körnungslinien			Fließgrenze w _L	Ausrollgrenze w _p	Plastizitätszahl I _p	Konsistenzzahl I _c	Steifemodul E _s s. Anlage Nr.	Scherparameter			Flügelsondierwiderstand T _{FS} kN/m ²	Wasserdurchlässigkeitbeiwert k ₁₀ m/s
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination						Reibungswinkel φ' °	Kohäsion c' kN/m ²	undrän. Kohäsion c _u kN/m ²		
144	BS-501	1	0	0,6	0,6	mS fs u' o'																	
145	BS-501	2	0,6	1	1	fS ms u' tw. o'																	
146	BS-501	3	1	2	2	fS ms u'																	
147	BS-502	1	0	0,27	0,27	mS fs u' o' Wurzelreste																	
148	BS-502	2	0,27	0,5	0,5	fS ms u tw. o'																	
149	BS-502	3	0,5	0,64	0,64	H zers. u fs ms																	
150	BS-502	4	0,64	1	1	fS ms u																	
151	BS-502	5	1	2	2	fS ms u																	
152	BS-503	1	0	0,68	0,68	fS ms u o' Wurzelreste																	
153	BS-503	2	0,68	1	1	fS ms u o' (++) Pflanzenreste																	
154	BS-503	3	1	2	2	mS fs* u' o' vz. Pflanzenreste																	

Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON E160 EP5 E3
 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

Ifd.-Nr.	Bohrung		Schicht		Entnahmetiefe m	Probenansprache im Labor	Wassergehalt w	Dichte ρ t/m ³	Trockendichte ρ_d t/m ³	Glühverlust V_{gl} M.-%	Körnungslinien			Fließgrenze w_L	Ausrollgrenze w_p	Plastizitätszahl I_p	Konsistenzzahl I_c	Steifemodul E_s s. Anlage Nr.	Scherparameter			Flügelsondierwiderstand r_{FS} kN/m ²	Wasserdurchlässigkeitbeiwert k_{10} m/s
	Nr.	Probe	von m	bis m							Siebung	Sedimentation	Kombination						Reibungswinkel φ' °	Kohäsion c' kN/m ²	undrån. Kohäsion c_u kN/m ²		
155	BS-504	1	0	0,73	0,73	fS ms u o' Wurzelreste																	
156	BS-504	2	0,73	1	1	mS fs u'																	
157	BS-504	3	1	2	2	fS ms u																	
158	BS-505	1	0	0,41	0,41	mS fs u' o' (+) Wurzelreste																	
159	BS-505	2	0,41	1	1	mS fs u' (+) tw. o'																	
160	BS-505	3	1	2	2	fS ms u' o', vz. Pflanzenreste																	

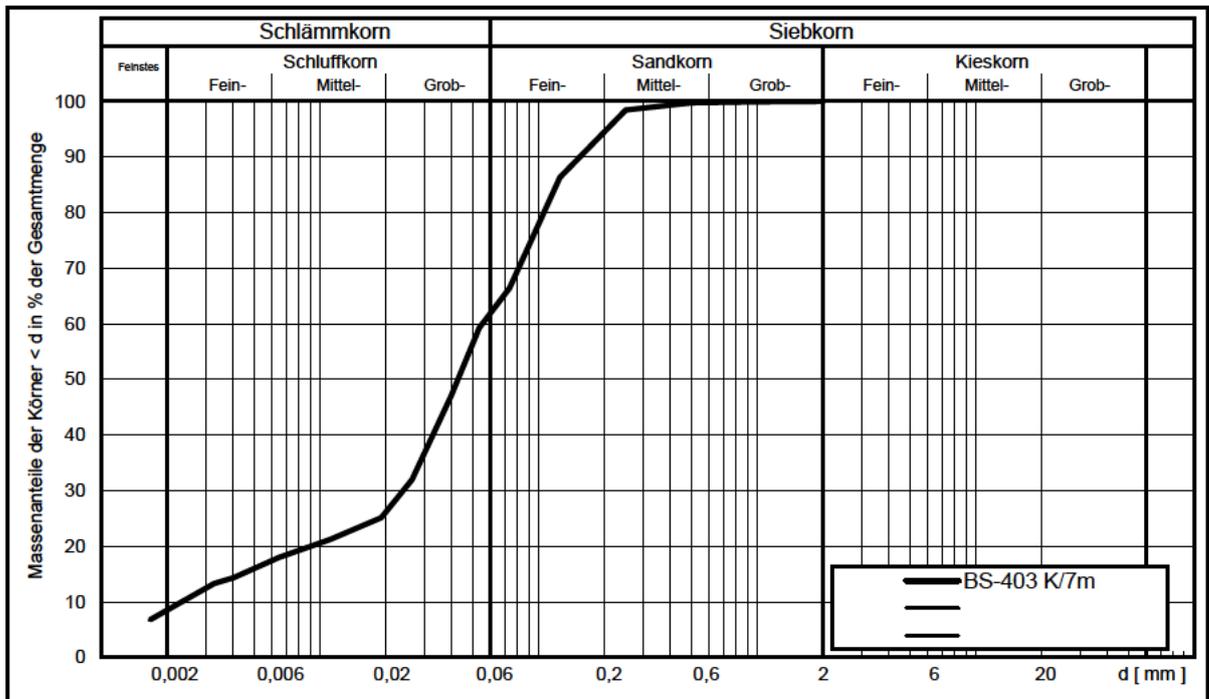
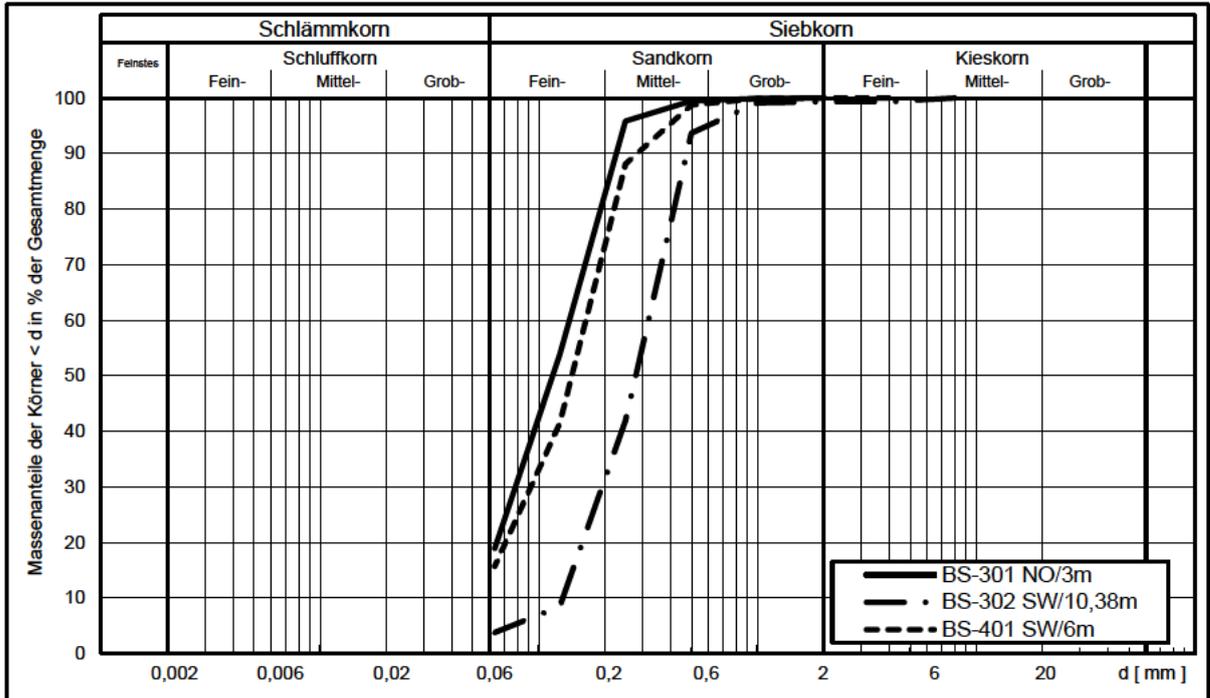
Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung Körnungslinien



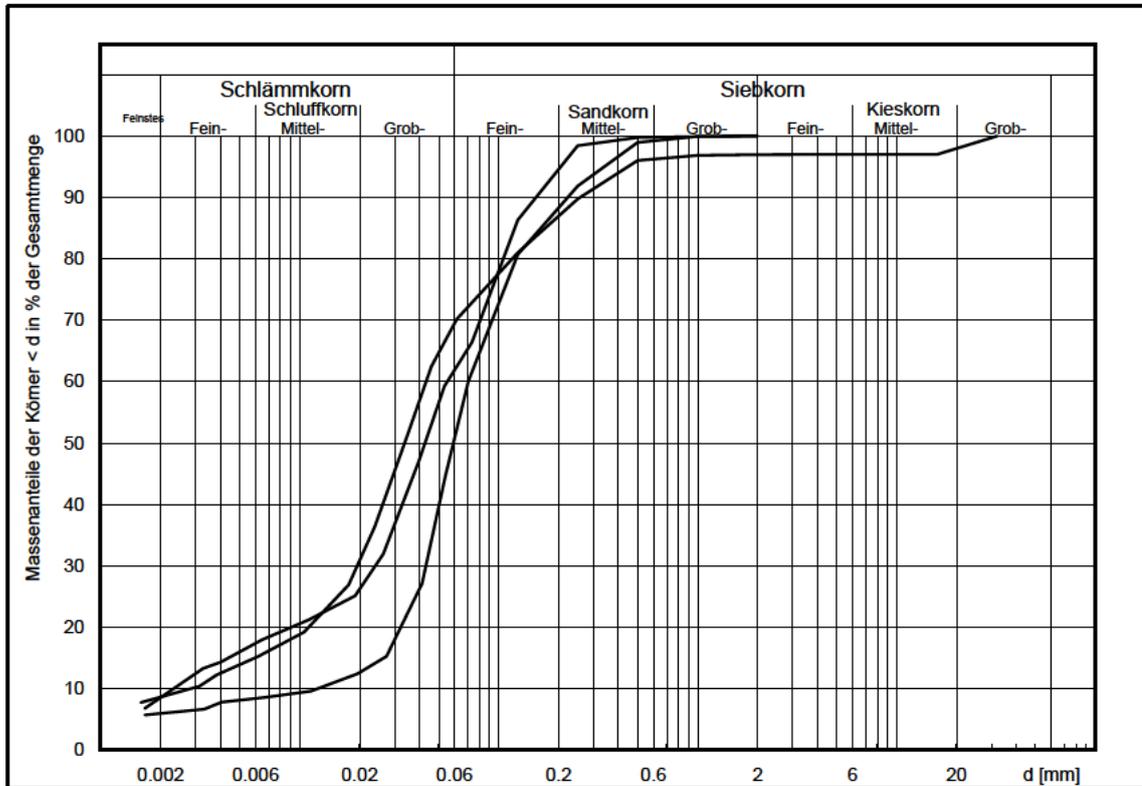
Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung Körnungslinien



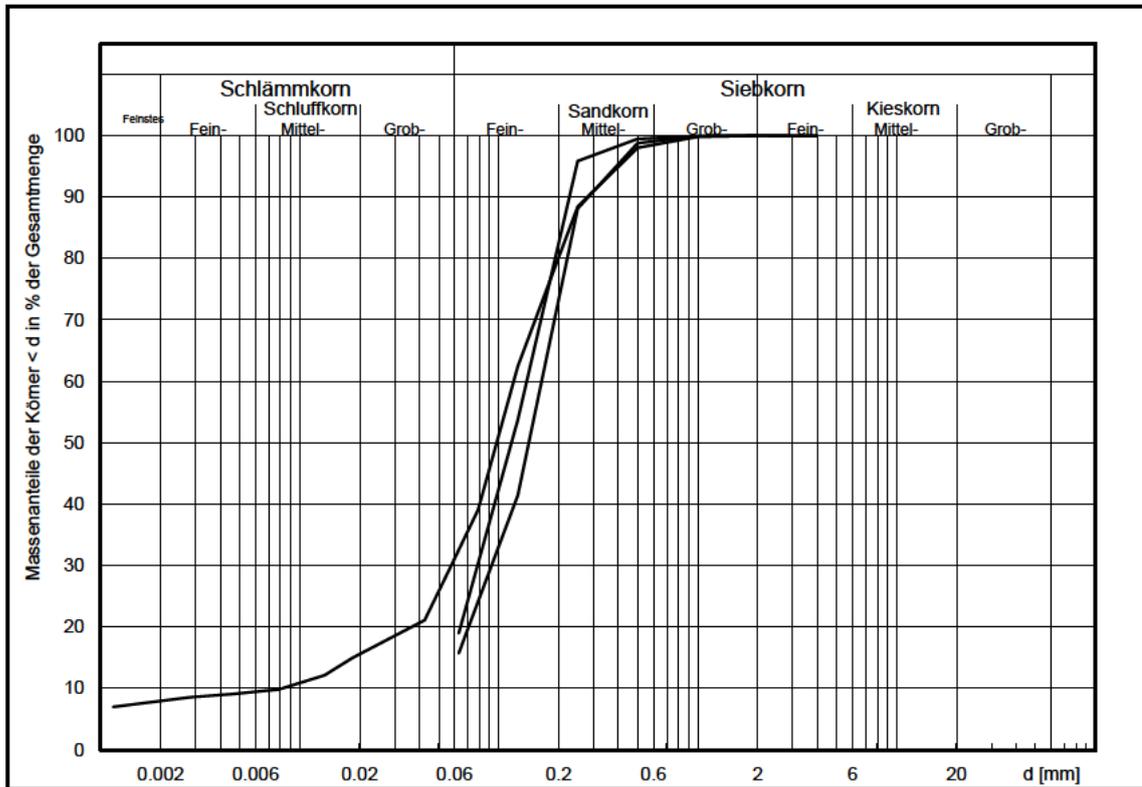
Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung Körnungsband Schluffe



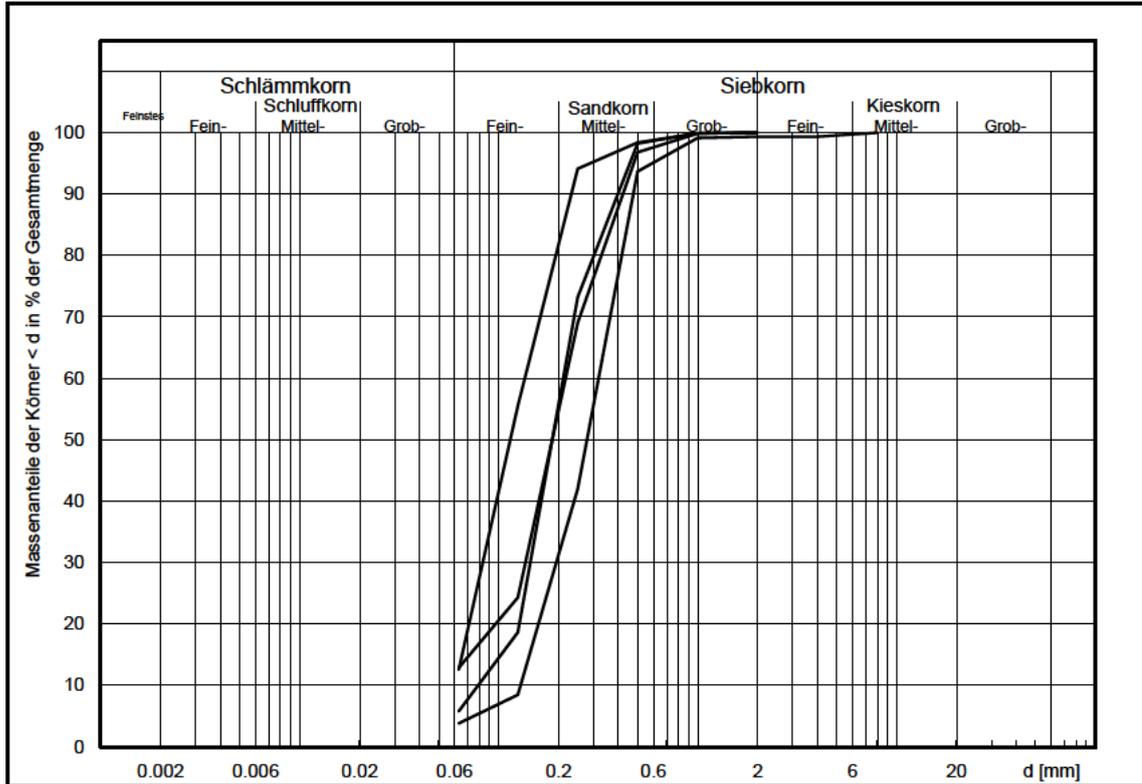
Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung Körnungsband schluffige Sande



Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
Körnungsband schluffarme bis schwach schluffige Schluffe



Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ergebnisse der chemischen Grundwasseranalysen

Chemischer Angriff (Expositionsklasse) auf Beton gemäß DIN EN 206:2017-01,
 Stahlkorrosionswahrscheinlichkeit nach DIN 50929 sowie Eisengehalt

Projekt	80861-101	Analyse durch	Wessling GmbH
Entnahmedatum	02.04.2023	Proben Nr.	23-052456-01
Entnahme durch	HMB Baugrund & Kernbohrung	Entnahmestelle	BS-201, t = 2 bis 3m

Wasseranalyse					
Chemischer Angriff auf Beton			Expositionsklasse		
<i>(erweiterter Analyseumfang)</i>			XA 1 schwach angreifend	XA 2 mäßig angreifend	XA 3 stark angreifend
Parameter	Prüfergebnis	Einheit	Grenzwerte (sofern vorgegeben)		
Aussehen	unauffällig	-			
Geruch der unveränderten Probe	ohne	-			
Geruch der angesäuerten Probe	ohne	-			
Kaliumpermanganatverbrauch	99,8	mg/l			
Härte	209	mg CaO/l			
Härtehydrocarbonat	132,16	mg CaO/l			
Nichtcarbonathärte	77	mg CaO/l			
Chlorid	35	mg/l			
Sulfid	< 0,04	mg/l			
pH-Wert	7,7	-	6,5-5,5	<5,5-4,5	<4,5
Magnesium	6,4	mg/l	300-1000	>1000-3000	>3000
Ammonium	0,18	mg/l	15-30	>30-60	>60
Sulfat	68	mg/l	200-600	>600-3000	>3000
CO ₂ (kalklösend)	< 5,0	mg/l	15-40	>40-100	>100
Stahlkorrosionswahrscheinlichkeit (Chlorid, Sulfat und pH-Wert siehe oben)					
Calcium	140	mg/l			
Säurekapazität, pH 4,3	4,72	mmol/l			
Eisengehalt	0,72	mg/l			

Beurteilung
<p>Chemischer Angriff auf Beton (Expositionsklasse gemäß DIN EN 206)¹⁾</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> alle Parameter unterhalb der Grenzwerte für XA 1 (nicht betonangreifend)</p> <p><input type="checkbox"/> XA 1 - chemisch schwach angreifende Umgebung</p> <p><input type="checkbox"/> XA 2 - chemisch mäßig angreifende Umgebung</p> <p><input type="checkbox"/> XA 3 - chemisch stark angreifende Umgebung</p>

¹⁾ Der höchste Wert bestimmt die Expositionsklasse. Liegen zwei oder mehr Parameter im oberen Viertel eines Bereiches (bei pH im unteren Viertel), muß die Umgebung der nächsthöheren Klasse zugeordnet werden, sofern nicht ein besonderer Nachweis erbracht wird, daß dies nicht erforderlich ist.

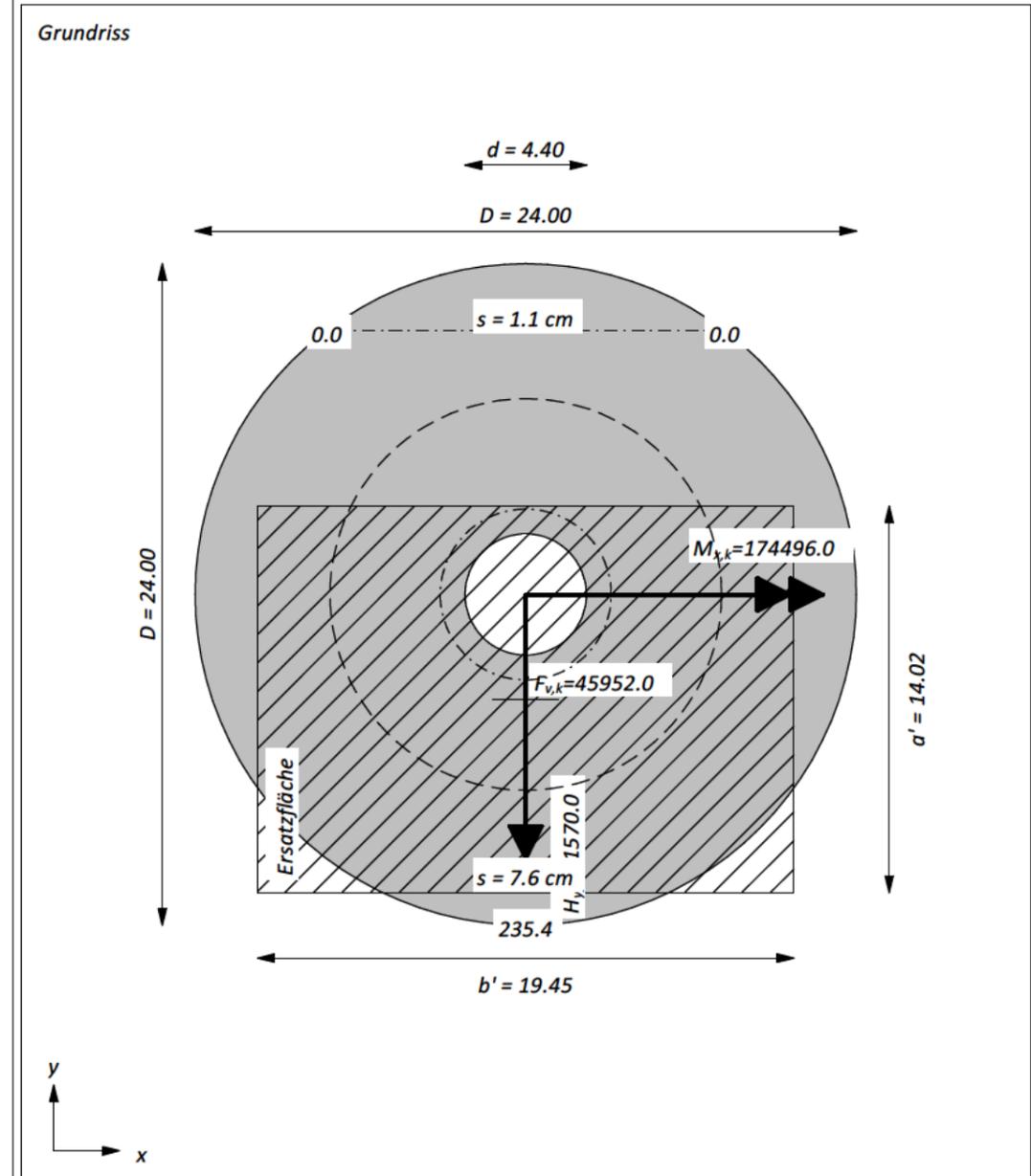
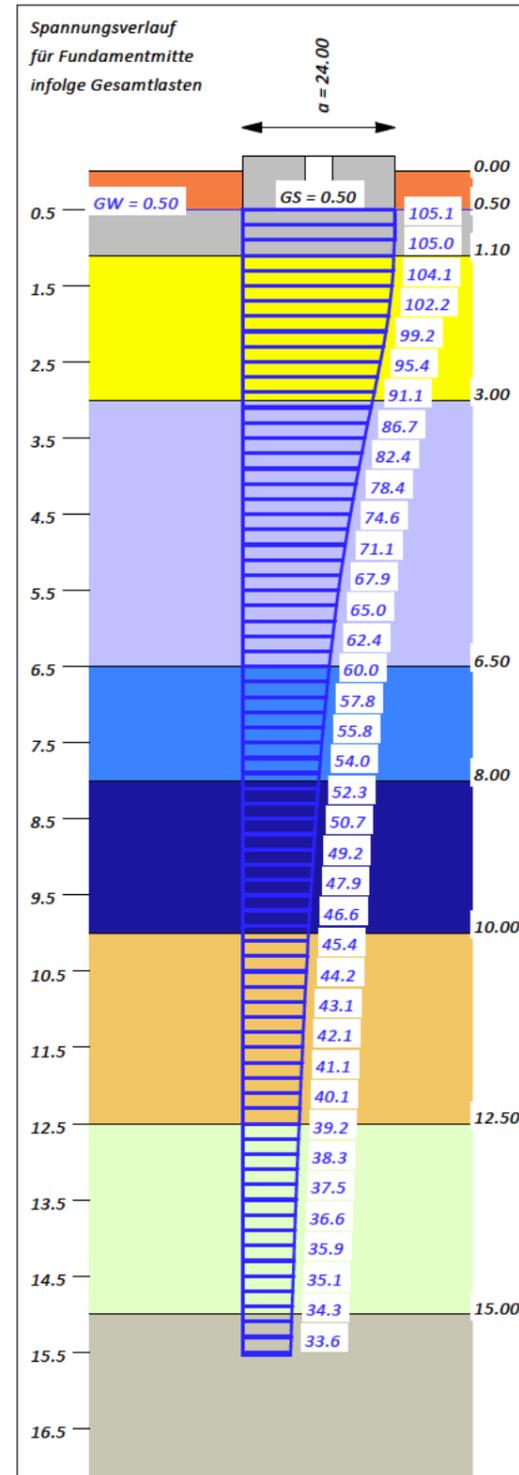
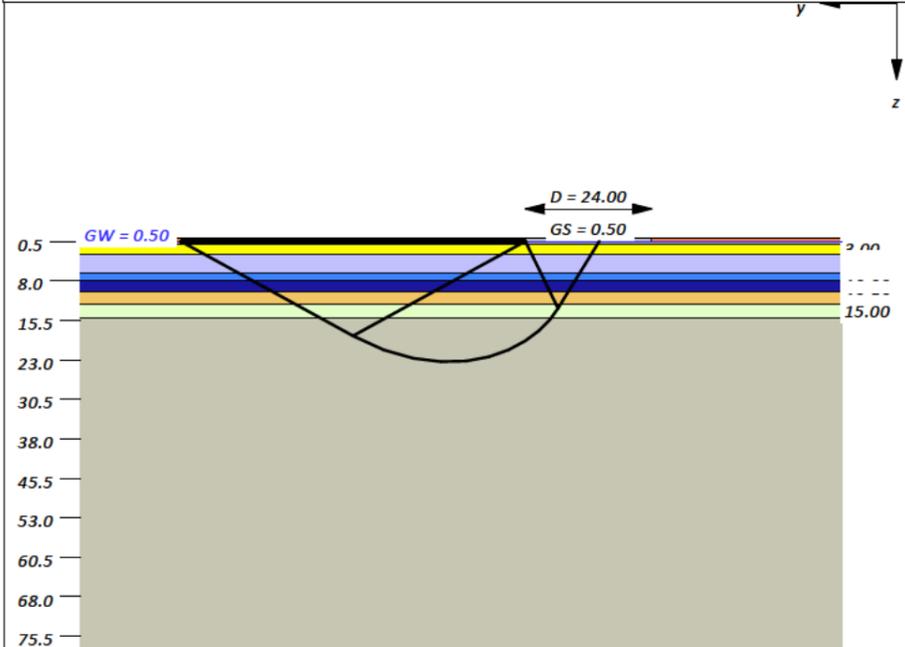
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 BS-P - max V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-1

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	15.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.00	18.0	10.0	32.5	0.0	30.0	Sand (l-md) - RSV
	6.50	20.0	10.0	27.5	2.5	15.0	Schluff/Sand (RSV)
	8.00	19.0	10.0	30.0	0.0	37.5	Sand/Schluff (RSV)
	10.00	20.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Schluff, S-Lagen (RSV)
	12.50	19.0	11.0	37.5	0.0	80.0	Sand, d-sd
	15.00	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>15.00	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.50 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 45952.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -1570.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 174496.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.797$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 14.015$ m
 $b' = 19.450$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.797$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 14.015$ m
 $b' = 19.450$ m
Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1947.0 / 1390.70$ kN/m²
 $R_{n,k} = 530724.90$ kN
 $R_{n,d} = 379089.21$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 45952.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 62035.20$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.164
 μ (parallel zu x) = 0.122

Kohäsionsglied = 14872.19 kN (k)
Breitenglied = 437052.52 kN (k)
Tiefenglied = 78800.19 kN (k)
 cal $\varphi = 32.5^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal c = 1.12 kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.69$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 9.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 45952.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 26613.32$ kN
 $T_d = 2119.50$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.080$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 15.53$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 4.35 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 1.08 cm
 unten = 7.62 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 45952.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 496281.6$
 $M_{dst} = 174496.0 \cdot 1.10 = 191945.6$
 $\mu_{EQU} = 191945.6 / 496281.6 = 0.387$

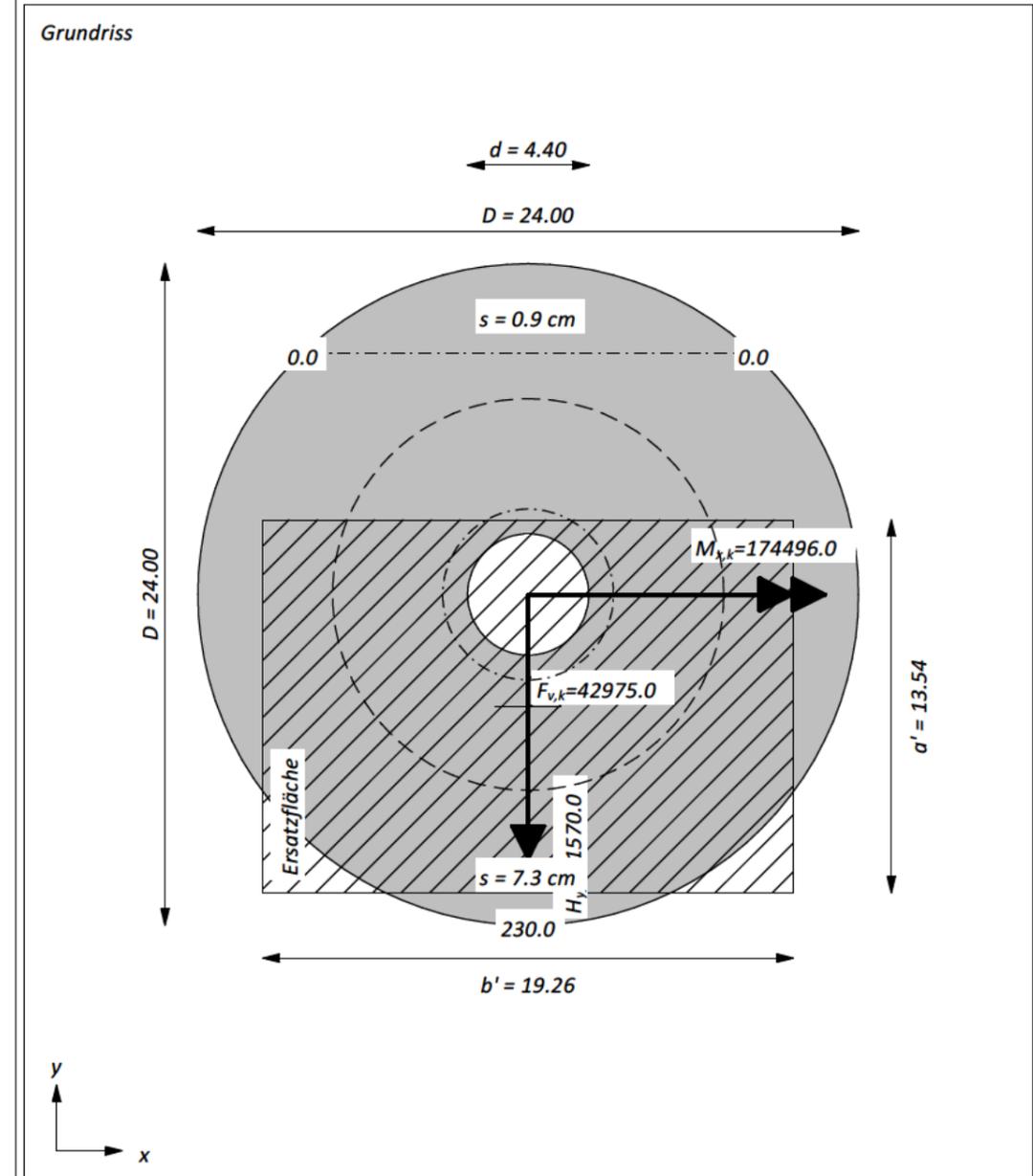
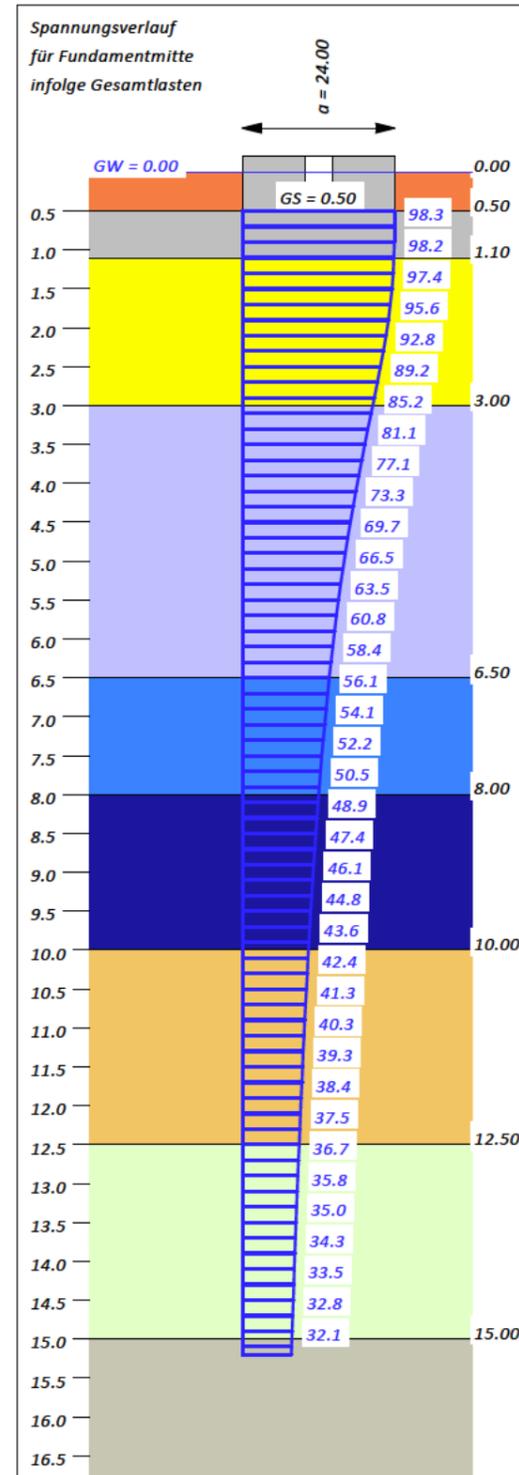
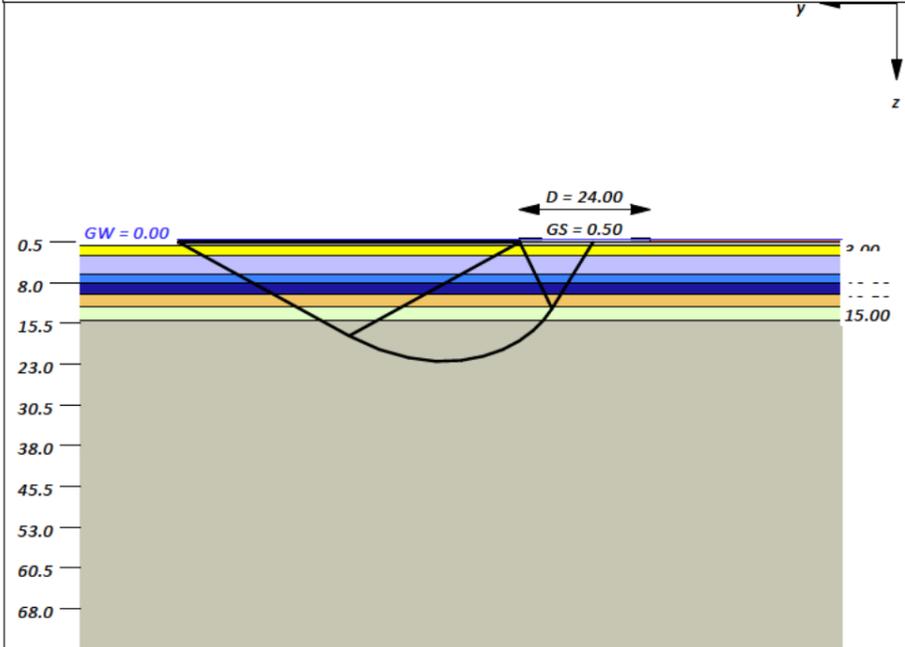
Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
BS-P - min V - Grundbruch - Gleiten - EQU
WEA-1

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	15.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.00	18.0	10.0	32.5	0.0	30.0	Sand (l-md) - RSV
	6.50	20.0	10.0	27.5	2.5	15.0	Schluff/Sand (RSV)
	8.00	19.0	10.0	30.0	0.0	37.5	Sand/Schluff (RSV)
	10.00	20.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Schluff, S-Lagen (RSV)
	12.50	19.0	11.0	37.5	0.0	80.0	Sand, d-sd
	15.00	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>15.00	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 42975.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -1570.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 174496.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -4.060$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 13.538$ m
 $b' = 19.255$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -4.060$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 13.538$ m
 $b' = 19.255$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1752.6 / 1251.87$ kN/m²
 $R_{n,k} = 456881.57$ kN
 $R_{n,d} = 326343.98$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 42975.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 58016.25$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.178
 μ (parallel zu x) = 0.126

Kohäsionsglied = 14663.19 kN (k)
Breitenglied = 400917.01 kN (k)
 Tiefenglied = 41301.37 kN (k)
 cal $\varphi = 32.4^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal c = 1.17 kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.65$ kN/m³
 cal $\sigma_d = 5.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 42975.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 24889.18$ kN
 $T_d = 2119.50$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.085$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 15.20$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 4.10 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.87 cm
 unten = 7.33 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 42975.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 464130.0$
 $M_{dst} = 174496.0 \cdot 1.10 = 191945.6$
 $\mu_{EQU} = 191945.6 / 464130.0 = 0.414$

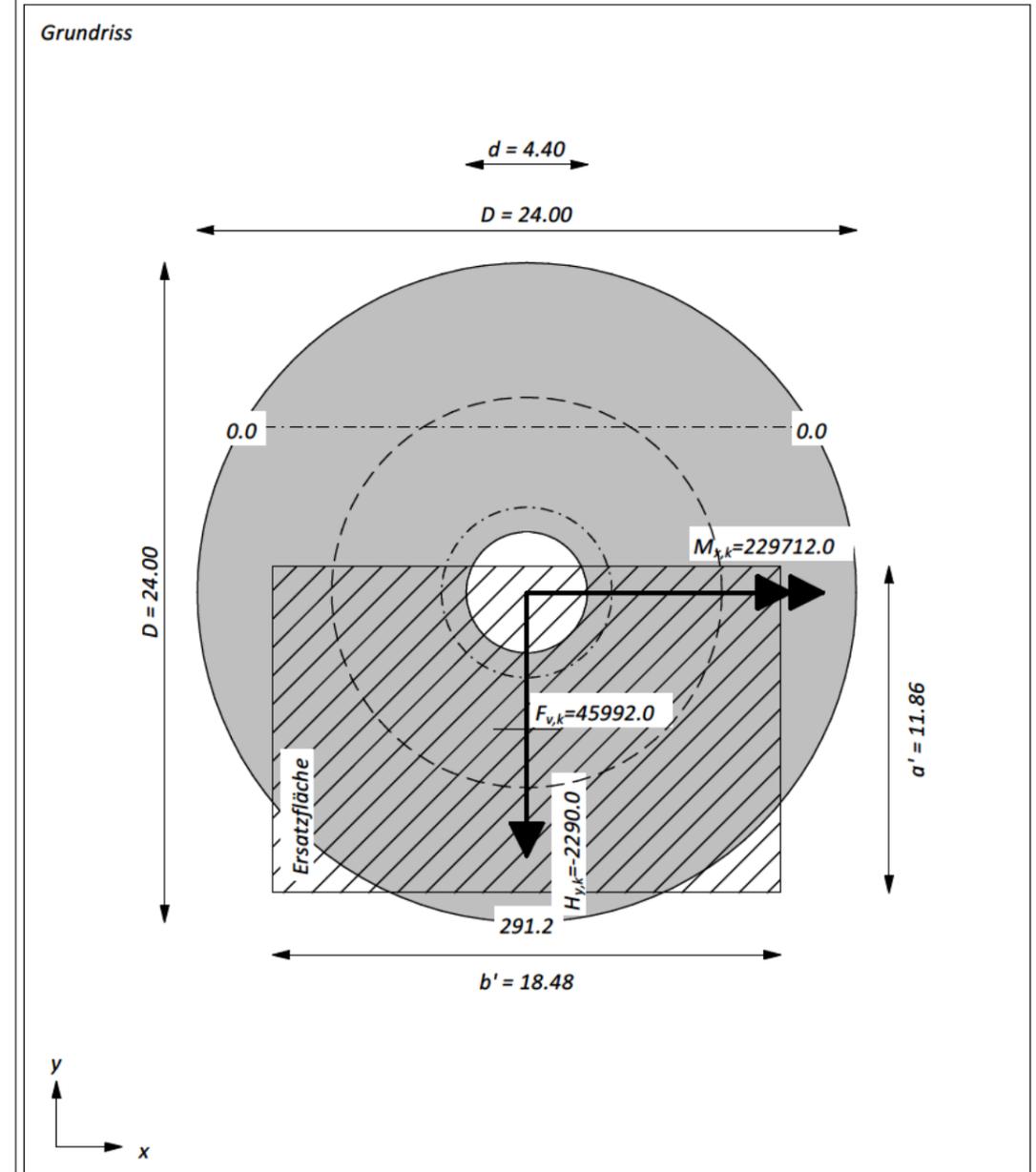
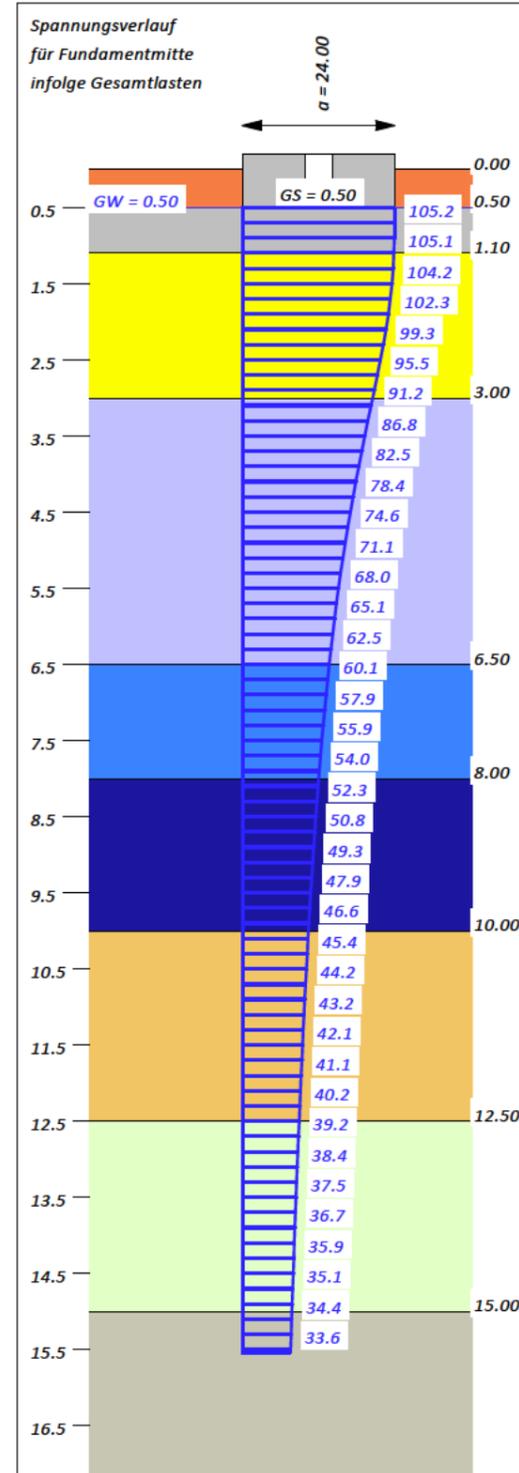
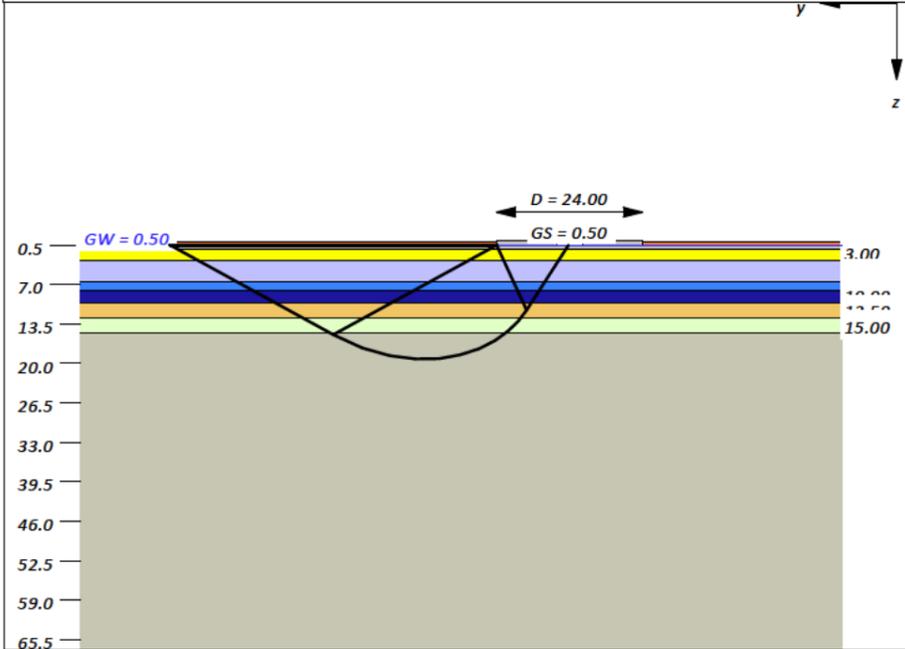
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 BS-A - max V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-1

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	15.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.00	18.0	10.0	32.5	0.0	30.0	Sand (l-md) - RSV
	6.50	20.0	10.0	27.5	2.5	15.0	Schluff/Sand (RSV)
	8.00	19.0	10.0	30.0	0.0	37.5	Sand/Schluff (RSV)
	10.00	20.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Schluff, S-Lagen (RSV)
	12.50	19.0	11.0	37.5	0.0	80.0	Sand, d-sd
	15.00	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>15.00	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-A
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\gamma_G = 1.10$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.00$
 $\gamma_{G,stab} = 0.95$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.50 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 45992.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -2290.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 229712.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser D = 24.000 m
 Durchmesser (innen) d = 4.400 m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -4.995$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 11.865$ m
 $b' = 18.480$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -4.995$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 11.865$ m
 $b' = 18.480$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1645.0 / 1370.86$ kN/m²
 $R_{n,k} = 360698.91$ kN
 $R_{n,d} = 300582.43$ kN
 $V_d = 1.10 \cdot 45992.00 + 1.10 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 50591.20$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.168
 μ (parallel zu x) = 0.113

Kohäsionsglied = 14188.92 kN (k)
Breitenglied = 286894.46 kN (k)
Tiefenglied = 59615.54 kN (k)
 cal $\varphi = 32.4^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal c = 1.41 kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.50$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 9.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 45992.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 26636.49$ kN
 $T_d = 2519.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.095$
Nachweis EQU:
 $M_{stb} = 45992.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 524308.8$
 $M_{dst} = 229712.0 \cdot 1.00 = 229712.0$
 $\mu_{EQU} = 229712.0 / 524308.8 = 0.438$

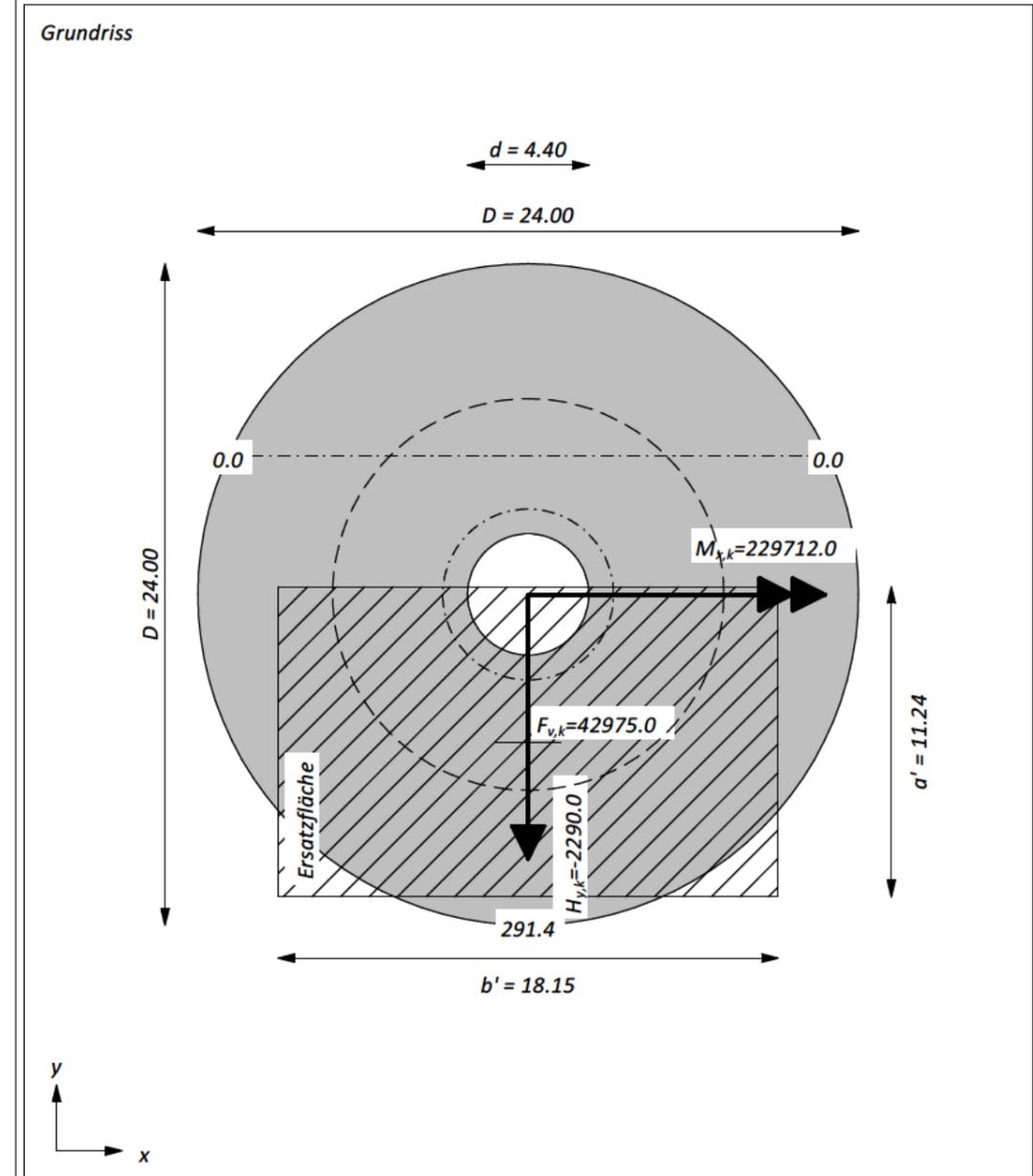
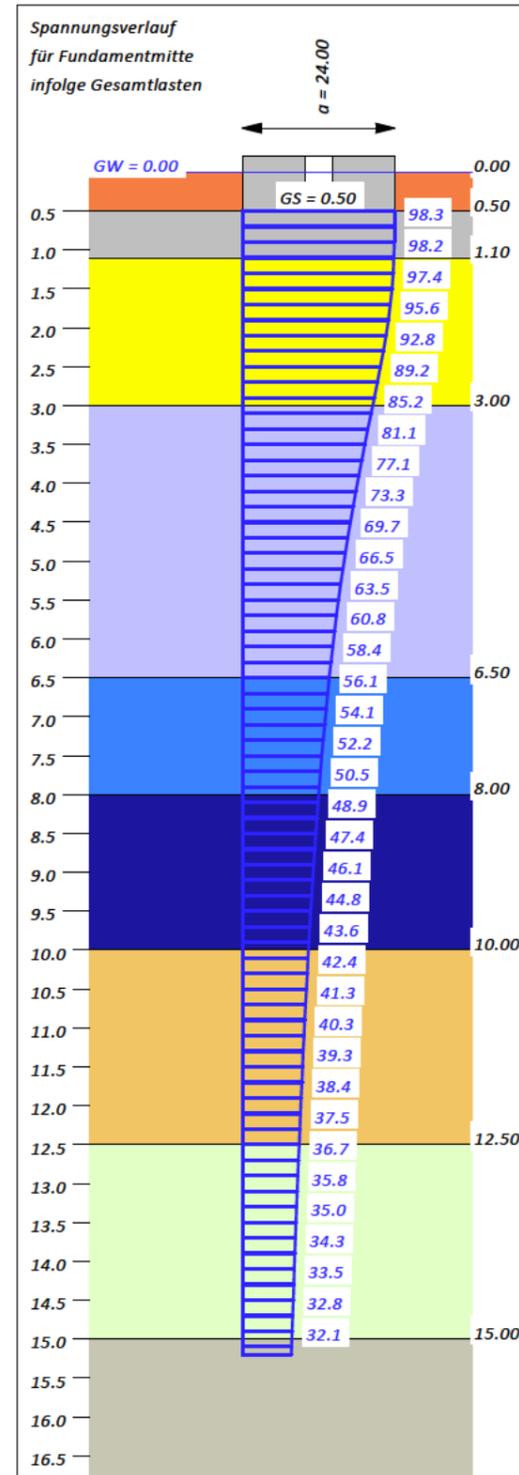
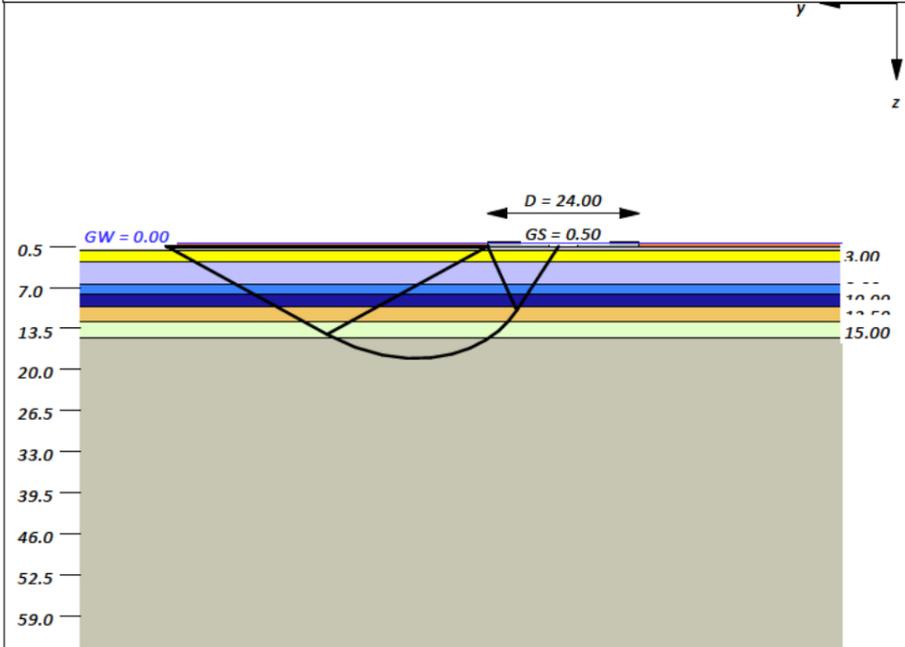
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 BS-A - min V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-1

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	15.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.00	18.0	10.0	32.5	0.0	30.0	Sand (l-md) - RSV
	6.50	20.0	10.0	27.5	2.5	15.0	Schluff/Sand (RSV)
	8.00	19.0	10.0	30.0	0.0	37.5	Sand/Schluff (RSV)
	10.00	20.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Schluff, S-Lagen (RSV)
	12.50	19.0	11.0	37.5	0.0	80.0	Sand, d-sd
	15.00	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>15.00	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-A
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\gamma_G = 1.10$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\phi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.00$
 $\gamma_{G,stab} = 0.95$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 42975.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -2290.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 229712.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.345$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 11.244$ m
 $b' = 18.153$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.345$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 11.244$ m
 $b' = 18.153$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1458.8 / 1215.69$ kN/m²
 $R_{n,k} = 297766.03$ kN
 $R_{n,d} = 248138.36$ kN
 $V_d = 1.10 \cdot 42975.00 + 1.10 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 47272.50$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.191
 μ (parallel zu x) = 0.121

Kohäsionsglied = 14307.21 kN (k)
Breitenglied = 252942.69 kN (k)
Tiefenglied = 30516.13 kN (k)
 cal $\phi = 32.5^\circ$
 ϕ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 1.55$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.44$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 5.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\phi) / \gamma_{R,h} = 42975.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\phi) / \gamma_{R,h} = 24889.18$ kN
 $T_d = 2519.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.101$

Nachweis EQU:
 $M_{stb} = 42975.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 489915.0$
 $M_{dst} = 229712.0 \cdot 1.00 = 229712.0$
 $\mu_{EQU} = 229712.0 / 489915.0 = 0.469$

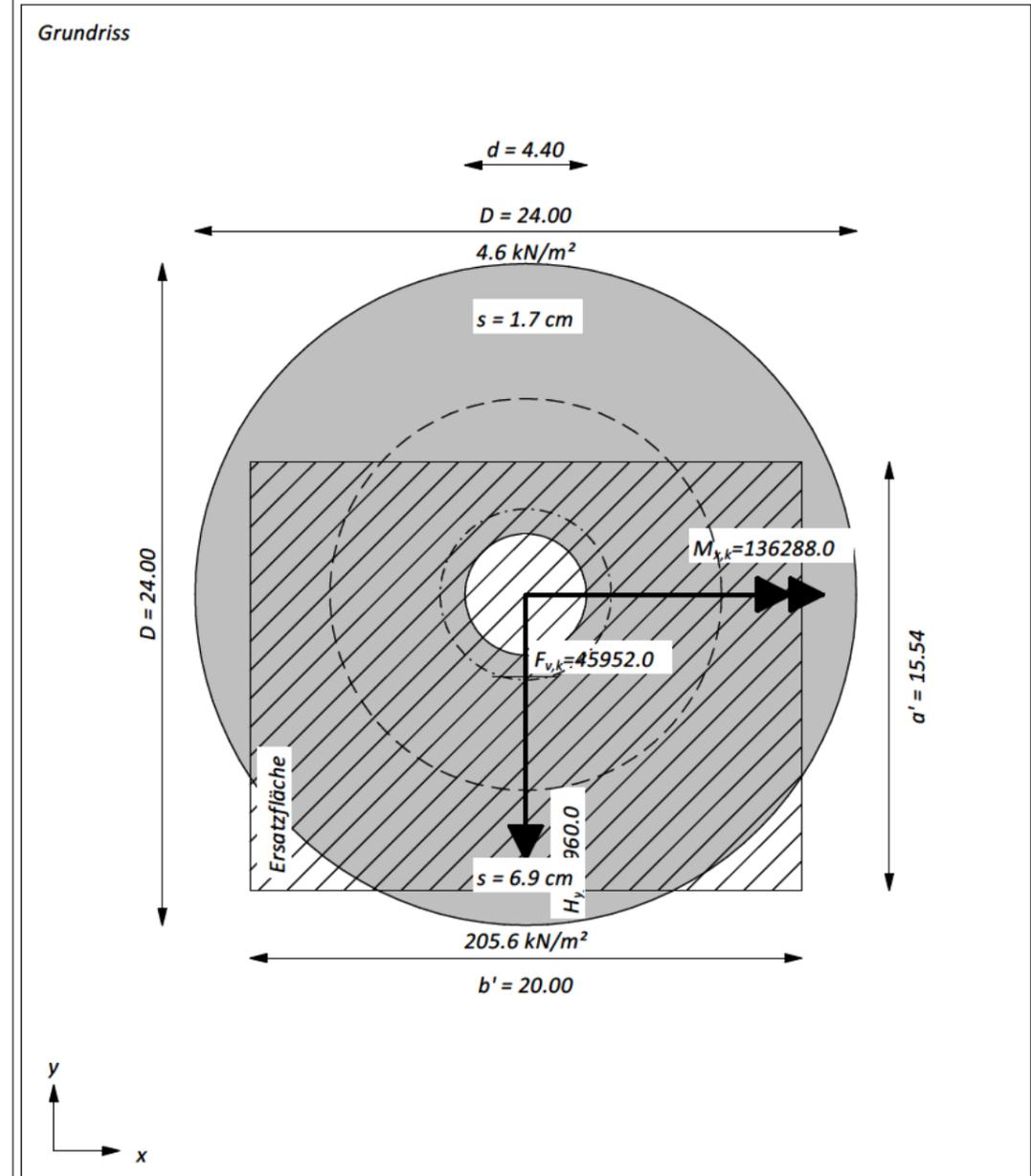
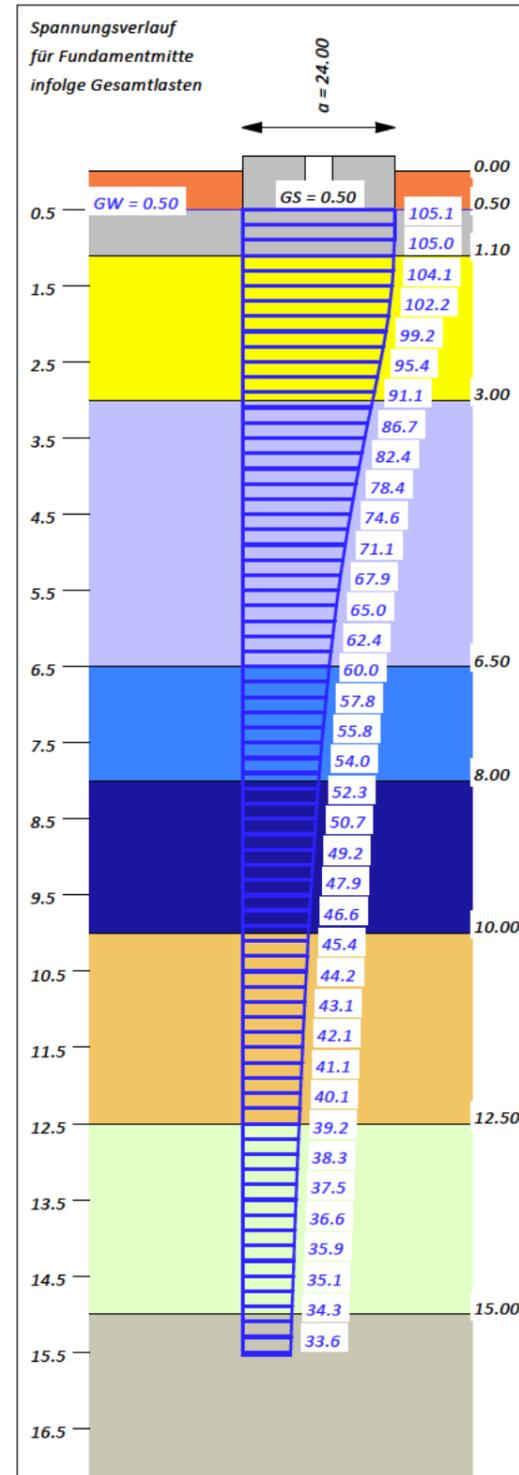
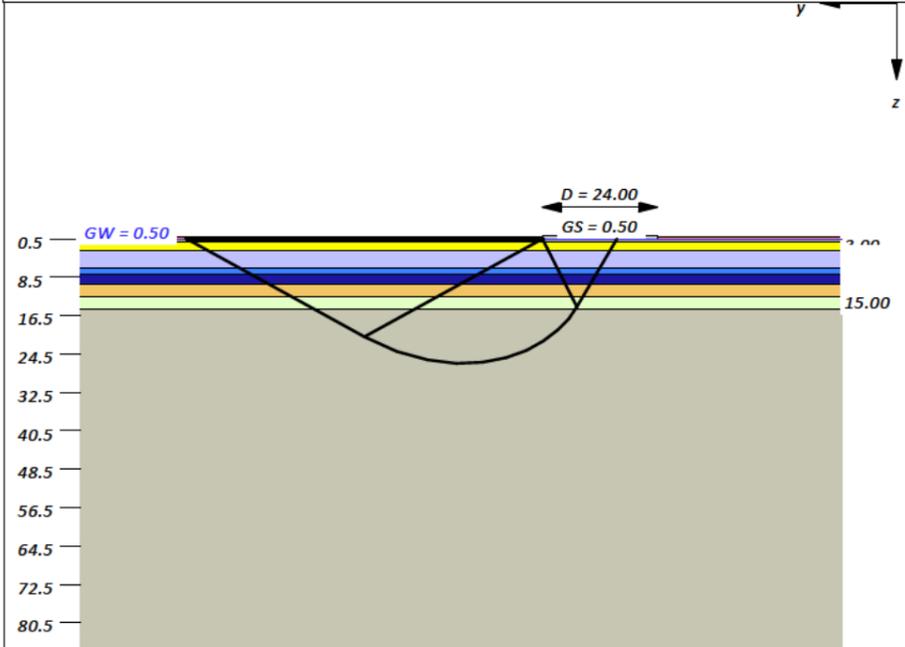
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 SLS - max V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-1

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	15.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.00	18.0	10.0	32.5	0.0	30.0	Sand (l-md) - RSV
	6.50	20.0	10.0	27.5	2.5	15.0	Schluff/Sand (RSV)
	8.00	19.0	10.0	30.0	0.0	37.5	Sand/Schluff (RSV)
	10.00	20.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Schluff, S-Lagen (RSV)
	12.50	19.0	11.0	37.5	0.0	80.0	Sand, d-sd
	15.00	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>15.00	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.50 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 45952.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -960.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 136288.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -2.966$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 15.539$ m
 $b' = 20.000$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -2.966$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 15.539$ m
 $b' = 20.000$ m
Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 2163.9 / 1545.62$ kN/m²
 $R_{n,k} = 672500.14$ kN
 $R_{n,d} = 480357.24$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 45952.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 62035.20$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.129
 μ (parallel zu x) = 0.102

Kohäsionsglied = 15469.76 kN (k)
Breitenglied = 563573.58 kN (k)
Tiefenglied = 93456.80 kN (k)
 cal $\varphi = 32.4^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 0.98$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.82$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 9.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 45952.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 26613.32$ kN
 $T_d = 1296.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.049$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 15.53$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 4.29 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 1.71 cm
 unten = 6.87 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 45952.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 496281.6$
 $M_{dst} = 136288.0 \cdot 1.10 = 149916.8$
 $\mu_{EQU} = 149916.8 / 496281.6 = 0.302$

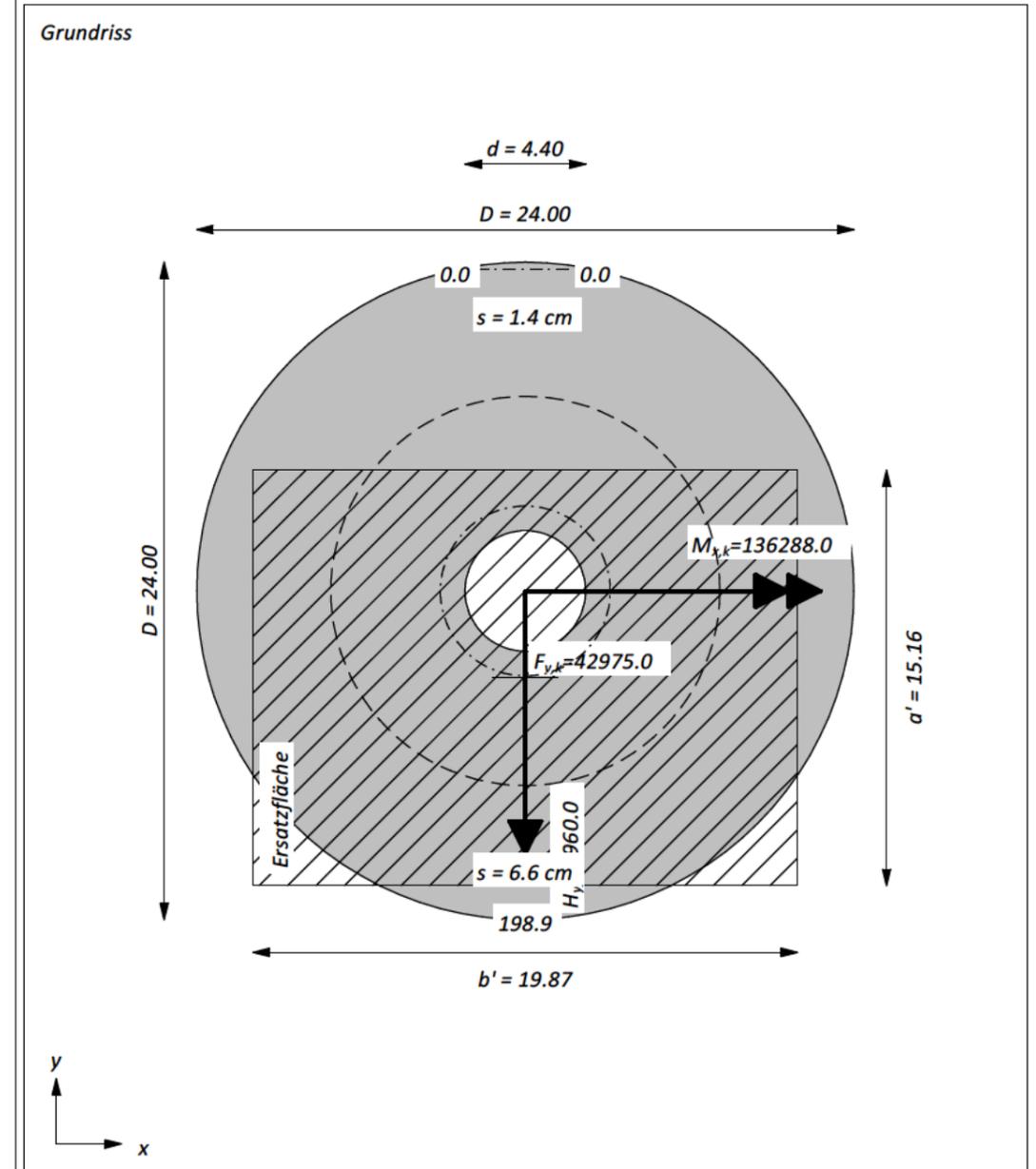
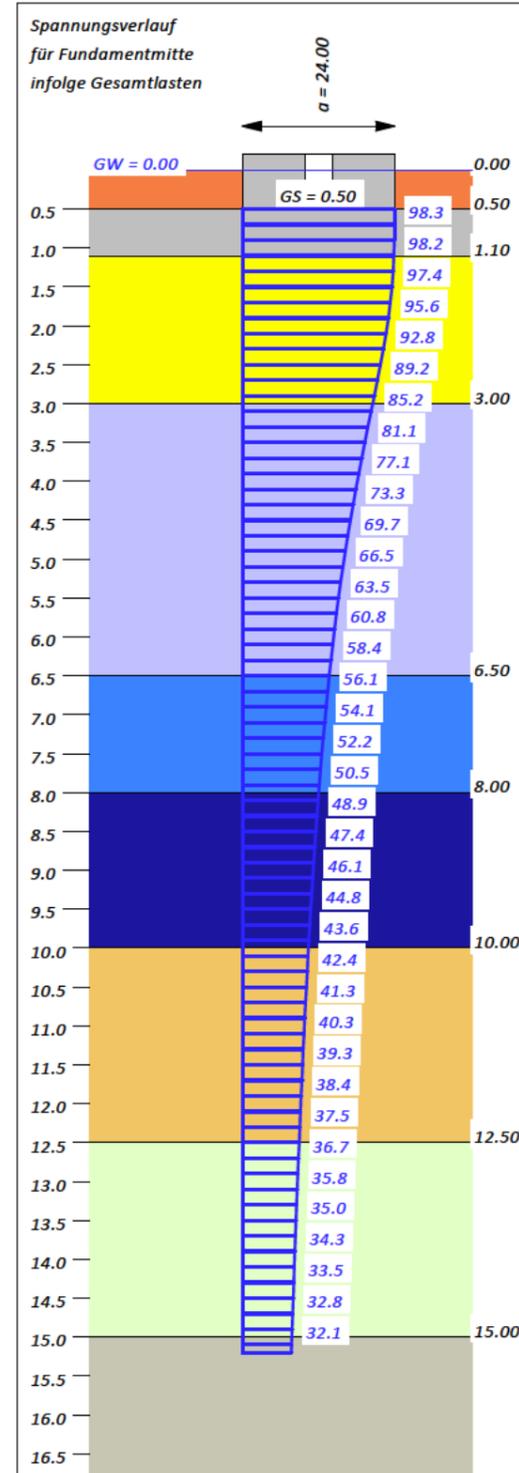
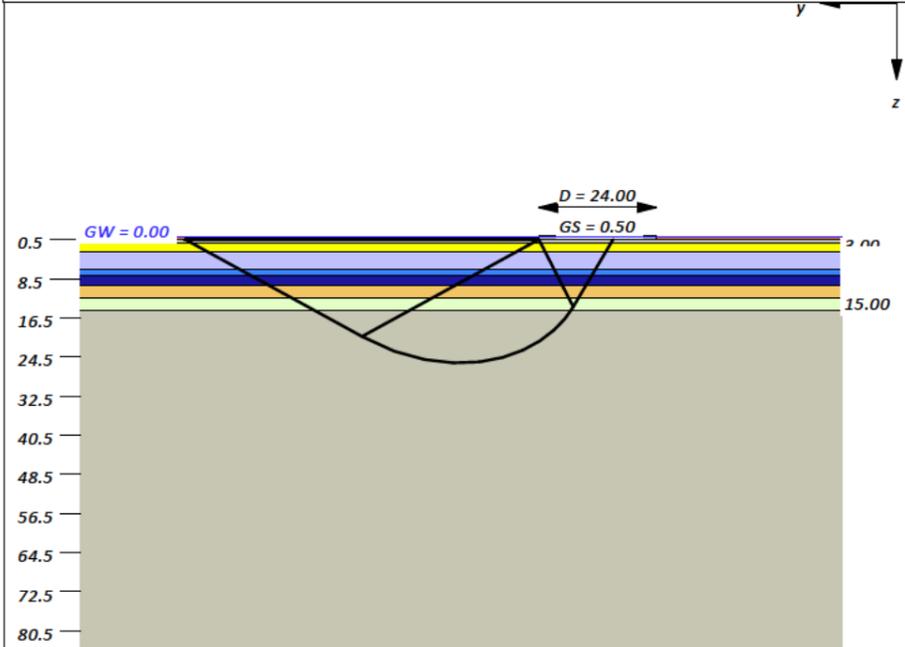
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 SLS - min V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-1

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	15.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.00	18.0	10.0	32.5	0.0	30.0	Sand (l-md) - RSV
	6.50	20.0	10.0	27.5	2.5	15.0	Schluff/Sand (RSV)
	8.00	19.0	10.0	30.0	0.0	37.5	Sand/Schluff (RSV)
	10.00	20.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Schluff, S-Lagen (RSV)
	12.50	19.0	11.0	37.5	0.0	80.0	Sand, d-sd
	15.00	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>15.00	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\phi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 42975.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -960.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 136288.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.171$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 15.160$ m
 $b' = 19.873$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.171$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 15.160$ m
 $b' = 19.873$ m
Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1991.8 / 1422.68$ kN/m²
 $R_{n,k} = 600065.08$ kN
 $R_{n,d} = 428617.91$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 42975.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 58016.25$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.135
 μ (parallel zu x) = 0.104

Kohäsionsglied = 15332.00 kN (k)
Breitenglied = 534643.14 kN (k)
Tiefenglied = 50089.94 kN (k)
 cal $\phi = 32.5^\circ$
 ϕ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 1.00$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.79$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 5.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\phi) / \gamma_{R,h} = 42975.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\phi) / \gamma_{R,h} = 24889.18$ kN
 $T_d = 1296.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.052$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 15.20$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 3.98 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 1.42 cm
 unten = 6.55 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 42975.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 464130.0$
 $M_{dst} = 136288.0 \cdot 1.10 = 149916.8$
 $\mu_{EQU} = 149916.8 / 464130.0 = 0.323$

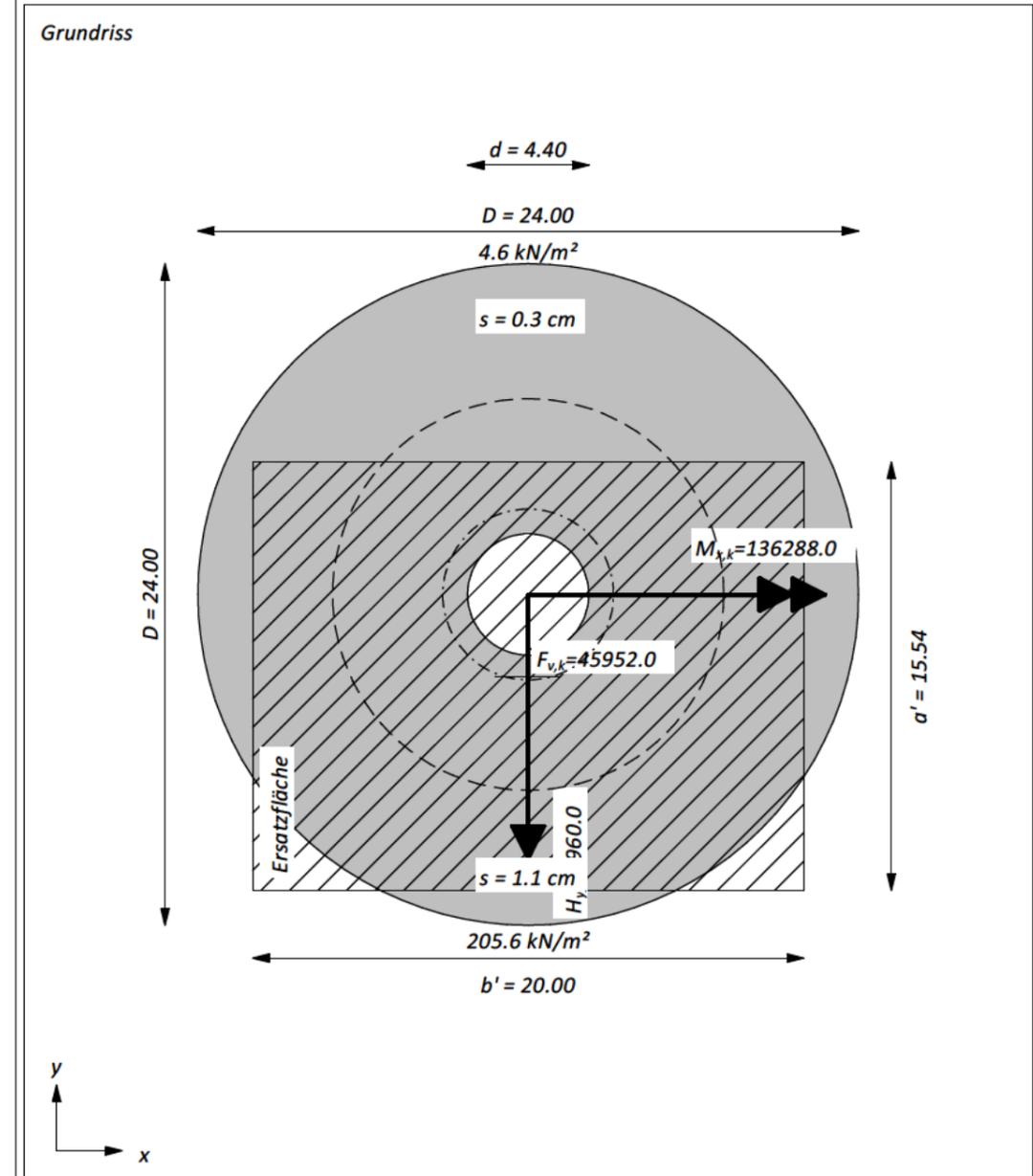
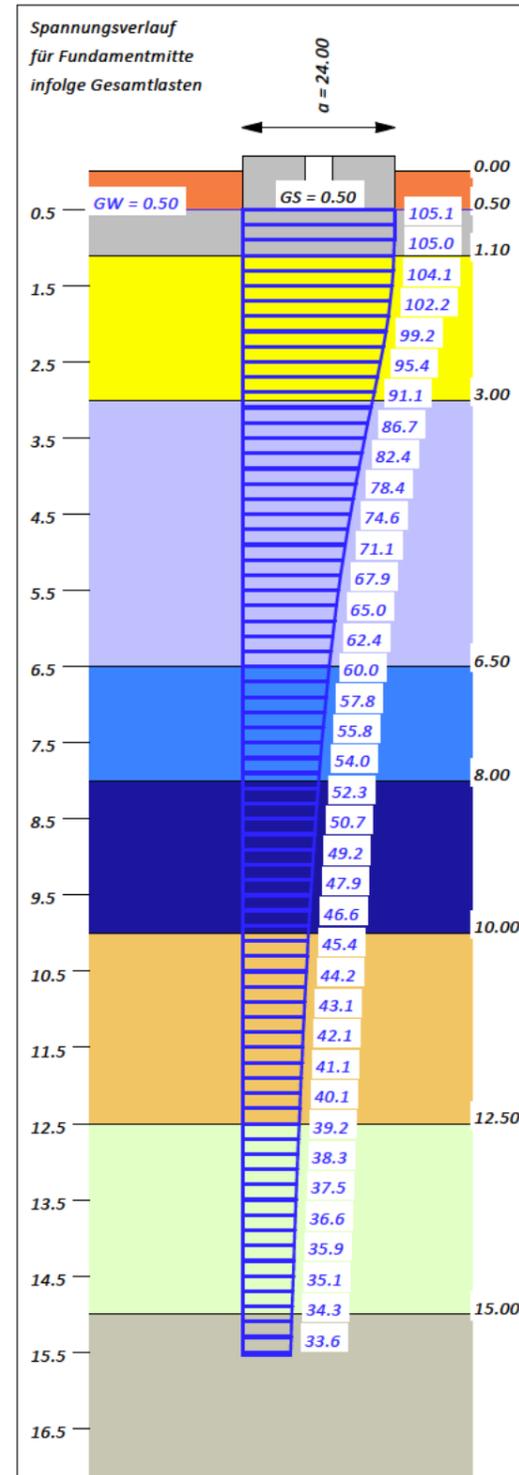
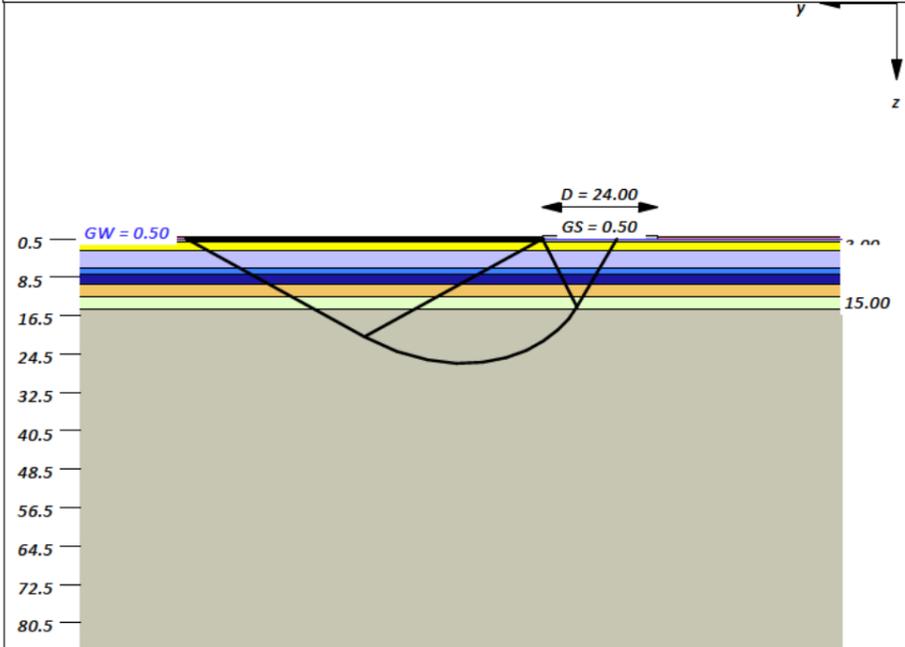
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 SLS (dyn) - max V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-1

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	105.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	225.0	Schotter
	3.00	18.0	10.0	32.5	0.0	155.0	Sand (l-md) - RSV
	6.50	20.0	10.0	27.5	2.5	105.0	Schluff/Sand (RSV)
	8.00	19.0	10.0	30.0	0.0	175.0	Sand/Schluff (RSV)
	10.00	20.0	10.0	27.5	2.5	135.0	Schluff, S-Lagen (RSV)
	12.50	19.0	11.0	37.5	0.0	275.0	Sand, d-sd
	15.00	21.0	11.0	30.0	7.5	80.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>15.00	22.0	12.0	37.5	0.0	180.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.50 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 45952.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -960.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 136288.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -2.966$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 15.539$ m
 $b' = 20.000$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -2.966$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 15.539$ m
 $b' = 20.000$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 2163.9 / 1545.62$ kN/m²
 $R_{n,k} = 672500.14$ kN
 $R_{n,d} = 480357.24$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 45952.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 62035.20$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.129
 μ (parallel zu x) = 0.102
 Kohäsionsglied = 15469.76 kN (k)
 Breitenglied = 563573.58 kN (k)

Tiefenglied = 93456.80 kN (k)
 cal $\varphi = 32.4^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal c = 0.98 kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.82$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 9.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 45952.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 26613.32$ kN
 $T_d = 1296.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.049$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 15.53$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.69 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.27 cm
 unten = 1.11 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 45952.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 496281.6$
 $M_{dst} = 136288.0 \cdot 1.10 = 149916.8$
 $\mu_{EQU} = 149916.8 / 496281.6 = 0.302$

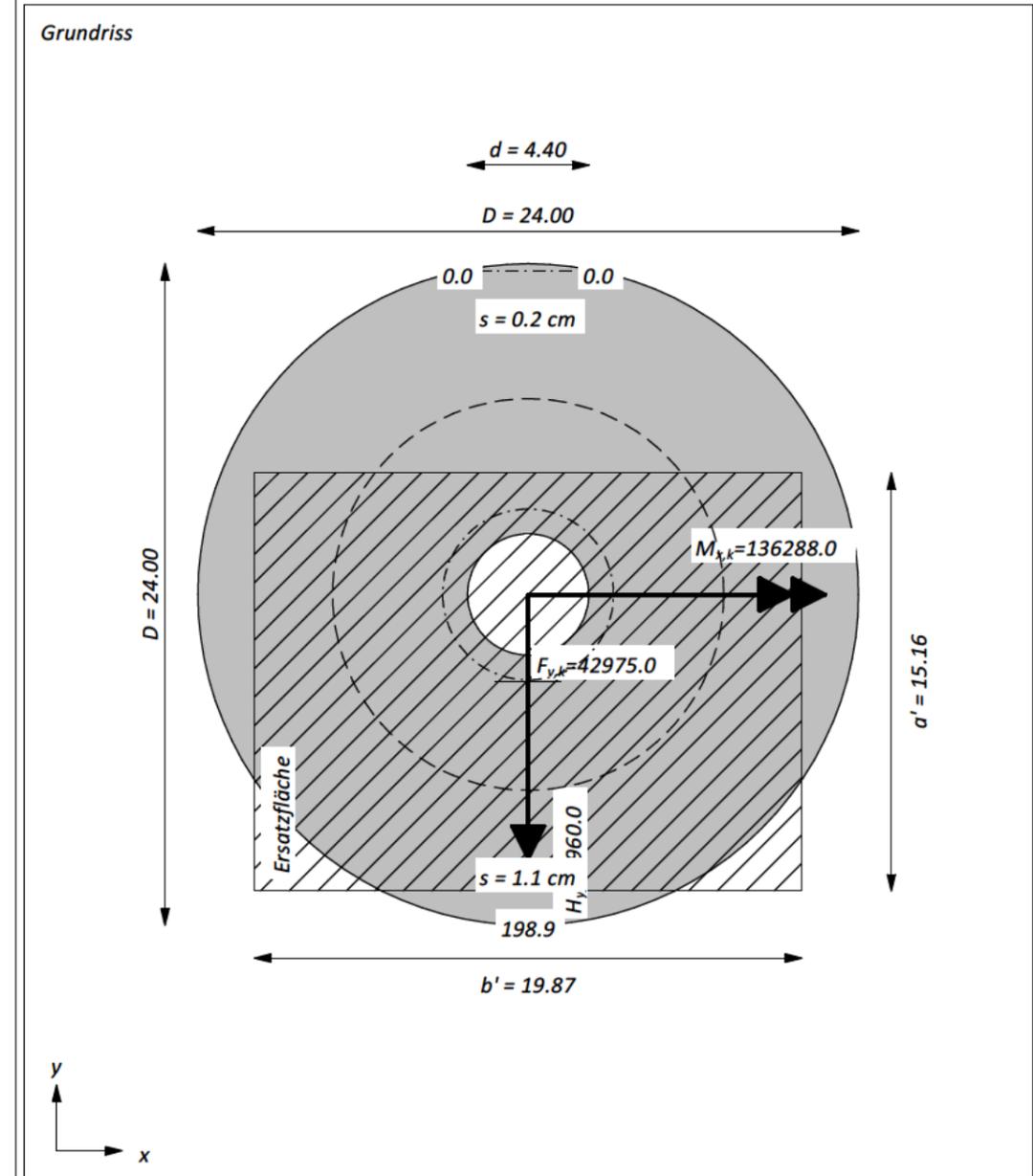
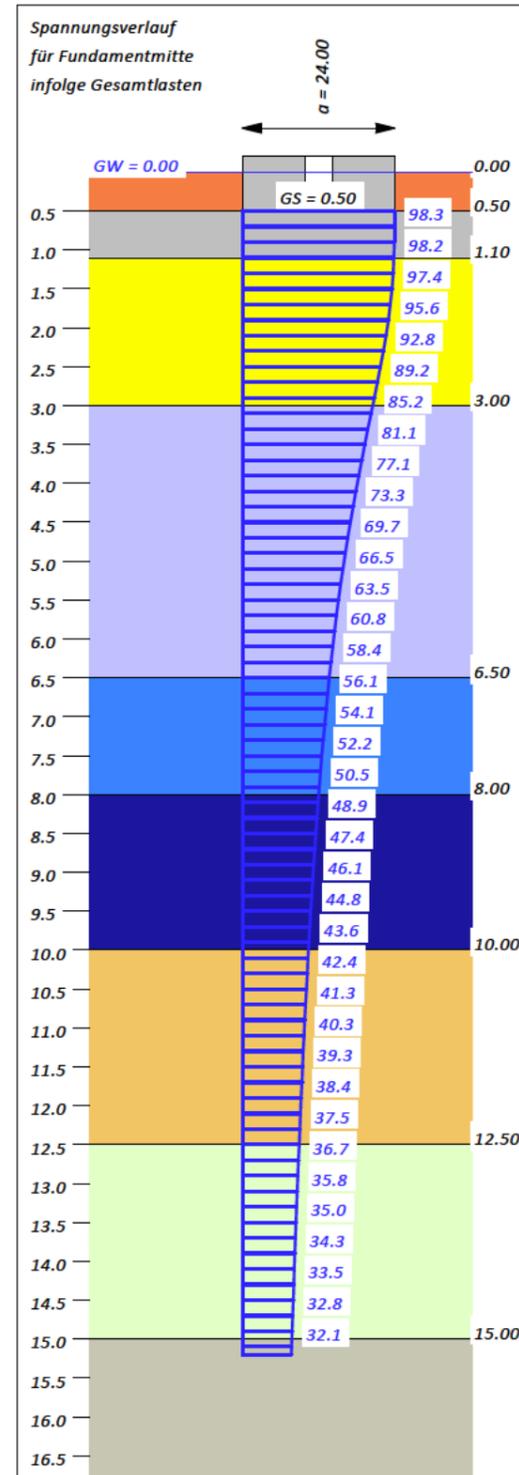
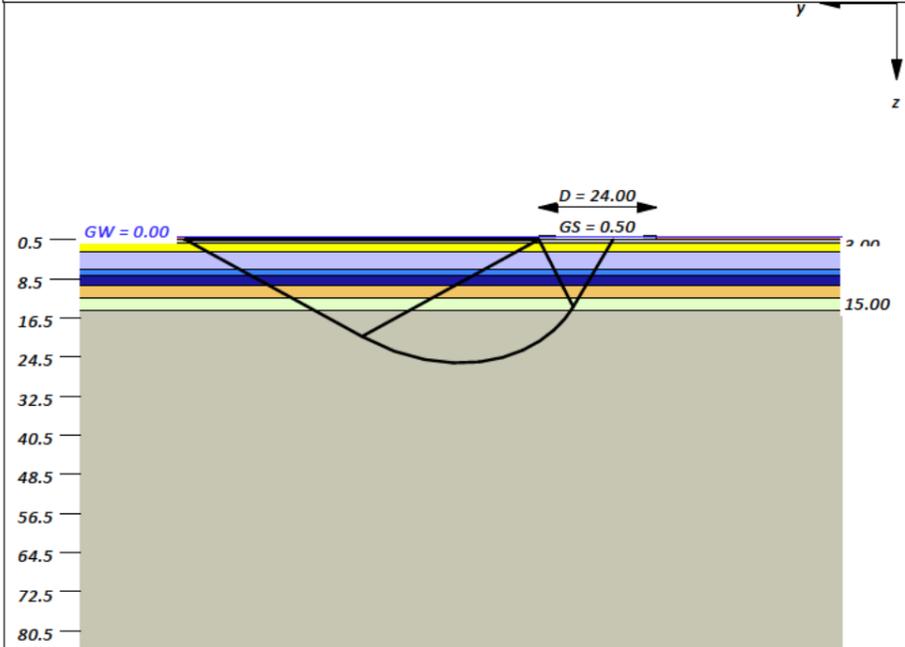
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 SLS (dyn) - min V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-1

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	105.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	225.0	Schotter
	3.00	18.0	10.0	32.5	0.0	155.0	Sand (l-md) - RSV
	6.50	20.0	10.0	27.5	2.5	105.0	Schluff/Sand (RSV)
	8.00	19.0	10.0	30.0	0.0	175.0	Sand/Schluff (RSV)
	10.00	20.0	10.0	27.5	2.5	135.0	Schluff, S-Lagen (RSV)
	12.50	19.0	11.0	37.5	0.0	275.0	Sand, d-sd
	15.00	21.0	11.0	30.0	7.5	80.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>15.00	22.0	12.0	37.5	0.0	180.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 42975.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -960.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 136288.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.171$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 15.160$ m
 $b' = 19.873$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.171$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 15.160$ m
 $b' = 19.873$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1991.8 / 1422.68$ kN/m²
 $R_{n,k} = 600065.08$ kN
 $R_{n,d} = 428617.91$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 42975.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 58016.25$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.135
 μ (parallel zu x) = 0.104

Kohäsionsglied = 15332.00 kN (k)
Breitenglied = 534643.14 kN (k)
Tiefenglied = 50089.94 kN (k)
 cal $\varphi = 32.5^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 1.00$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.79$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 5.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 42975.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 24889.18$ kN
 $T_d = 1296.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.052$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 15.20$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.64 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.22 cm
 unten = 1.06 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 42975.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 464130.0$
 $M_{dst} = 136288.0 \cdot 1.10 = 149916.8$
 $\mu_{EQU} = 149916.8 / 464130.0 = 0.323$

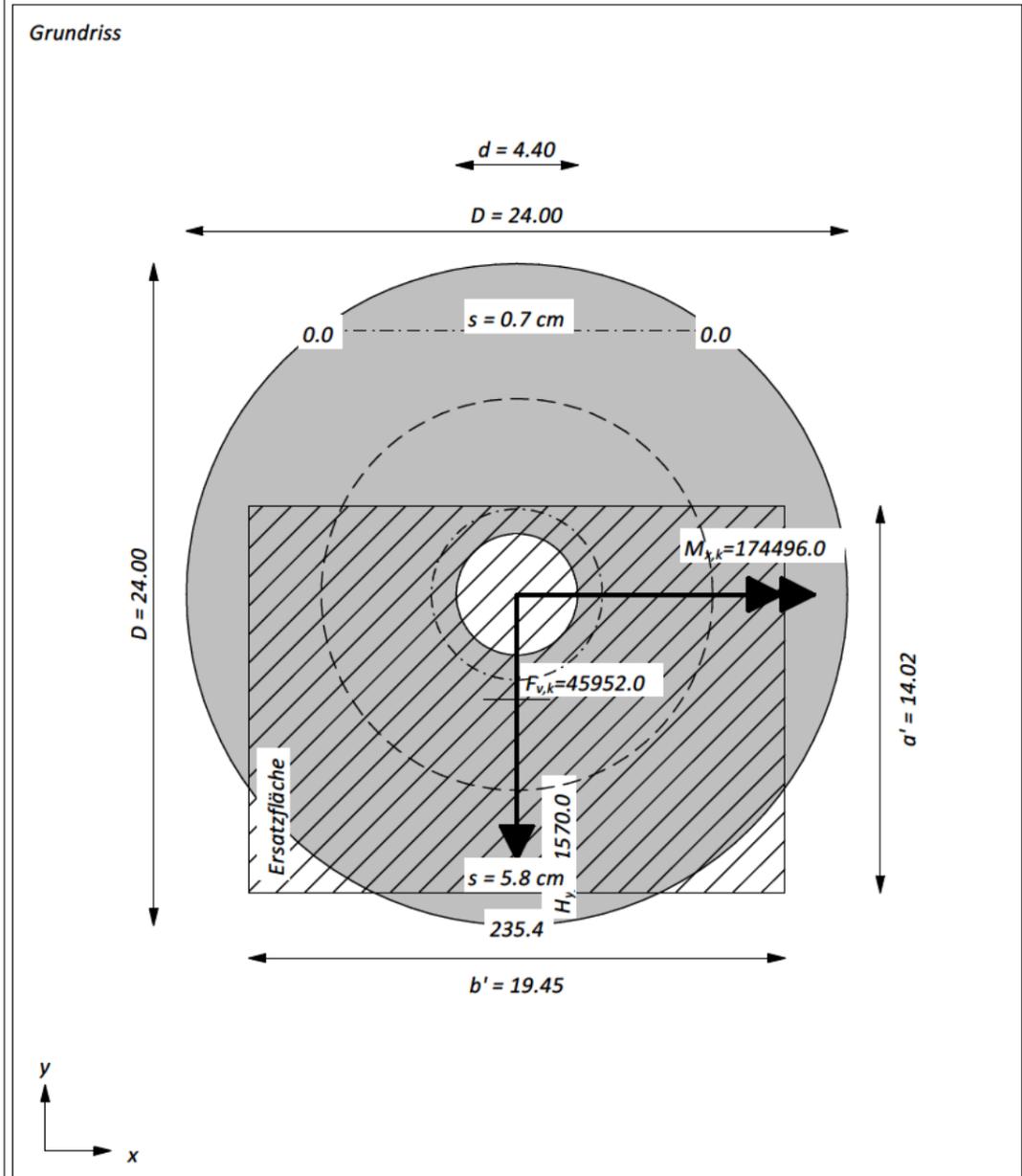
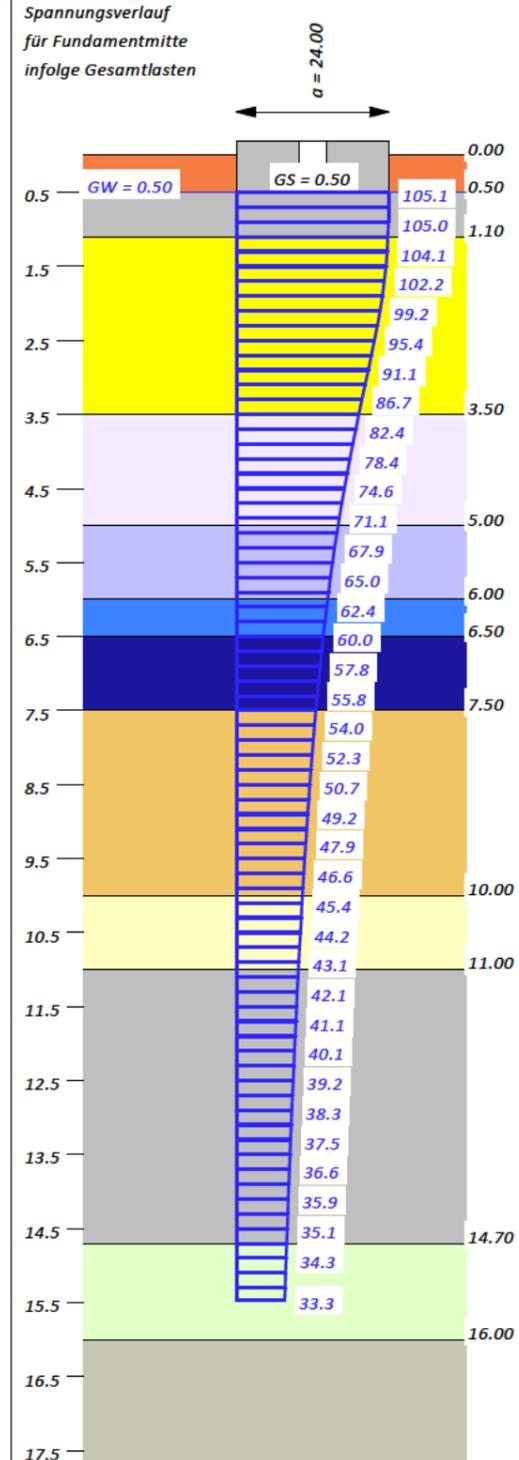
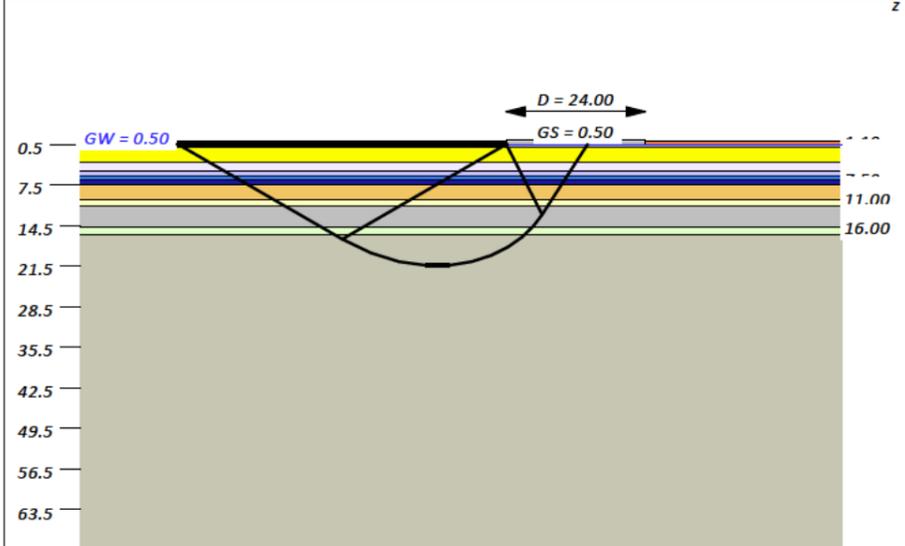
Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
BS-P - max V - Grundbruch - Gleiten - EQU
WEA-2

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	15.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.50	18.0	10.0	32.5	0.0	45.0	Sand (md) - RSV
	5.00	20.0	10.0	25.0	2.5	12.0	Schluff (RSV)
	6.00	19.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Sand, U-Lagen (RSV)
	6.50	19.0	11.0	35.0	0.0	90.0	Sand, d (RSV)
	7.50	20.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Schluff (RSV)
	10.00	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, d
	11.00	20.0	10.0	27.5	2.5	15.0	Schluff
	14.70	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, d
	16.00	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>16.00	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
Norm: EC 7
BS: DIN 1054: BS-P
Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
Gründungssohle = 0.50 m
Grundwasser = 0.50 m
Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
- - - - - 1. Kernweite
- - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
Lasten = ständig / veränderlich
Vertikallast $F_{v,k} = 45952.00 / 0.00$ kN
Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -1570.00 / 0.00$ kN
Moment $M_{x,k} = 174496.00 / 0.00$ kN·m
Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
Durchmesser $D = 24.000$ m
Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
Unter ständigen Lasten:
Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
Exzentrizität $e_y = -3.797$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 14.015$ m
 $b' = 19.450$ m
Unter Gesamtlasten:
Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
Exzentrizität $e_y = -3.797$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 14.015$ m
 $b' = 19.450$ m
Grundbruch:
Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1321.1 / 943.64$ kN/m²
 $R_{n,k} = 360116.12$ kN
 $R_{n,d} = 257225.80$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 45952.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 62035.20$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.241
 μ (parallel zu x) = 0.181

Kohäsionsglied = 8704.26 kN (k)
Breitenglied = 293363.87 kN (k)
Tiefenglied = 58048.00 kN (k)
cal $\varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
cal $c = 0.81$ kN/m²
cal $\gamma_2 = 10.69$ kN/m³
cal $\sigma_{\bar{u}} = 9.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 45952.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 26613.32$ kN
 $T_d = 2119.50$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.080$

Setzung infolge Gesamtlasten:
Grenztiefe $t_g = 15.46$ m u. GOK
Setzung (Mittel aller KPs) = 3.27 cm
Setzungen der KPs:
oben = 0.74 cm
unten = 5.81 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 45952.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 496281.6$
 $M_{dst} = 174496.0 \cdot 1.10 = 191945.6$
 $\mu_{EQU} = 191945.6 / 496281.6 = 0.387$

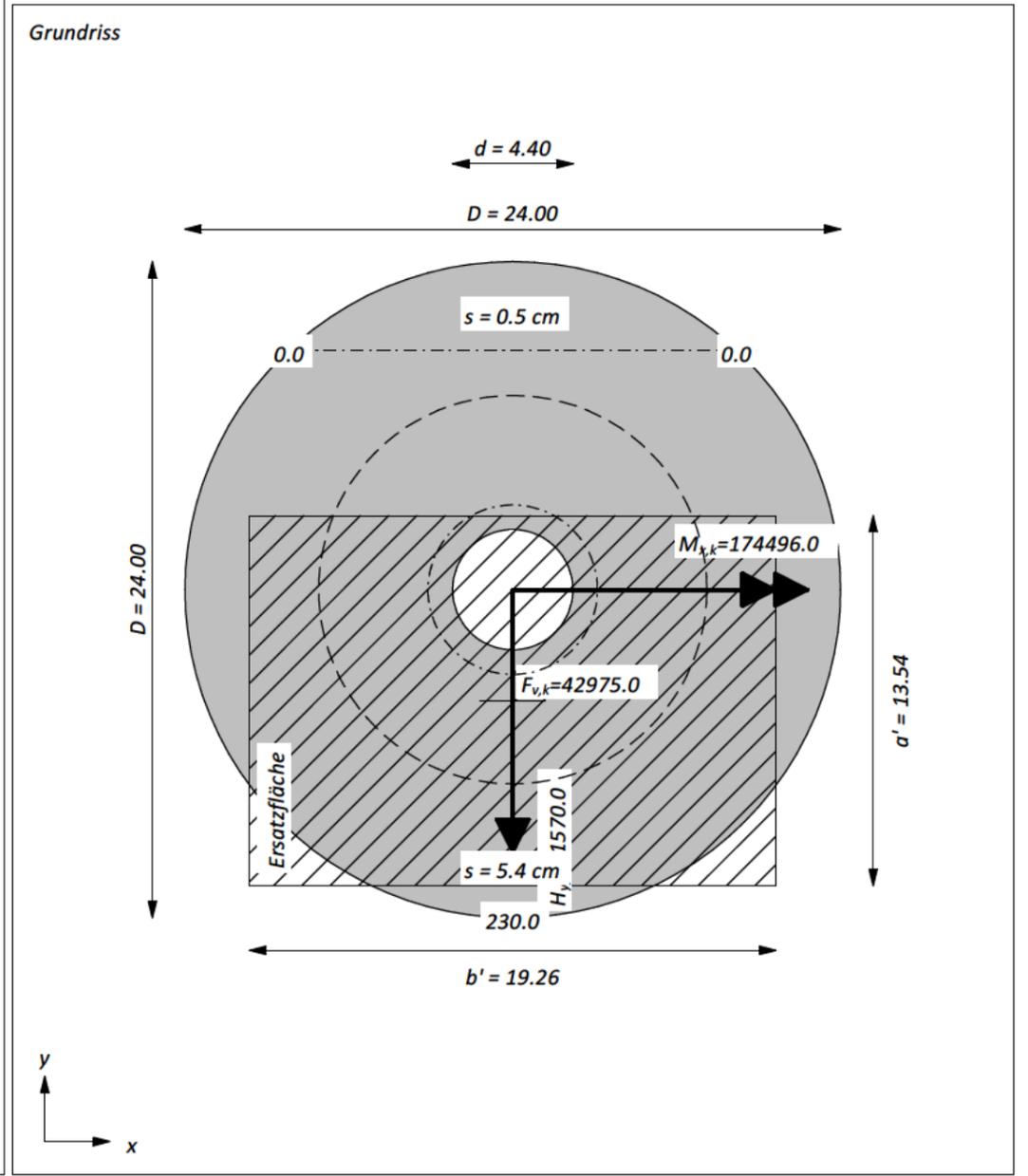
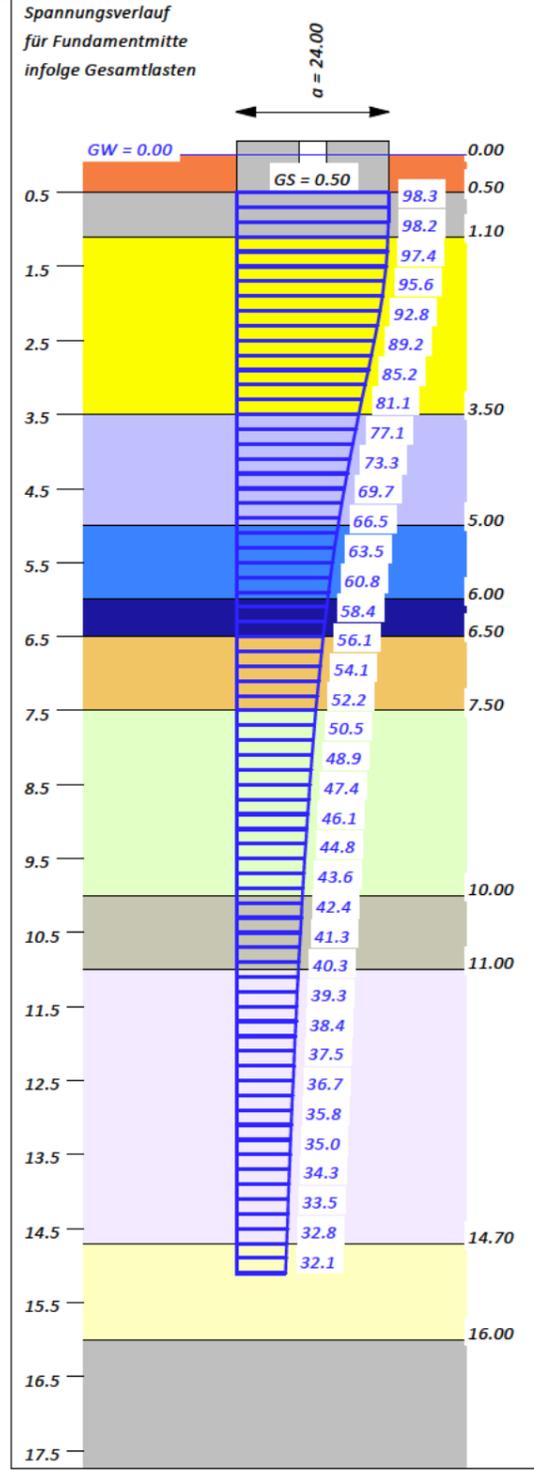
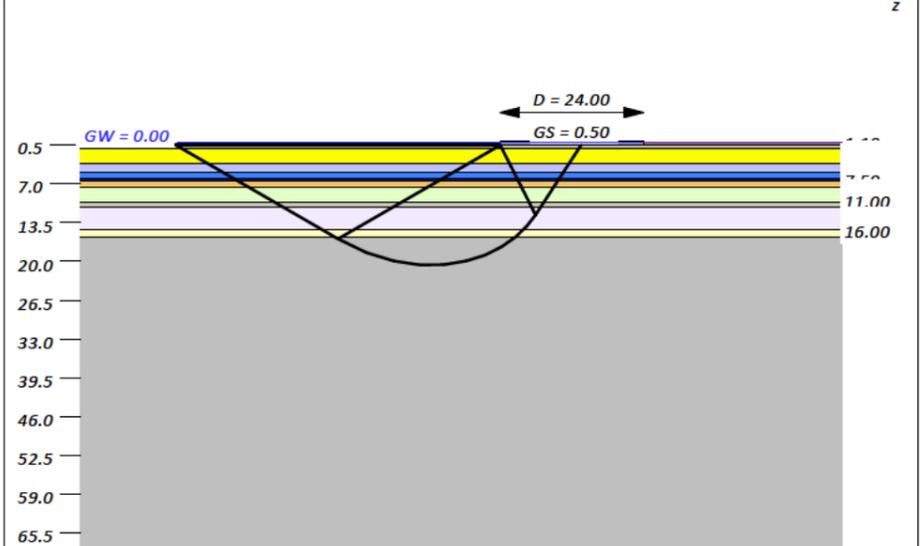
Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
BS-P - min V - Grundbruch - Gleiten - EQU
WEA-2

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	15.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.50	18.0	10.0	32.5	0.0	45.0	Sand (md) - RSV
	5.00	20.0	10.0	25.0	2.5	12.0	Schluff (RSV)
	6.00	19.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Sand, U-Lagen (RSV)
	6.50	19.0	11.0	35.0	0.0	90.0	Sand, d (RSV)
	7.50	20.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Schluff (RSV)
	10.00	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, d
	11.00	20.0	10.0	27.5	2.5	15.0	Schluff
	14.70	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, d
	16.00	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>16.00	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
Norm: EC 7
BS: DIN 1054: BS-P
Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
Gründungssohle = 0.50 m
Grundwasser = 0.00 m
Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
- - - - - 1. Kernweite
- - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
Lasten = ständig / veränderlich
Vertikallast $F_{v,k} = 42975.00 / 0.00$ kN
Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -1570.00 / 0.00$ kN
Moment $M_{x,k} = 174496.00 / 0.00$ kN·m
Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
Durchmesser $D = 24.000$ m
Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
Unter ständigen Lasten:
Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
Exzentrizität $e_y = -4.060$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 13.538$ m
 $b' = 19.255$ m
Unter Gesamtlasten:
Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
Exzentrizität $e_y = -4.060$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 13.538$ m
 $b' = 19.255$ m

Grundbruch:
Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1184.5 / 846.06$ kN/m²
 $R_{n,k} = 308777.97$ kN
 $R_{n,d} = 220555.70$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 42975.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 58016.25$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.263
 μ (parallel zu x) = 0.189

Kohäsionsglied = 8593.39 kN (k)
Breitenglied = 269703.62 kN (k)
Tiefenglied = 30480.96 kN (k)
cal $\varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
cal $c = 0.85$ kN/m²
cal $\gamma_2 = 10.65$ kN/m³
cal $\sigma_{\bar{u}} = 5.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 42975.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 24889.18$ kN
 $T_d = 2119.50$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.085$

Setzung infolge Gesamtlasten:
Grenztiefe $t_g = 15.11$ m u. GOK
Setzung (Mittel aller KPs) = 2.99 cm
Setzungen der KPs:
oben = 0.54 cm
unten = 5.45 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 42975.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 464130.0$
 $M_{dst} = 174496.0 \cdot 1.10 = 191945.6$
 $\mu_{EQU} = 191945.6 / 464130.0 = 0.414$

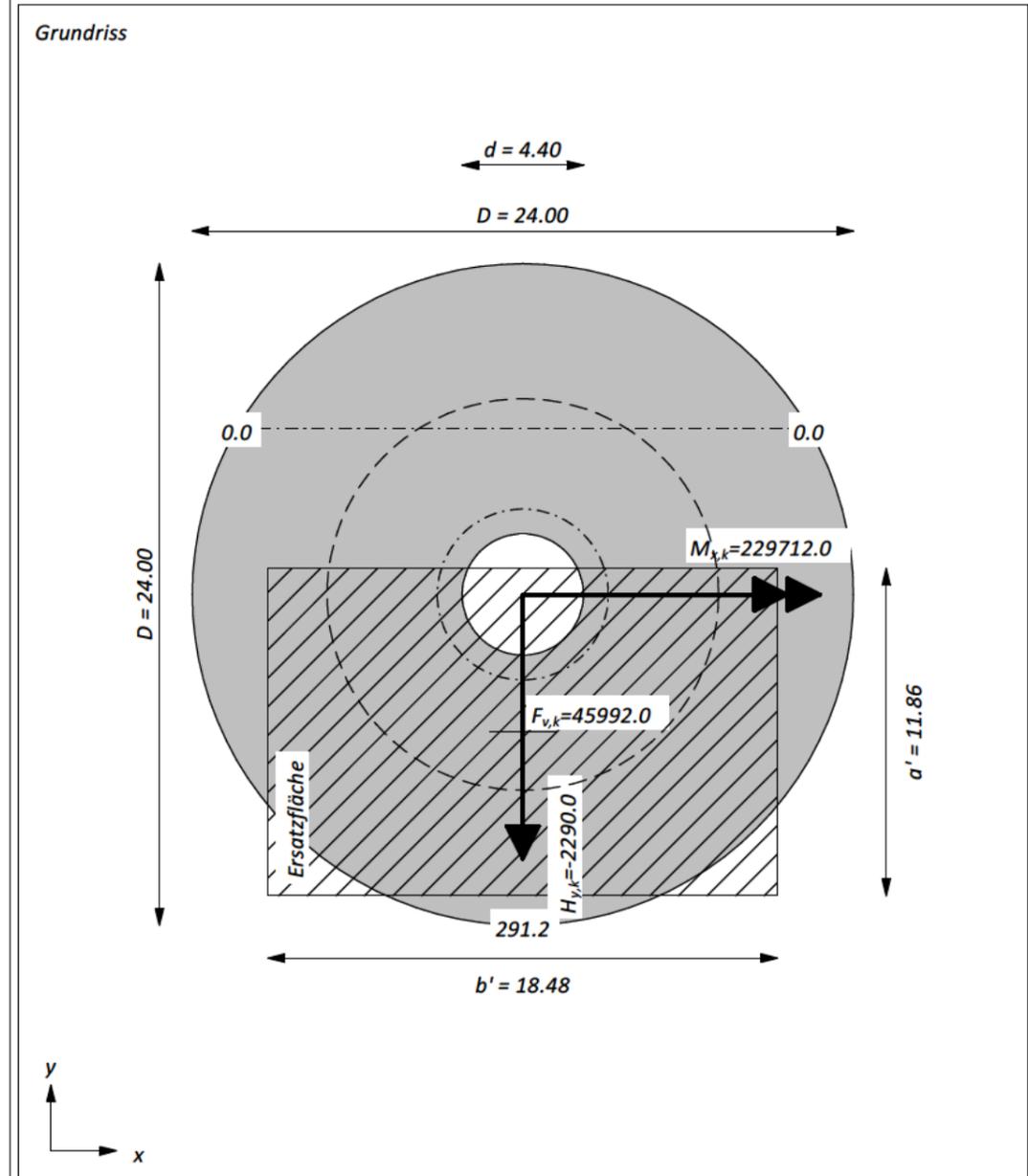
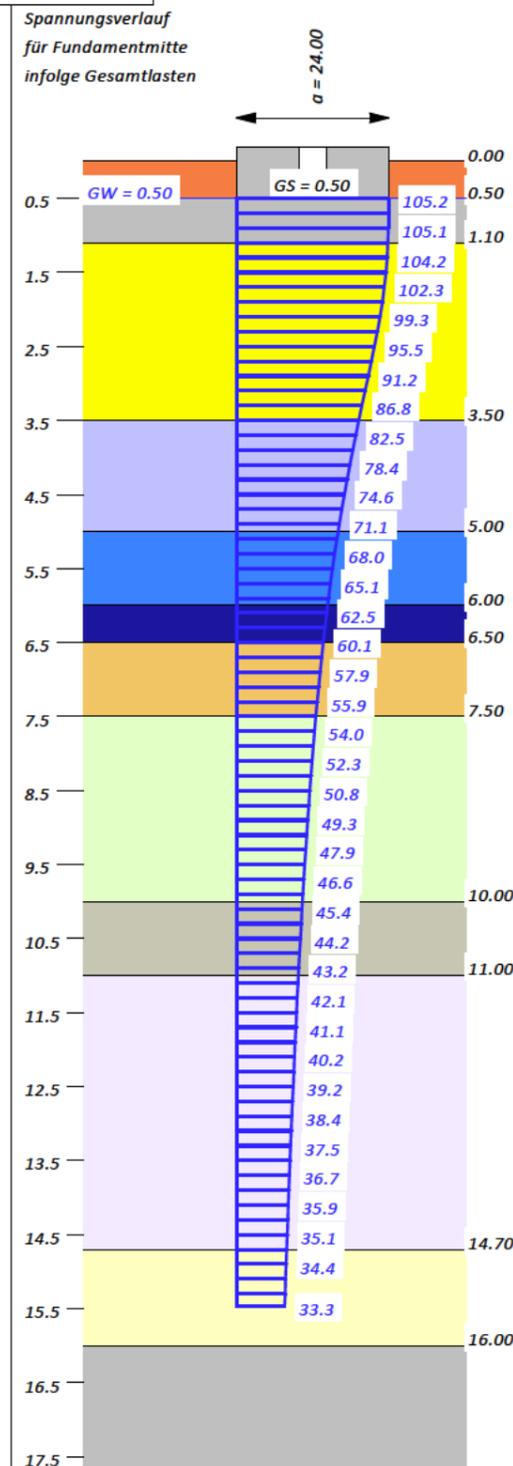
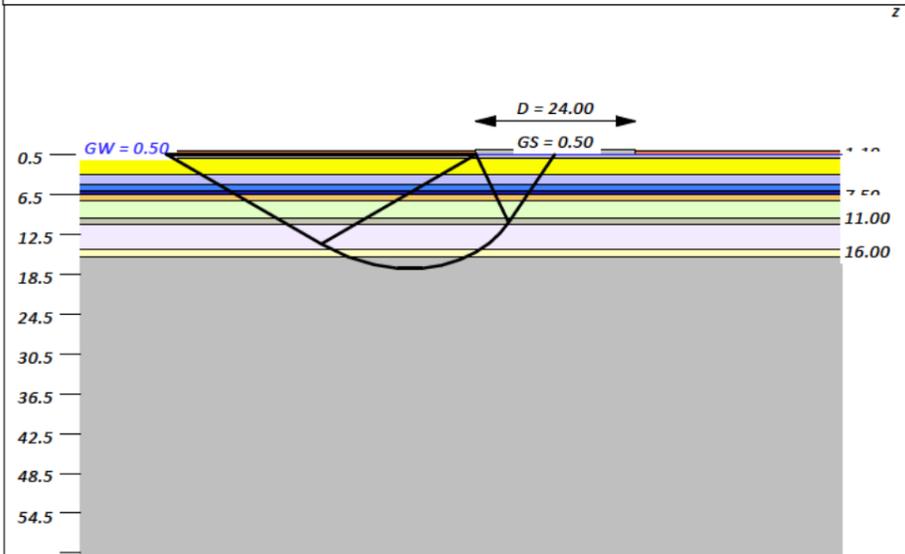
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 BS-A - max V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-2

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	15.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.50	18.0	10.0	32.5	0.0	45.0	Sand (md) - RSV
	5.00	20.0	10.0	25.0	2.5	12.0	Schluff (RSV)
	6.00	19.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Sand, U-Lagen (RSV)
	6.50	19.0	11.0	35.0	0.0	90.0	Sand, d (RSV)
	7.50	20.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Schluff (RSV)
	10.00	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, d
	11.00	20.0	10.0	27.5	2.5	15.0	Schluff
	14.70	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, d
	16.00	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>16.00	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-A
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\gamma_G = 1.10$
 $\gamma_Q = 1.10$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.00$
 $\gamma_{G,stab} = 0.95$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.50 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 45992.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -2290.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 229712.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -4.995$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 11.865$ m
 $b' = 18.480$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -4.995$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 11.865$ m
 $b' = 18.480$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1123.4 / 936.19$ kN/m²
 $R_{n,k} = 246328.29$ kN
 $R_{n,d} = 205273.58$ kN
 $V_d = 1.10 \cdot 45992.00 + 1.10 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 50591.20$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.246
 μ (parallel zu x) = 0.167

Kohäsionsglied = 9202.93 kN (k)
Breitenglied = 193115.81 kN (k)
Tiefenglied = 44009.56 kN (k)
 cal $\varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 1.14$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.51$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 9.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 45992.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 26636.49$ kN
 $T_d = 2519.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.095$

Nachweis EQU:
 $M_{stb} = 45992.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 524308.8$
 $M_{dst} = 229712.0 \cdot 1.00 = 229712.0$
 $\mu_{EQU} = 229712.0 / 524308.8 = 0.438$

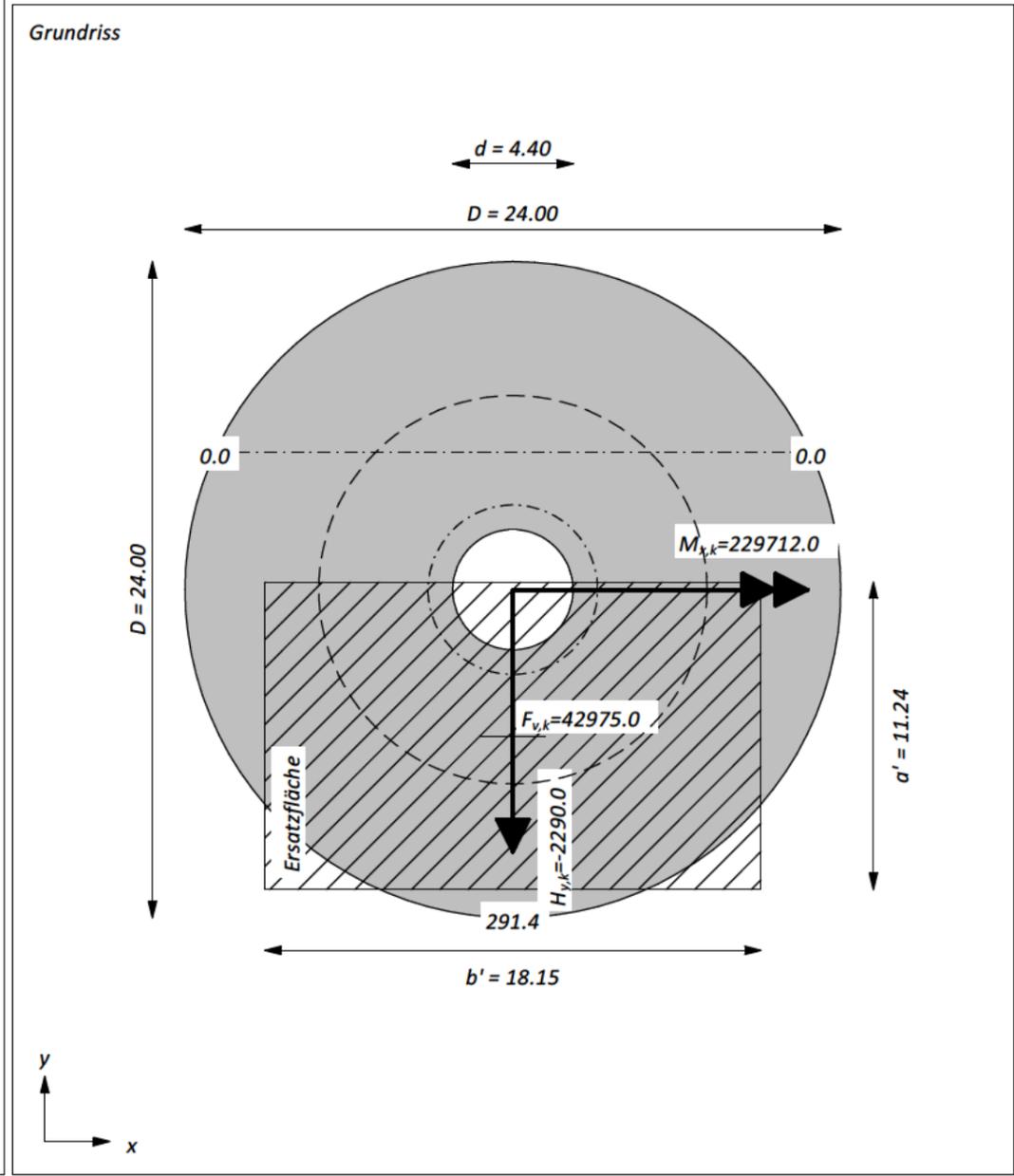
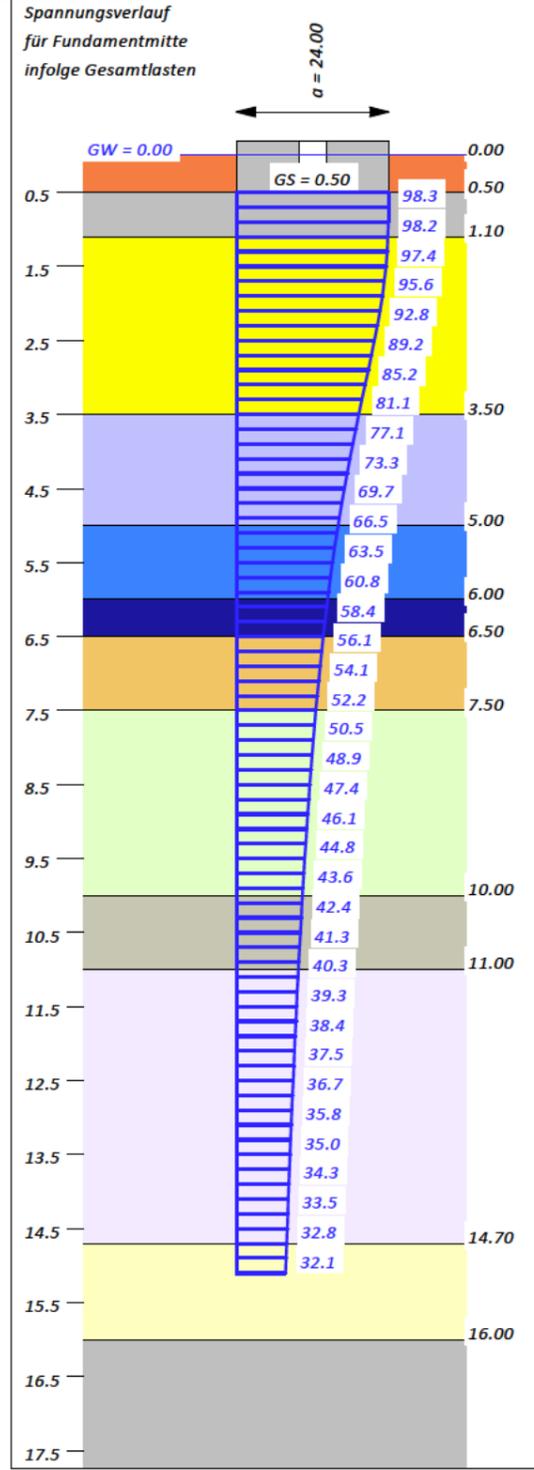
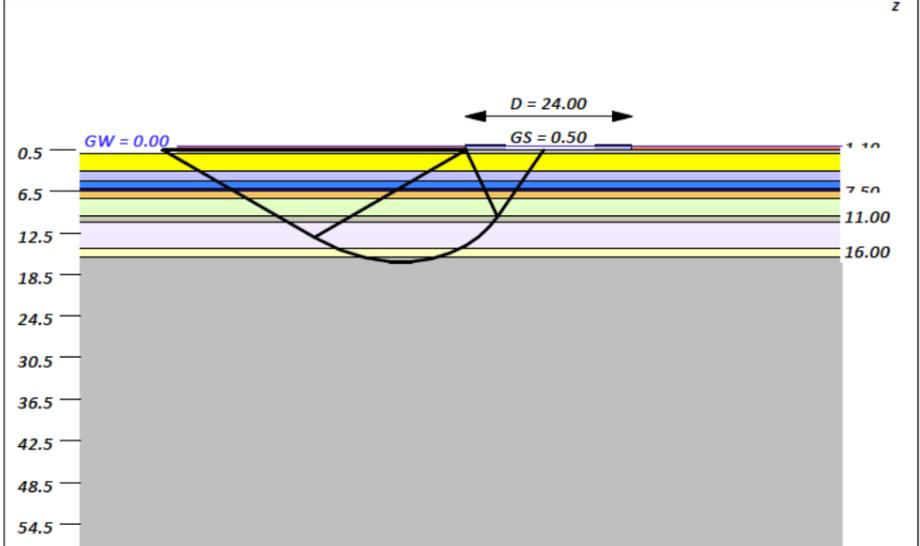
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 BS-A - min V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-2

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	15.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.50	18.0	10.0	32.5	0.0	45.0	Sand (md) - RSV
	5.00	20.0	10.0	25.0	2.5	12.0	Schluff (RSV)
	6.00	19.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Sand, U-Lagen (RSV)
	6.50	19.0	11.0	35.0	0.0	90.0	Sand, d (RSV)
	7.50	20.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Schluff (RSV)
	10.00	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, d
	11.00	20.0	10.0	27.5	2.5	15.0	Schluff
	14.70	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, d
	16.00	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>16.00	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-A
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\gamma_G = 1.10$
 $\gamma_Q = 1.10$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.00$
 $\gamma_{G,stab} = 0.95$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 42975.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -2290.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 229712.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.345$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 11.244$ m
 $b' = 18.153$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.345$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 11.244$ m
 $b' = 18.153$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 988.9 / 824.08$ kN/m²
 $R_{n,k} = 201845.37$ kN
 $R_{n,d} = 168204.48$ kN
 $V_d = 1.10 \cdot 42975.00 + 1.10 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 47272.50$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.281
 μ (parallel zu x) = 0.181

Kohäsionsglied = 10593.49 kN (k)
Breitenglied = 168873.21 kN (k)
Tiefenglied = 22378.68 kN (k)
 cal $\varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 1.43$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.46$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 5.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 42975.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 24889.18$ kN
 $T_d = 2519.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.101$

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 42975.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 489915.0$
 $M_{dst} = 229712.0 \cdot 1.00 = 229712.0$
 $\mu_{EQU} = 229712.0 / 489915.0 = 0.469$

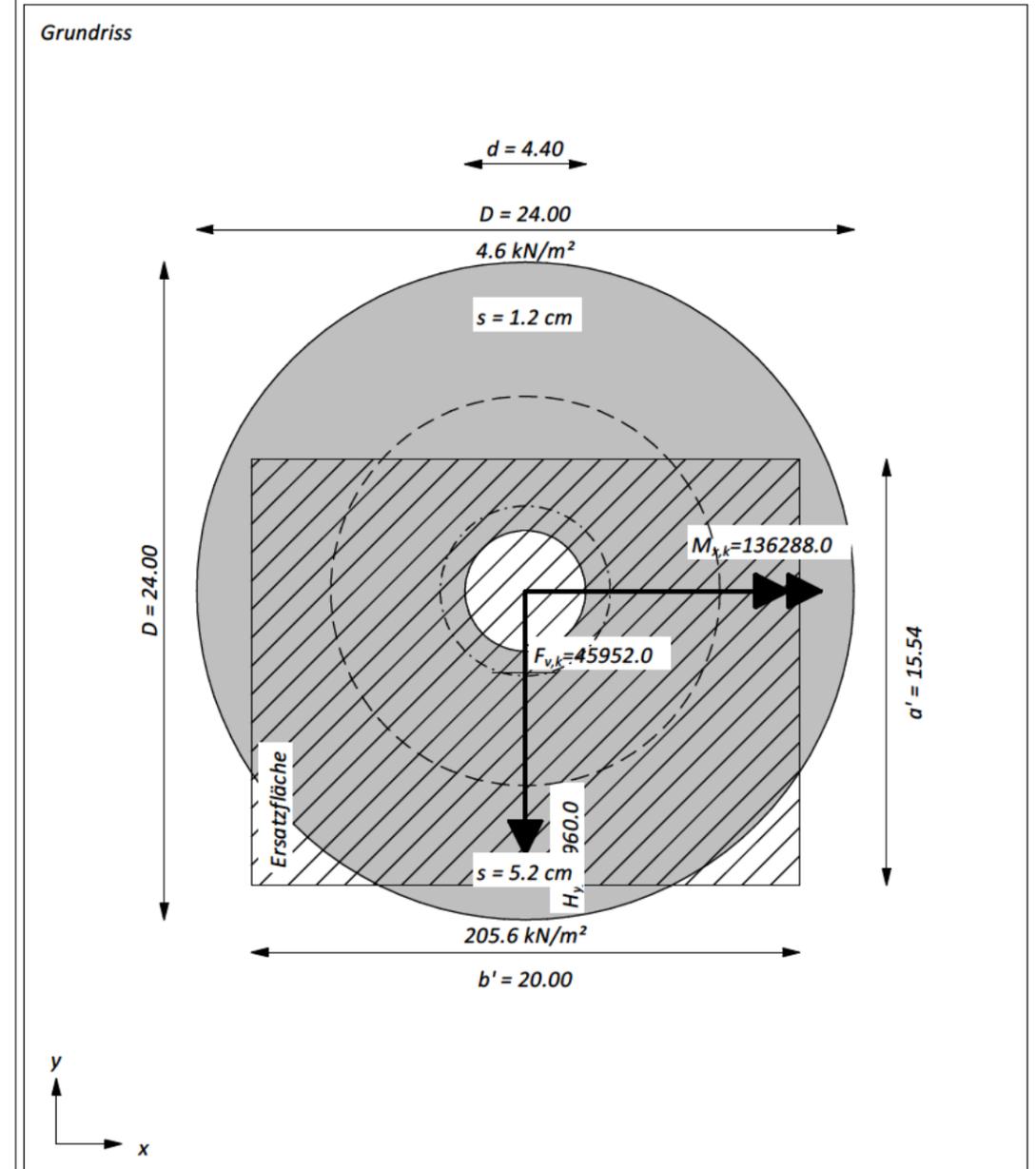
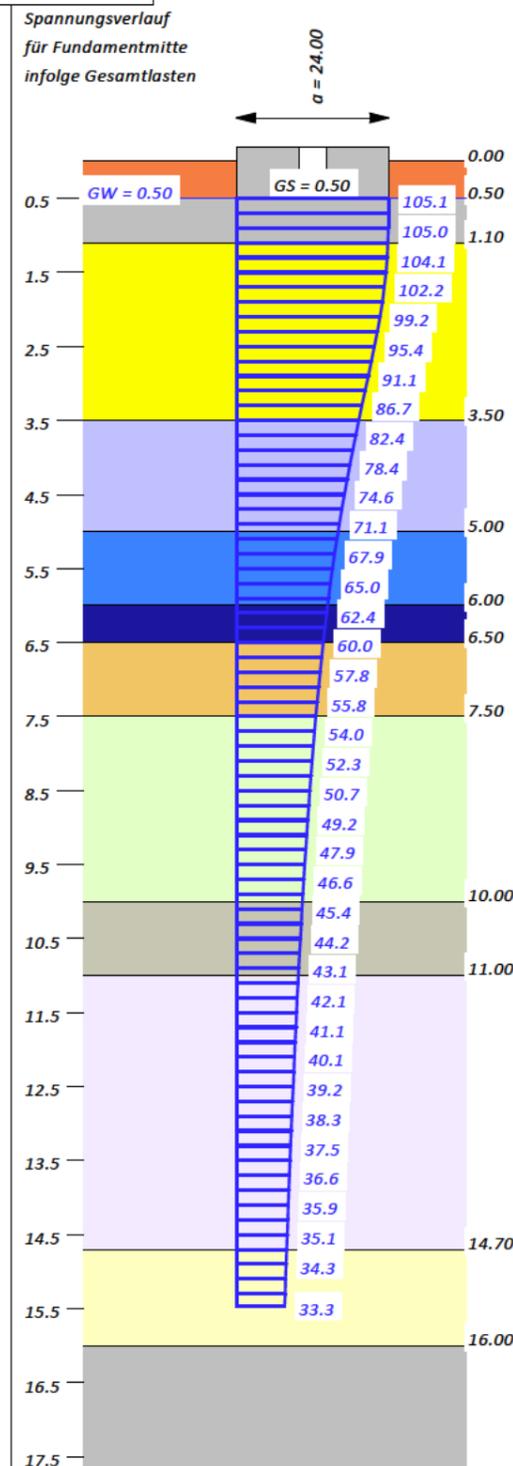
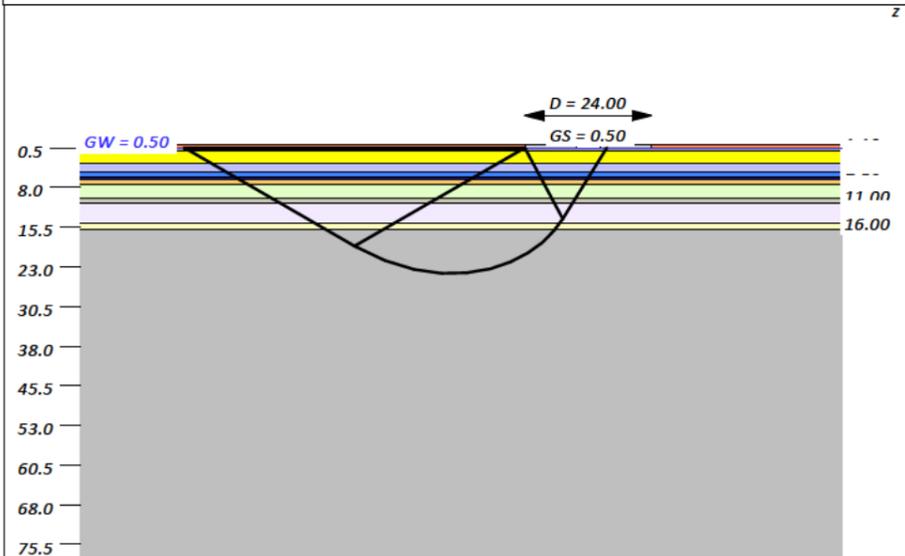
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 SLS - max V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-2

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	15.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.50	18.0	10.0	32.5	0.0	45.0	Sand (md) - RSV
	5.00	20.0	10.0	25.0	2.5	12.0	Schluff (RSV)
	6.00	19.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Sand, U-Lagen (RSV)
	6.50	19.0	11.0	35.0	0.0	90.0	Sand, d (RSV)
	7.50	20.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Schluff (RSV)
	10.00	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, d
	11.00	20.0	10.0	27.5	2.5	15.0	Schluff
	14.70	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, d
	16.00	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>16.00	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.50 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 45952.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -960.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 136288.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -2.966$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 15.539$ m
 $b' = 20.000$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -2.966$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 15.539$ m
 $b' = 20.000$ m
Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1473.2 / 1052.31$ kN/m²
 $R_{n,k} = 457862.53$ kN
 $R_{n,d} = 327044.66$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 45952.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 62035.20$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.190
 μ (parallel zu x) = 0.151

Kohäsionsglied = 8875.14 kN (k)
Breitenglied = 379954.00 kN (k)
Tiefenglied = 69033.39 kN (k)
 cal $\varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 0.70$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.80$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 9.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 45952.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 26613.32$ kN
 $T_d = 1296.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.049$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 15.46$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 3.23 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 1.23 cm
 unten = 5.22 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 45952.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 496281.6$
 $M_{dst} = 136288.0 \cdot 1.10 = 149916.8$
 $\mu_{EQU} = 149916.8 / 496281.6 = 0.302$

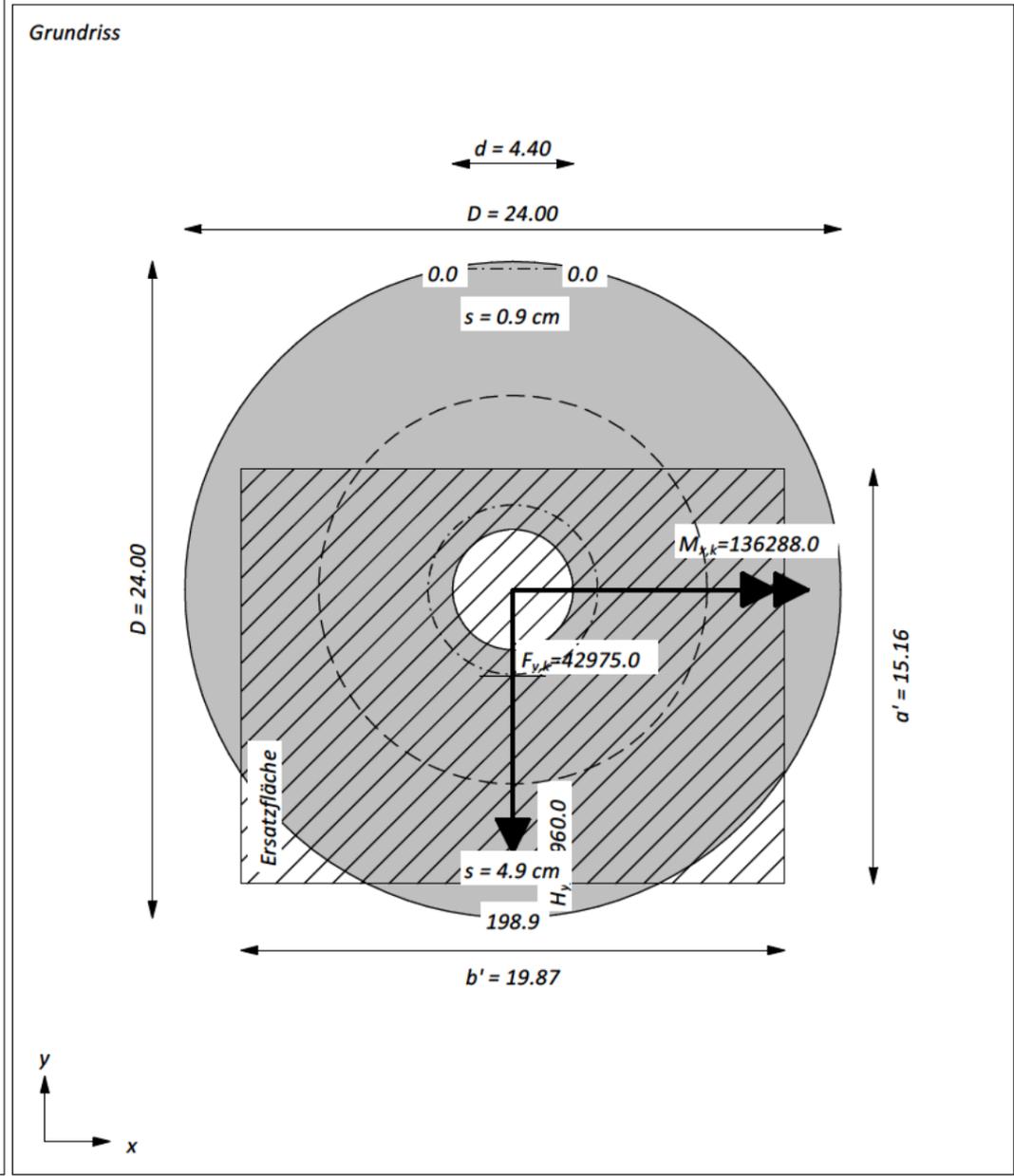
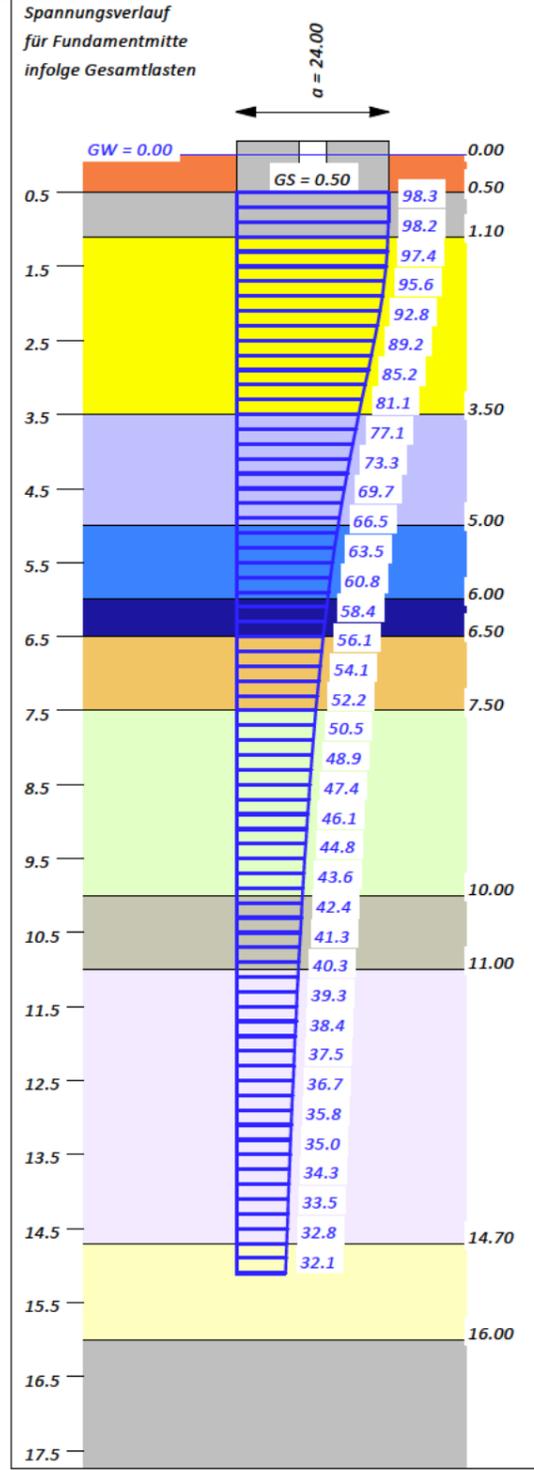
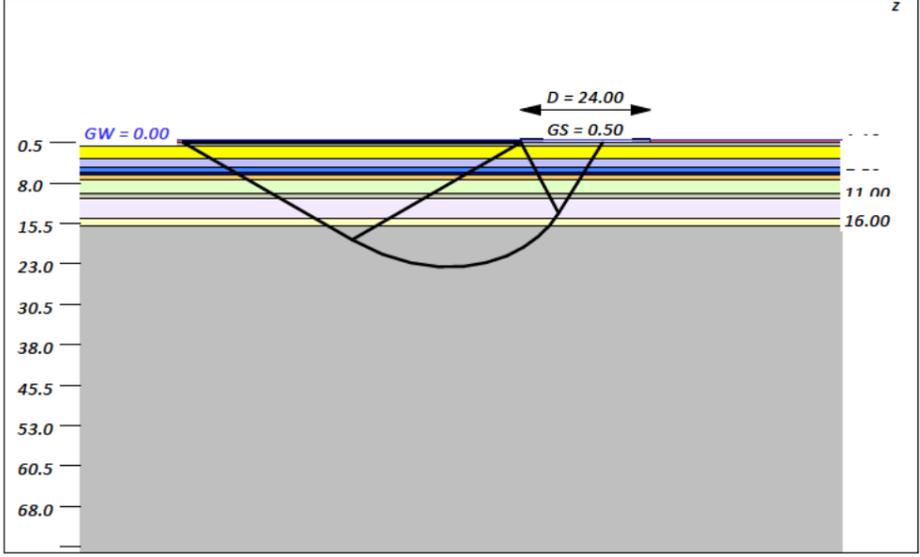
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 SLS - min V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-2

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	15.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.50	18.0	10.0	32.5	0.0	45.0	Sand (md) - RSV
	5.00	20.0	10.0	25.0	2.5	12.0	Schluff (RSV)
	6.00	19.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Sand, U-Lagen (RSV)
	6.50	19.0	11.0	35.0	0.0	90.0	Sand, d (RSV)
	7.50	20.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Schluff (RSV)
	10.00	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, d
	11.00	20.0	10.0	27.5	2.5	15.0	Schluff
	14.70	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, d
	16.00	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>16.00	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 42975.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -960.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 136288.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.171$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 15.160$ m
 $b' = 19.873$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.171$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 15.160$ m
 $b' = 19.873$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1338.4 / 956.00$ kN/m²
 $R_{n,k} = 403224.26$ kN
 $R_{n,d} = 288017.33$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 42975.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 58016.25$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.201
 μ (parallel zu x) = 0.155

Kohäsionsglied = 8775.90 kN (k)
Breitenglied = 357662.10 kN (k)
Tiefenglied = 36786.26 kN (k)
 cal $\varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 0.72$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.78$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 5.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 42975.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 24889.18$ kN
 $T_d = 1296.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.052$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 15.11$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 2.90 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.95 cm
 unten = 4.86 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 42975.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 464130.0$
 $M_{dst} = 136288.0 \cdot 1.10 = 149916.8$
 $\mu_{EQU} = 149916.8 / 464130.0 = 0.323$

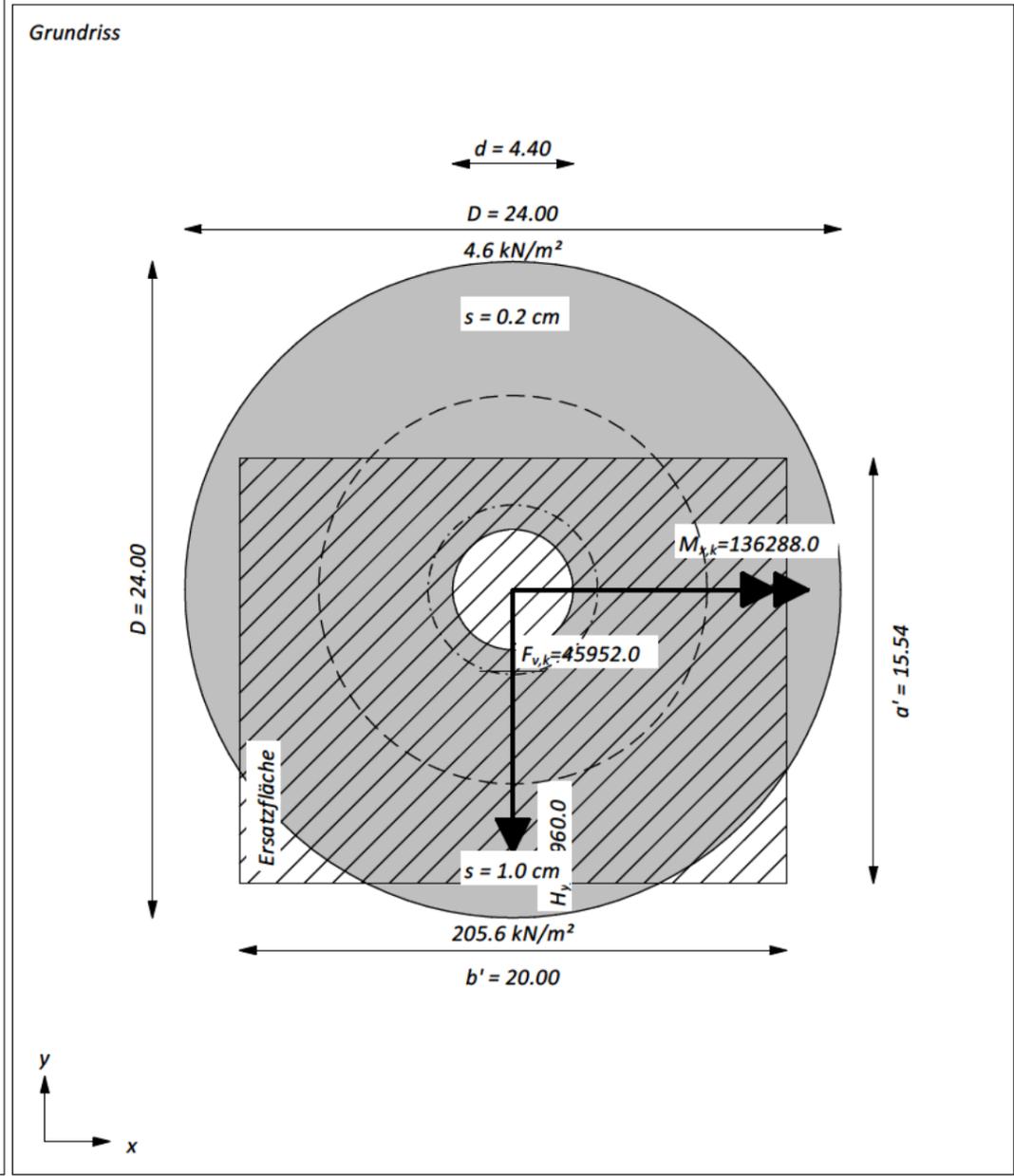
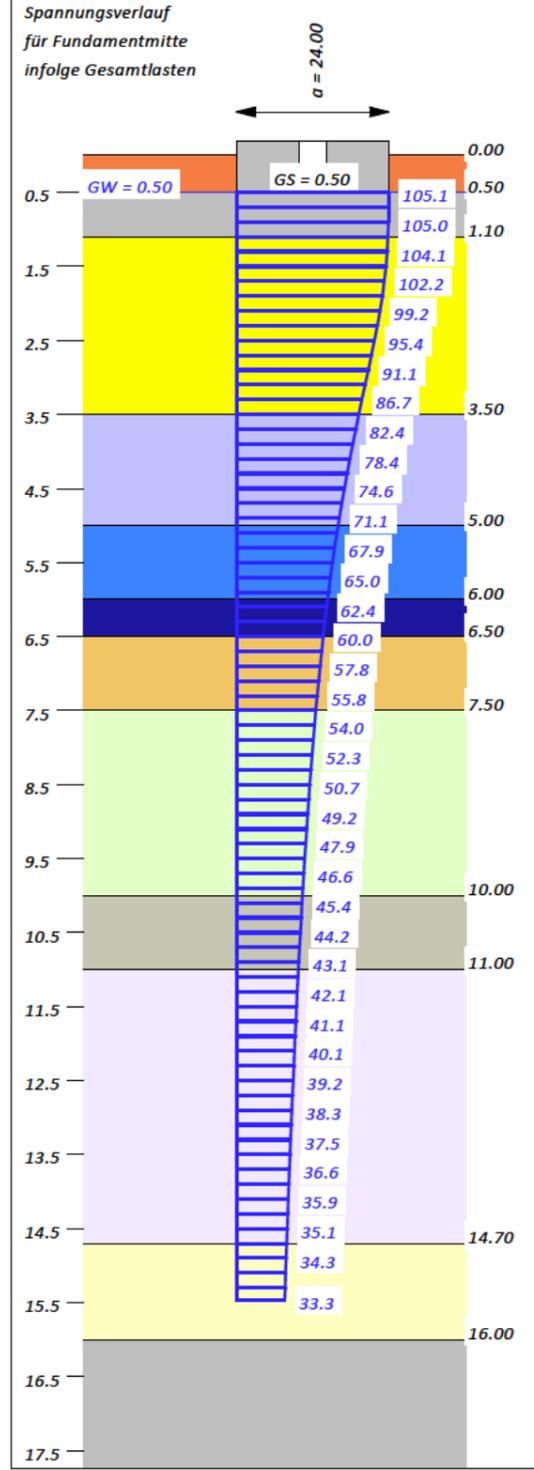
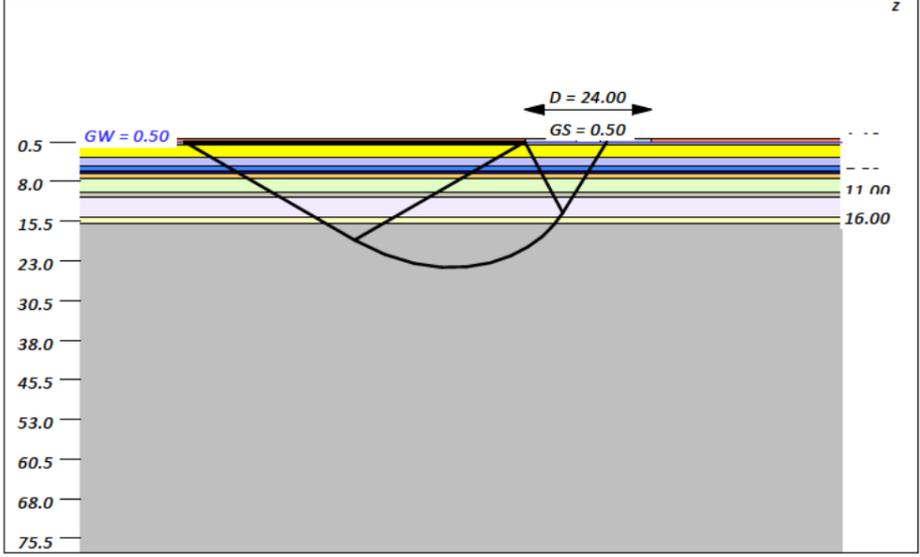
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 SLS (dyn) - max V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-2

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	105.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	225.0	Schotter
	3.50	18.0	10.0	32.5	0.0	185.0	Sand (md) - RSV
	5.00	20.0	10.0	25.0	2.5	90.0	Schluff (RSV)
	6.00	19.0	10.0	27.5	2.5	135.0	Sand, U-Lagen (RSV)
	6.50	19.0	11.0	35.0	0.0	300.0	Sand, d (RSV)
	7.50	20.0	10.0	27.5	2.5	135.0	Schluff (RSV)
	10.00	19.0	11.0	35.0	0.0	225.0	Sand, d
	11.00	20.0	10.0	27.5	2.5	105.0	Schluff
	14.70	19.0	11.0	35.0	0.0	225.0	Sand, d
	16.00	21.0	11.0	30.0	7.5	80.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>16.00	22.0	12.0	37.5	0.0	180.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.50 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 45952.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -960.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 136288.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -2.966$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 15.539$ m
 $b' = 20.000$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -2.966$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 15.539$ m
 $b' = 20.000$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1473.2 / 1052.31$ kN/m²
 $R_{n,k} = 457862.53$ kN
 $R_{n,d} = 327044.66$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 45952.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 62035.20$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.190
 μ (parallel zu x) = 0.151

Kohäsionsglied = 8875.14 kN (k)
Breitenglied = 379954.00 kN (k)
Tiefenglied = 69033.39 kN (k)
 cal $\varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 0.70$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.80$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 9.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 45952.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 26613.32$ kN
 $T_d = 1296.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.049$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 15.46$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.59 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.22 cm
 unten = 0.95 cm
 Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 45952.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 496281.6$
 $M_{dst} = 136288.0 \cdot 1.10 = 149916.8$
 $\mu_{EQU} = 149916.8 / 496281.6 = 0.302$

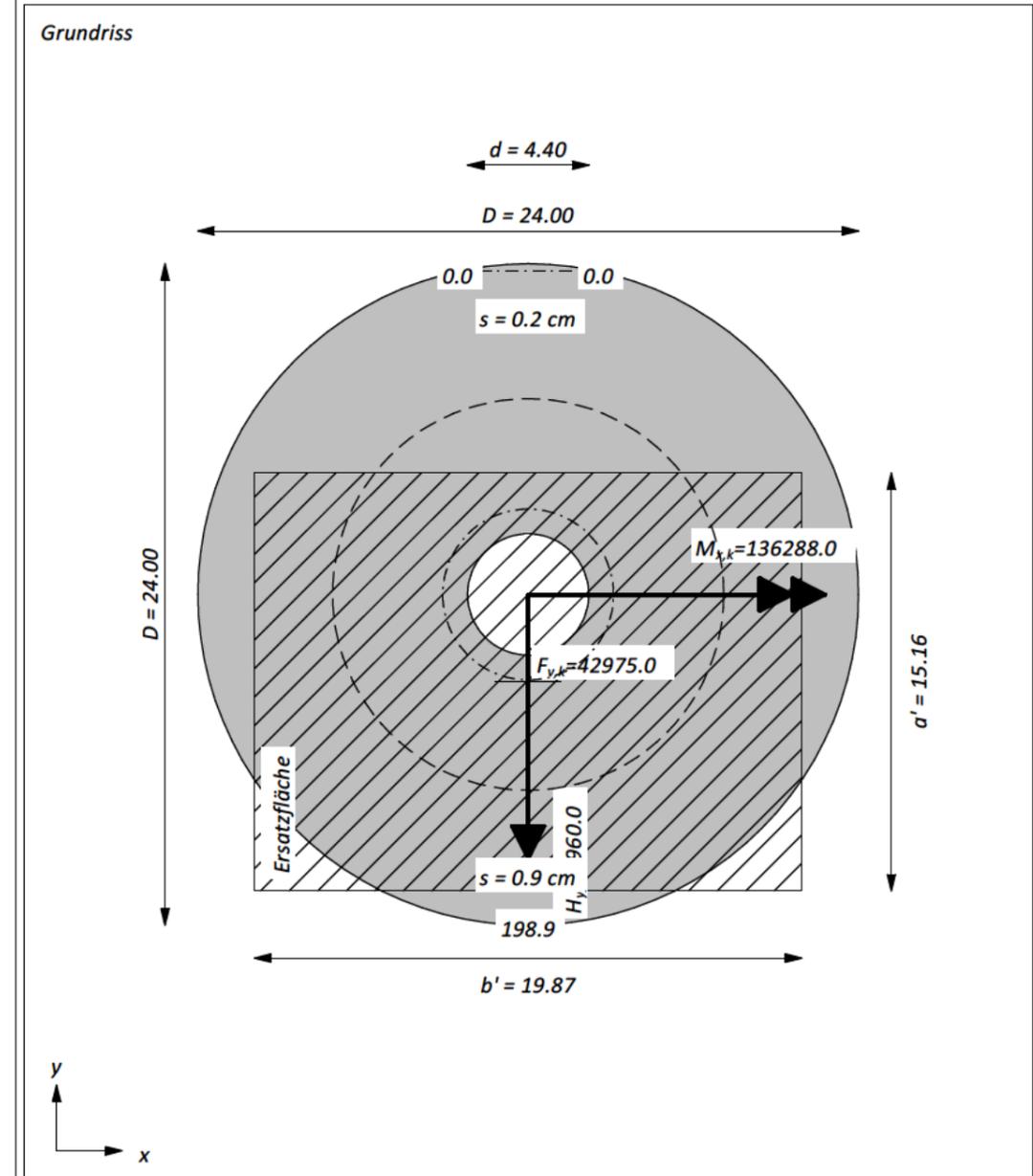
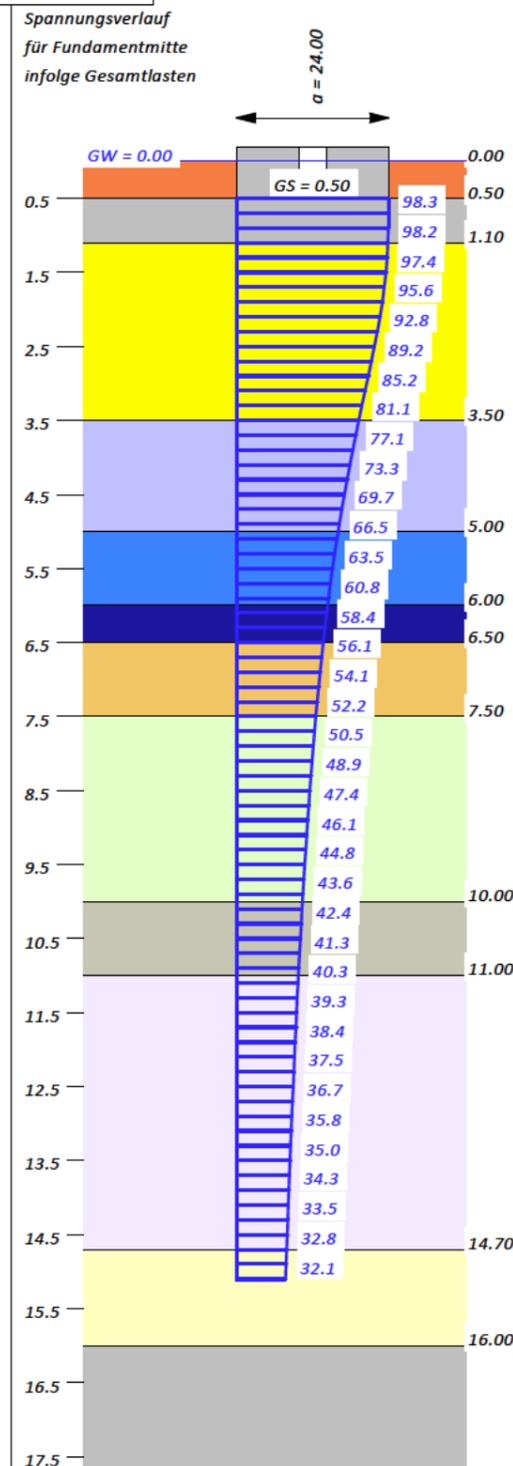
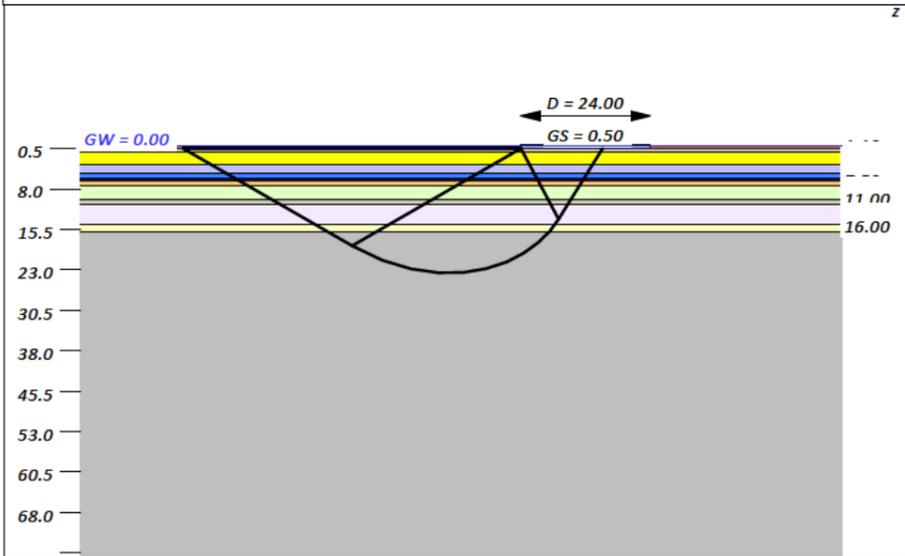
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 SLS (dyn) - min V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-2

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	105.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	225.0	Schotter
	3.50	18.0	10.0	32.5	0.0	185.0	Sand (md) - RSV
	5.00	20.0	10.0	25.0	2.5	90.0	Schluff (RSV)
	6.00	19.0	10.0	27.5	2.5	135.0	Sand, U-Lagen (RSV)
	6.50	19.0	11.0	35.0	0.0	300.0	Sand, d (RSV)
	7.50	20.0	10.0	27.5	2.5	135.0	Schluff (RSV)
	10.00	19.0	11.0	35.0	0.0	225.0	Sand, d
	11.00	20.0	10.0	27.5	2.5	105.0	Schluff
	14.70	19.0	11.0	35.0	0.0	225.0	Sand, d
	16.00	21.0	11.0	30.0	7.5	80.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>16.00	22.0	12.0	37.5	0.0	180.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 42975.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -960.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 136288.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.171$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 15.160$ m
 $b' = 19.873$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.171$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 15.160$ m
 $b' = 19.873$ m
Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1338.4 / 956.00$ kN/m²
 $R_{n,k} = 403224.26$ kN
 $R_{n,d} = 288017.33$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 42975.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 58016.25$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.201
 μ (parallel zu x) = 0.155

Kohäsionsglied = 8775.90 kN (k)
Breitenglied = 357662.10 kN (k)
Tiefenglied = 36786.26 kN (k)
 cal $\varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 0.72$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.78$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 5.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 42975.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 24889.18$ kN
 $T_d = 1296.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.052$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 15.11$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.54 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.17 cm
 unten = 0.90 cm
Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 42975.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 464130.0$
 $M_{dst} = 136288.0 \cdot 1.10 = 149916.8$
 $\mu_{EQU} = 149916.8 / 464130.0 = 0.323$

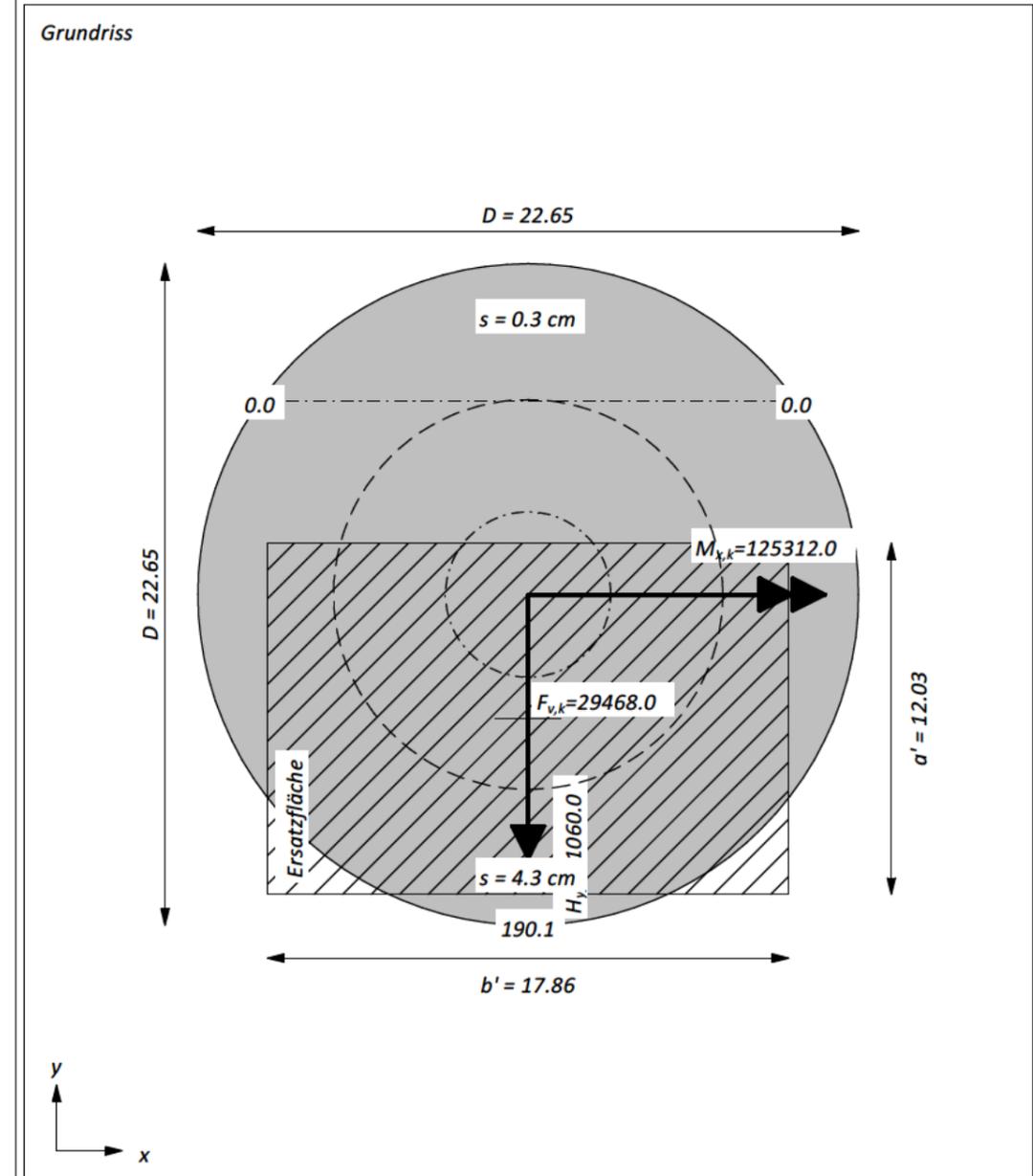
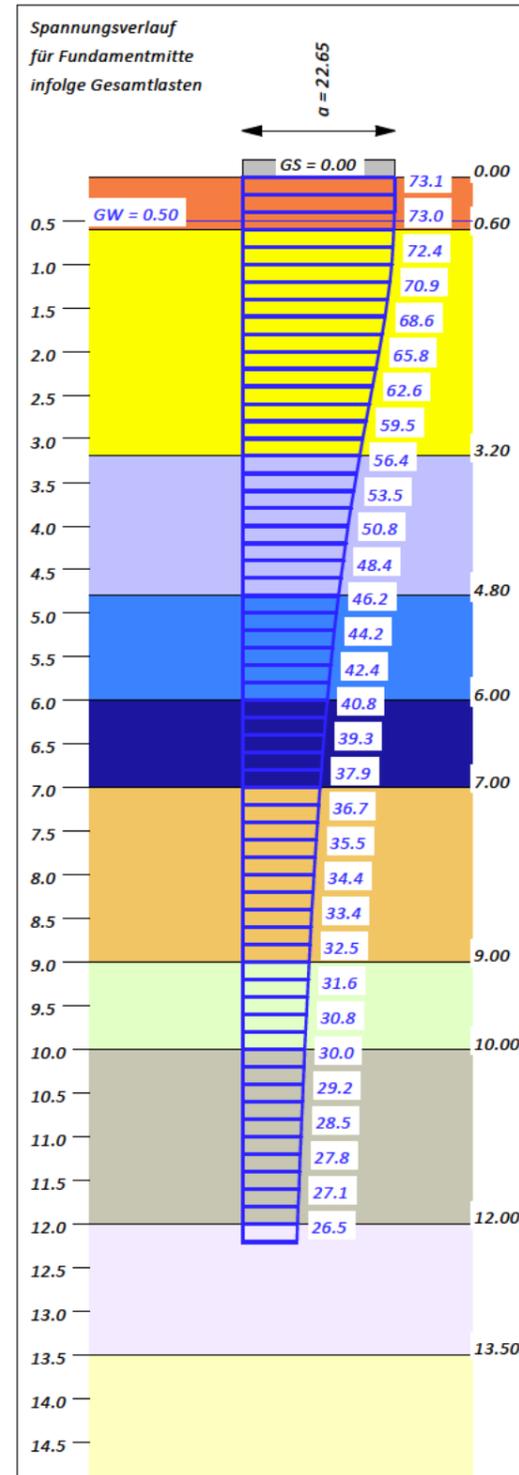
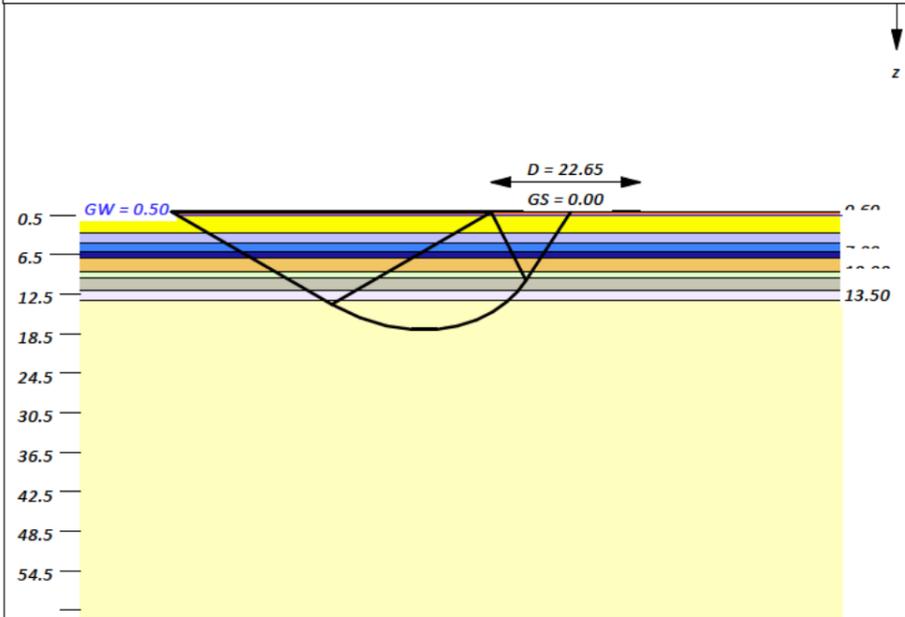
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 BS-P - max V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-3

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.60	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.20	18.0	10.0	32.5	0.0	37.5	Sand (l- md) - RSV
	4.80	20.0	10.0	25.0	2.5	12.0	Schluff/Sand (RSV)
	6.00	19.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Sand/Schluff (RSV)
	7.00	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, md -d (RSV)
	9.00	20.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Sand, U-Lagen(RSV)
	10.00	20.0	11.0	27.5	2.5	30.0	Schluff (RSV)
	12.00	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, d
	13.50	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>13.50	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\phi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.00 m
 Grundwasser = 0.50 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 29468.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -1060.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 125312.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 22.650$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -4.252$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 6.671 m)
 $a' = 12.034$ m
 $b' = 17.859$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -4.252$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 6.671 m)
 $a' = 12.034$ m
 $b' = 17.859$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 997.6 / 712.57$ kN/m²
 $R_{n,k} = 214402.44$ kN
 $R_{n,d} = 153144.60$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 29468.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 39781.80$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.260
 μ (parallel zu x) = 0.175

Kohäsionsglied = 9564.86 kN (k)
Breitenglied = 204837.58 kN (k)
 Tiefenglied = 0.00 kN (k)
 $\text{cal } \phi = 30.0^\circ$
 ϕ wegen 5° Bedingung abgemindert
 $\text{cal } c = 1.16$ kN/m²
 $\text{cal } \gamma_2 = 10.93$ kN/m³
 $\text{cal } \sigma_d = 0.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\phi) / \gamma_{R,h} = 29468.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\phi) / \gamma_{R,h} = 17066.53$ kN
 $T_d = 1431.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.084$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 12.21$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 2.30 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.28 cm
 unten = 4.33 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 29468.0 \cdot 22.65 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 300352.6$
 $M_{dst} = 125312.0 \cdot 1.10 = 137843.2$
 $\mu_{EQU} = 137843.2 / 300352.6 = 0.459$

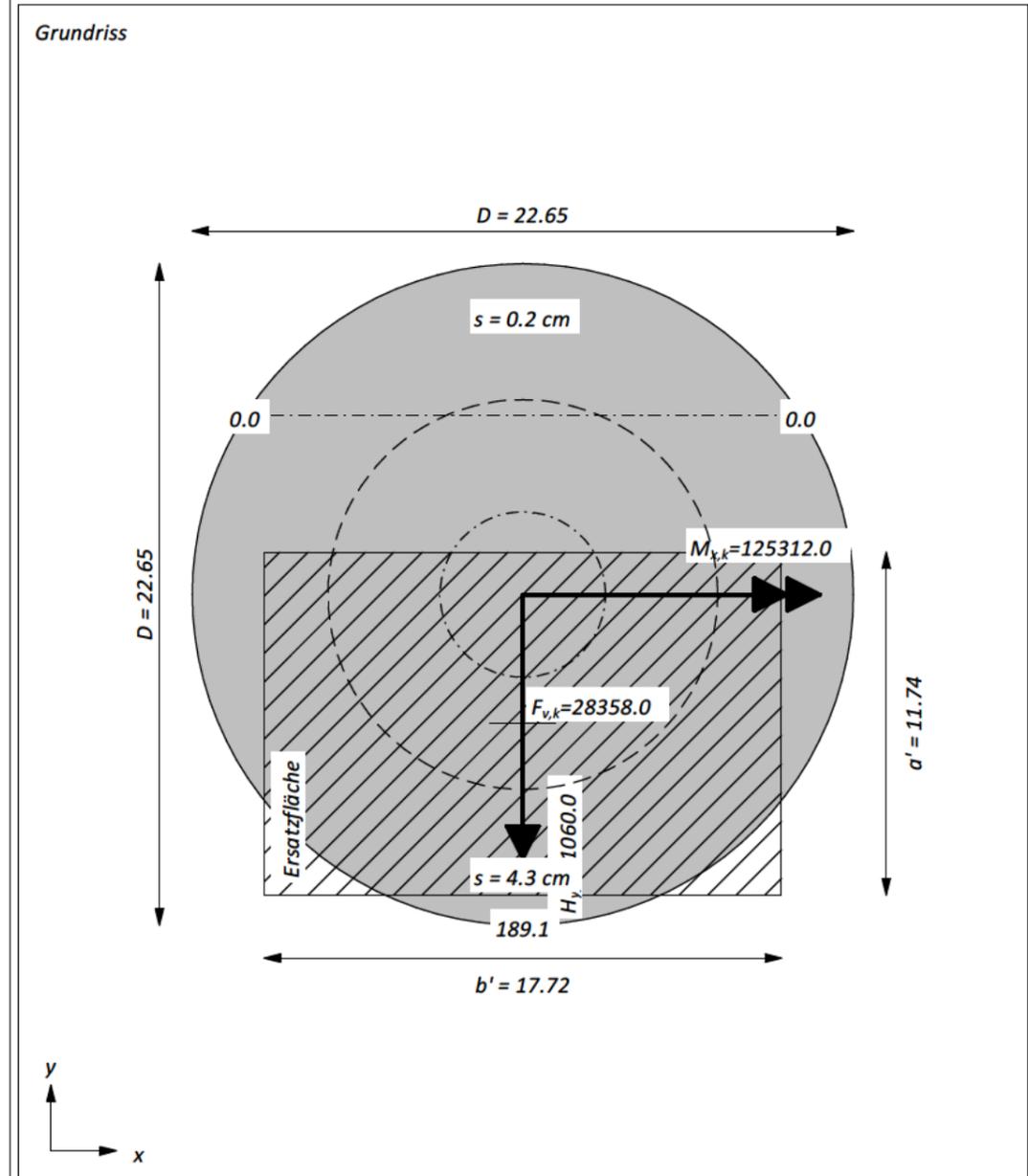
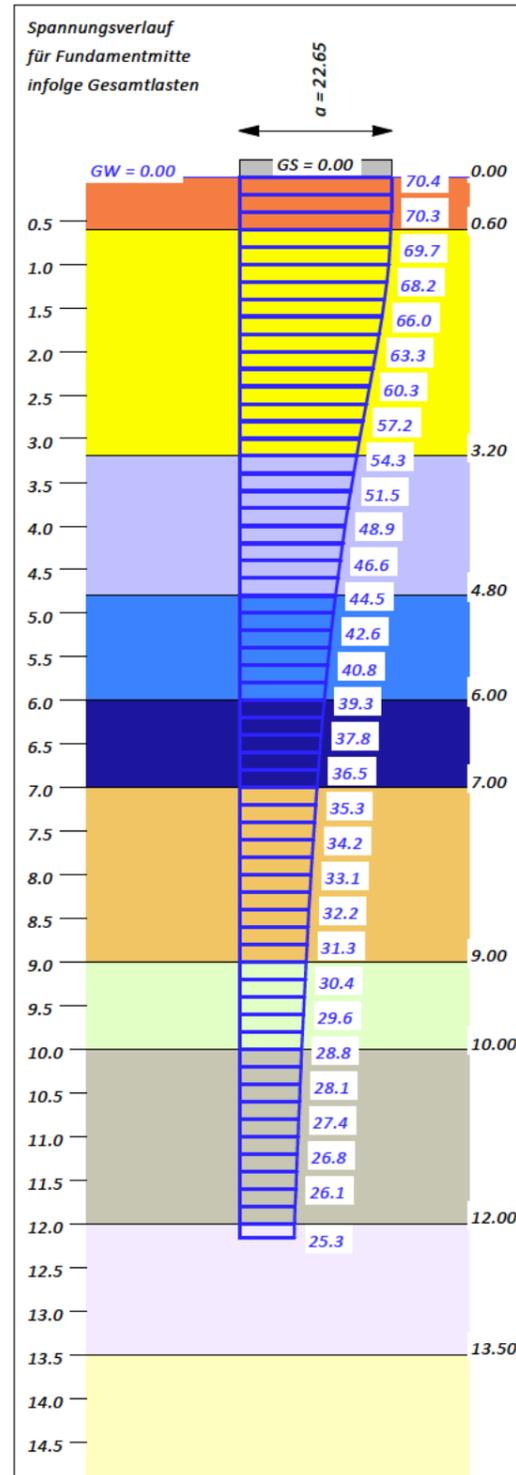
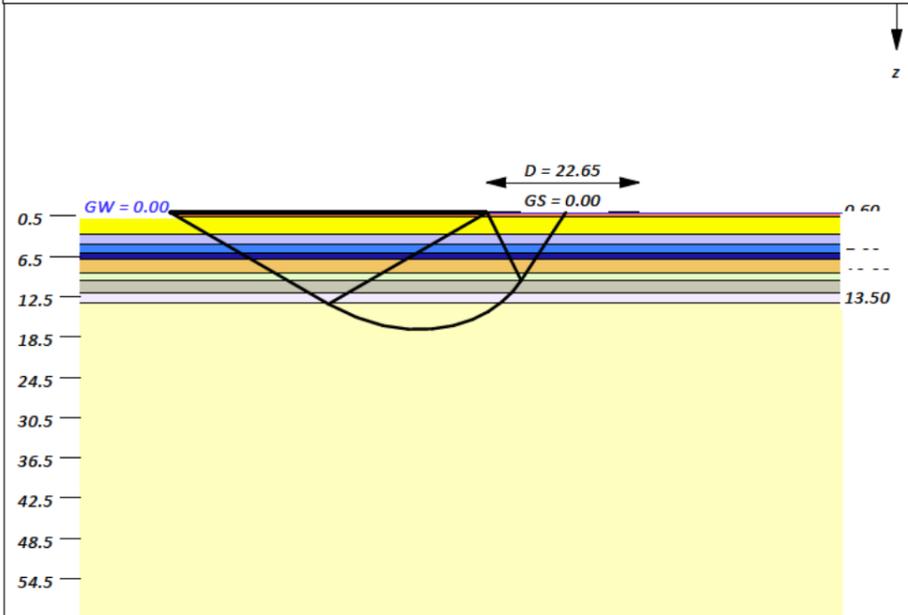
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 BS-P - min V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-3

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.60	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.20	18.0	10.0	32.5	0.0	37.5	Sand (l- md) - RSV
	4.80	20.0	10.0	25.0	2.5	12.0	Schluff/Sand (RSV)
	6.00	19.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Sand/Schluff (RSV)
	7.00	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, md-d (RSV)
	9.00	20.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Sand, U-Lagen(RSV)
	10.00	20.0	11.0	27.5	2.5	30.0	Schluff (RSV)
	12.00	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, d
	13.50	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>13.50	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.00 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 28358.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -1060.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 125312.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 22.650$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -4.419$ m
Resultierende im 2. Kern (= 6.671 m)
 $a' = 11.736$ m
 $b' = 17.720$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -4.419$ m
Resultierende im 2. Kern (= 6.671 m)
 $a' = 11.736$ m
 $b' = 17.720$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 948.0 / 677.11$ kN/m²
 $R_{n,k} = 197128.24$ kN
 $R_{n,d} = 140805.88$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 28358.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 38283.30$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.272
 μ (parallel zu x) = 0.179

Kohäsionsglied = 9535.01 kN (k)
Breitenglied = 187593.23 kN (k)
 Tiefenglied = 0.00 kN (k)
 $\text{cal } \varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 $\text{cal } c = 1.20$ kN/m²
 $\text{cal } \gamma_2 = 10.55$ kN/m³
 $\text{cal } \sigma_{\bar{u}} = 0.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 28358.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 16423.67$ kN
 $T_d = 1431.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.087$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 12.16$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 2.24 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.24 cm
 unten = 4.25 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 28358.0 \cdot 22.65 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 289038.9$
 $M_{dst} = 125312.0 \cdot 1.10 = 137843.2$
 $\mu_{EQU} = 137843.2 / 289038.9 = 0.477$

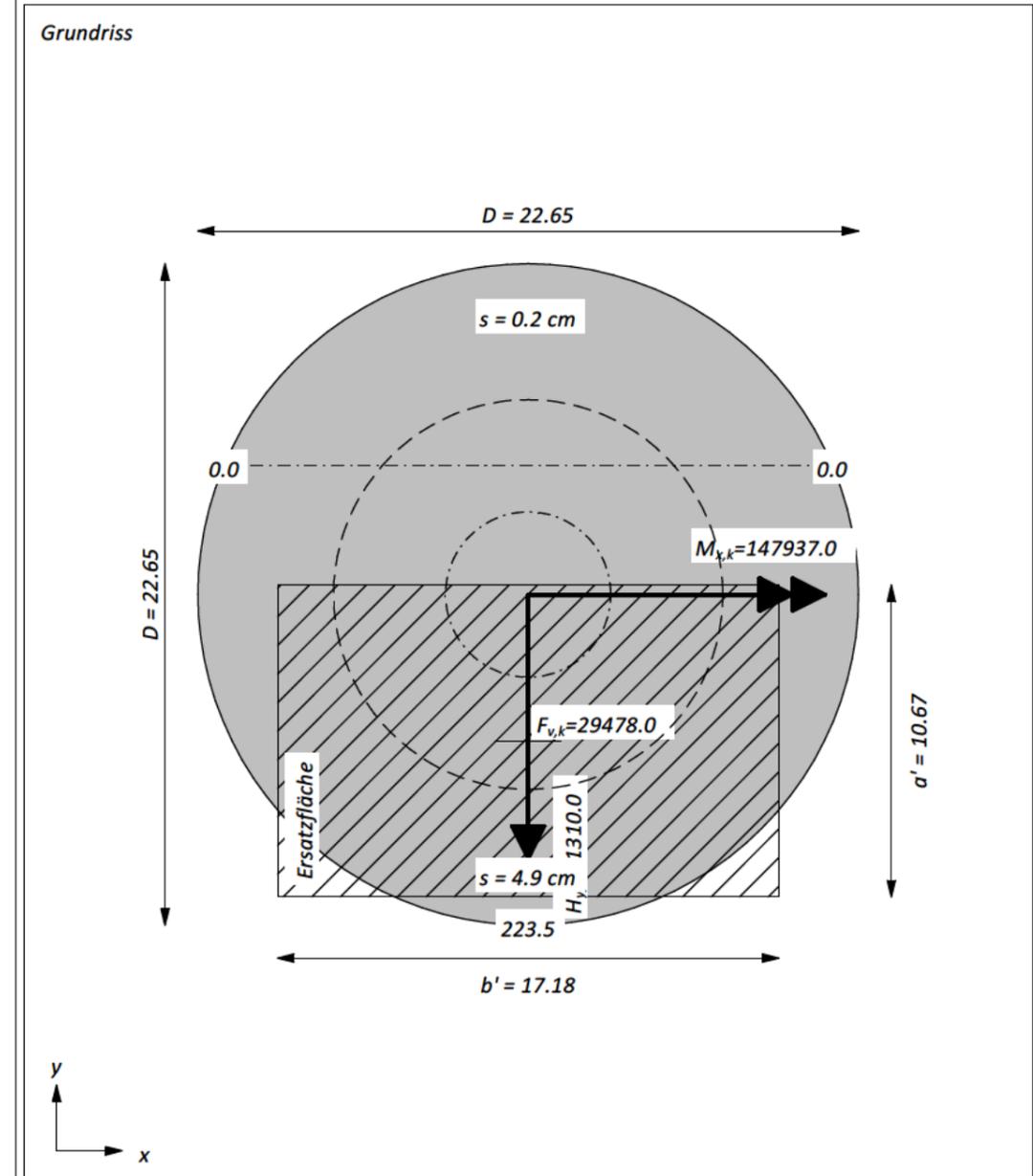
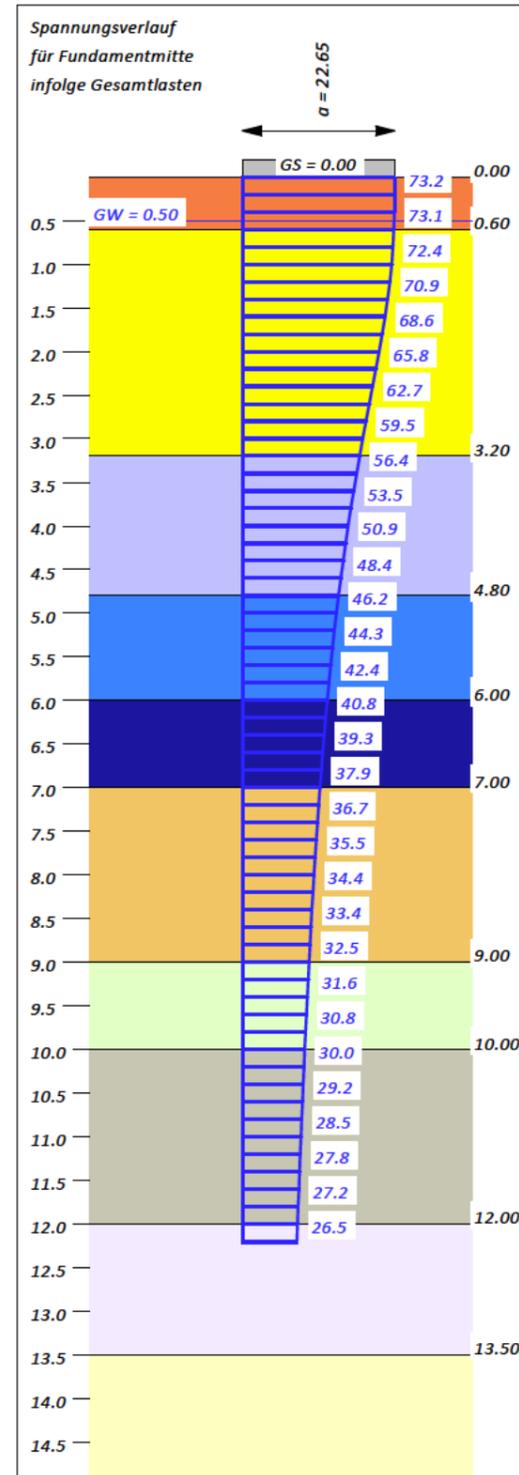
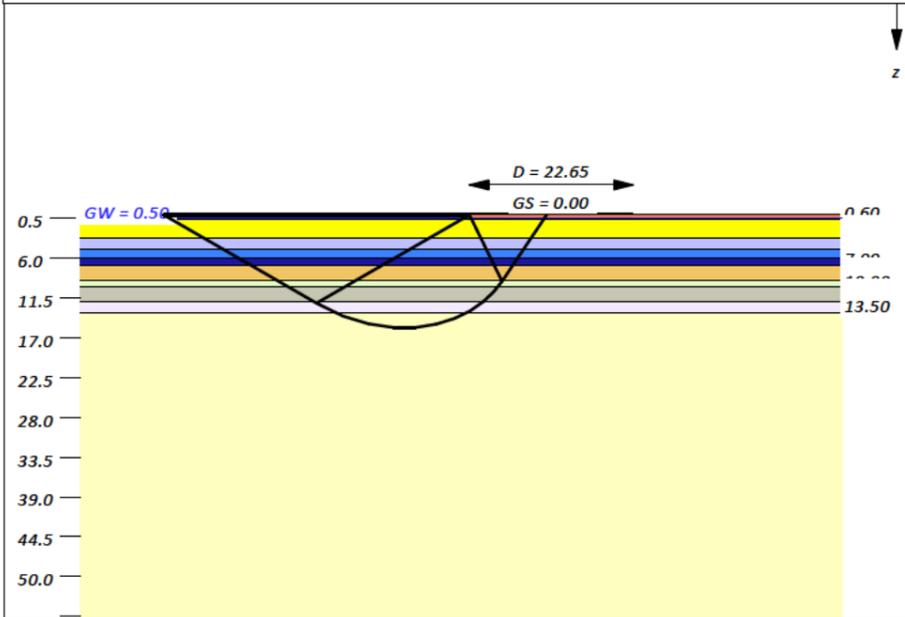
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 BS-A - max V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-3

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.60	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.20	18.0	10.0	32.5	0.0	37.5	Sand (l- md) - RSV
	4.80	20.0	10.0	25.0	2.5	12.0	Schluff/Sand (RSV)
	6.00	19.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Sand/Schluff (RSV)
	7.00	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, md-d (RSV)
	9.00	20.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Sand, U-Lagen(RSV)
	10.00	20.0	11.0	27.5	2.5	30.0	Schluff (RSV)
	12.00	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, d
	13.50	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>13.50	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-A
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\gamma_G = 1.10$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\phi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.00$
 $\gamma_{G,stab} = 0.95$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$
 Gründungssohle = 0.00 m
 Grundwasser = 0.50 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 29478.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -1310.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 147937.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 22.650$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.019$ m
Resultierende im 2. Kern (= 6.671 m)
 $a' = 10.670$ m
 $b' = 17.176$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.019$ m
Resultierende im 2. Kern (= 6.671 m)
 $a' = 10.670$ m
 $b' = 17.176$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 892.0 / 743.31$ kN/m²
 $R_{n,k} = 163465.44$ kN
 $R_{n,d} = 136221.20$ kN
 $V_d = 1.10 \cdot 29478.00 + 1.10 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 32425.80$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.238
 μ (parallel zu x) = 0.151

Kohäsionsglied = 9831.52 kN (k)
Breitenglied = 153633.92 kN (k)
 Tiefenglied = 0.00 kN (k)
 $\text{cal } \phi = 30.0^\circ$
 ϕ wegen 5° Bedingung abgemindert
 $\text{cal } c = 1.45$ kN/m²
 $\text{cal } \gamma_2 = 10.85$ kN/m³
 $\text{cal } \sigma_{\bar{u}} = 0.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\phi) / \gamma_{R,h} = 29478.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\phi) / \gamma_{R,h} = 17072.32$ kN
 $T_d = 1441.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.084$

Nachweis EQU:
 $M_{stb} = 29478.0 \cdot 22.65 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 317146.4$
 $M_{dst} = 147937.0 \cdot 1.00 = 147937.0$
 $\mu_{EQU} = 147937.0 / 317146.4 = 0.466$

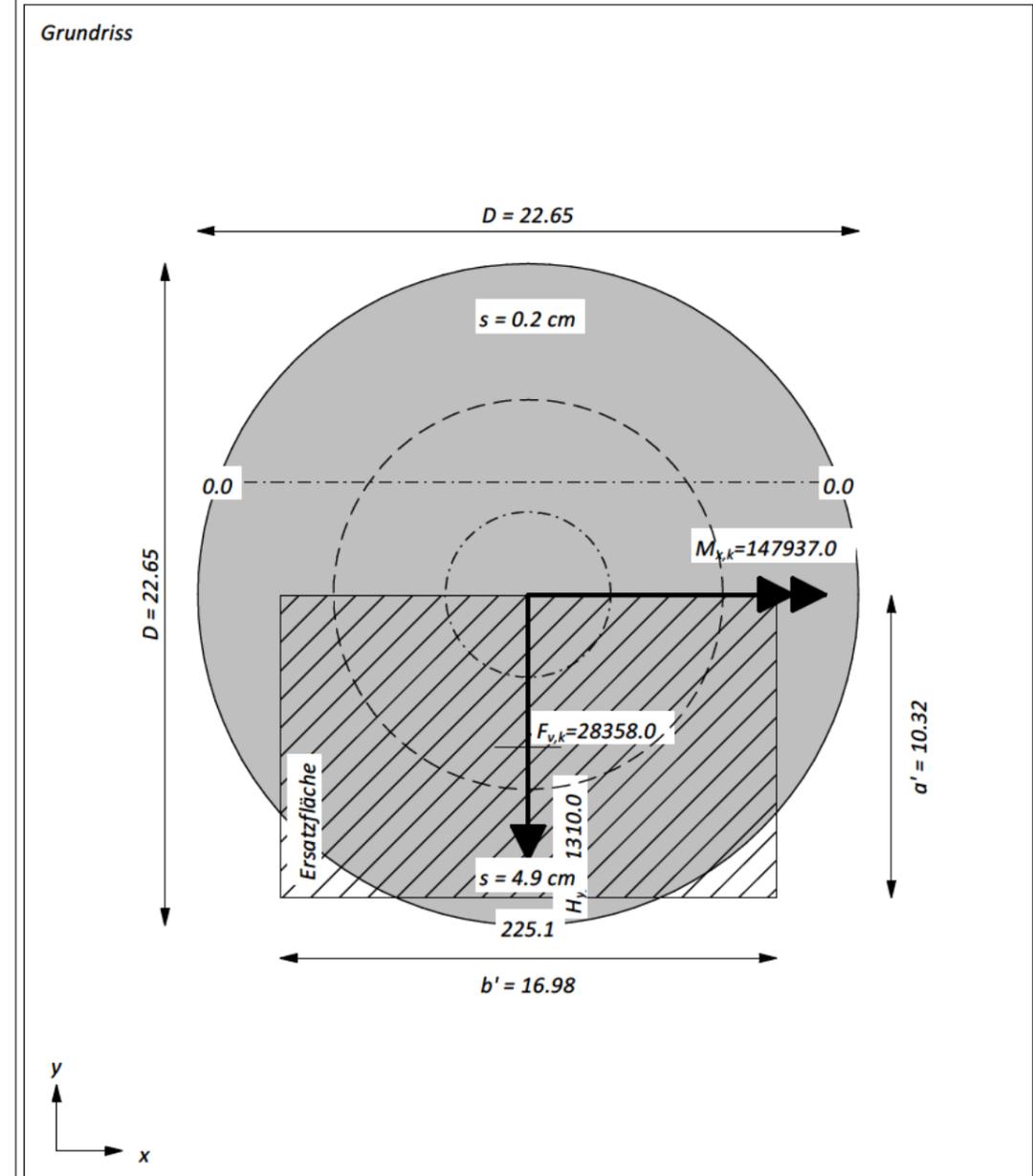
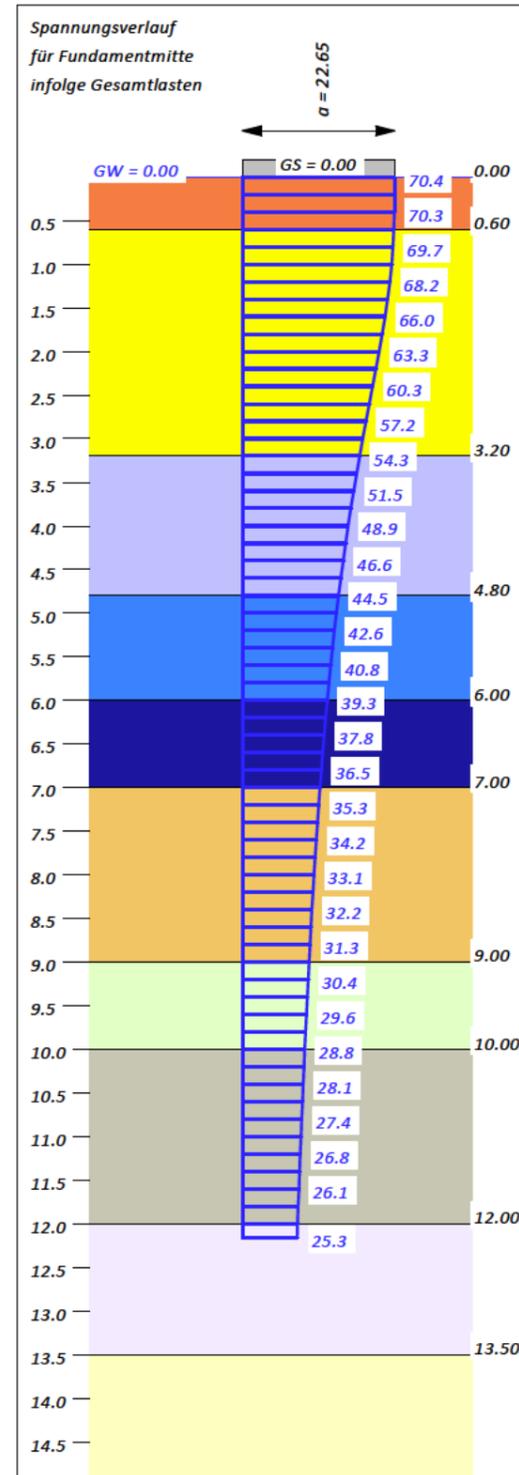
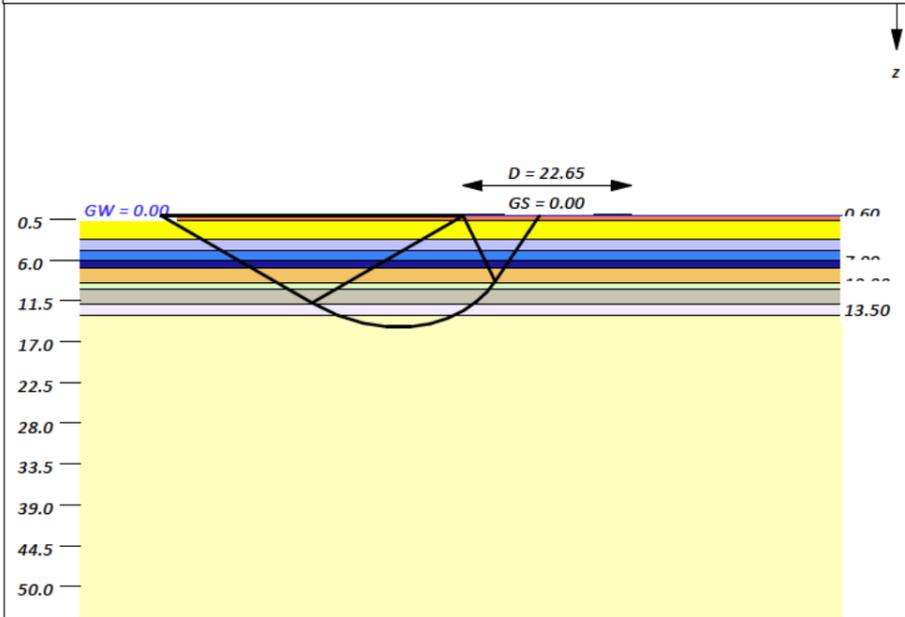
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 BS-A - min V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-3

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.60	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.20	18.0	10.0	32.5	0.0	37.5	Sand (l- md) - RSV
	4.80	20.0	10.0	25.0	2.5	12.0	Schluff/Sand (RSV)
	6.00	19.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Sand/Schluff (RSV)
	7.00	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, md-d (RSV)
	9.00	20.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Sand, U-Lagen(RSV)
	10.00	20.0	11.0	27.5	2.5	30.0	Schluff (RSV)
	12.00	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, d
	13.50	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>13.50	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-A
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\gamma_G = 1.10$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.00$
 $\gamma_{G,stab} = 0.95$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$
 Gründungssohle = 0.00 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 28358.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -1310.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 147937.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 22.650$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.217$ m
Resultierende im 2. Kern (= 6.671 m)
 $a' = 10.320$ m
 $b' = 16.982$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.217$ m
Resultierende im 2. Kern (= 6.671 m)
 $a' = 10.320$ m
 $b' = 16.982$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 829.9 / 691.54$ kN/m²
 $R_{n,k} = 145434.61$ kN
 $R_{n,d} = 121195.51$ kN
 $V_d = 1.10 \cdot 28358.00 + 1.10 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 31193.80$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.257
 μ (parallel zu x) = 0.155

Kohäsionsglied = 9953.39 kN (k)
Breitenglied = 135481.22 kN (k)
 Tiefenglied = 0.00 kN (k)
 $\text{cal } \varphi = 29.9^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 $\text{cal } c = 1.55$ kN/m²
 $\text{cal } \gamma_2 = 10.42$ kN/m³
 $\text{cal } \sigma_u = 0.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 28358.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 16423.67$ kN
 $T_d = 1441.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.088$

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 28358.0 \cdot 22.65 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 305096.6$
 $M_{dst} = 147937.0 \cdot 1.00 = 147937.0$
 $\mu_{EQU} = 147937.0 / 305096.6 = 0.485$

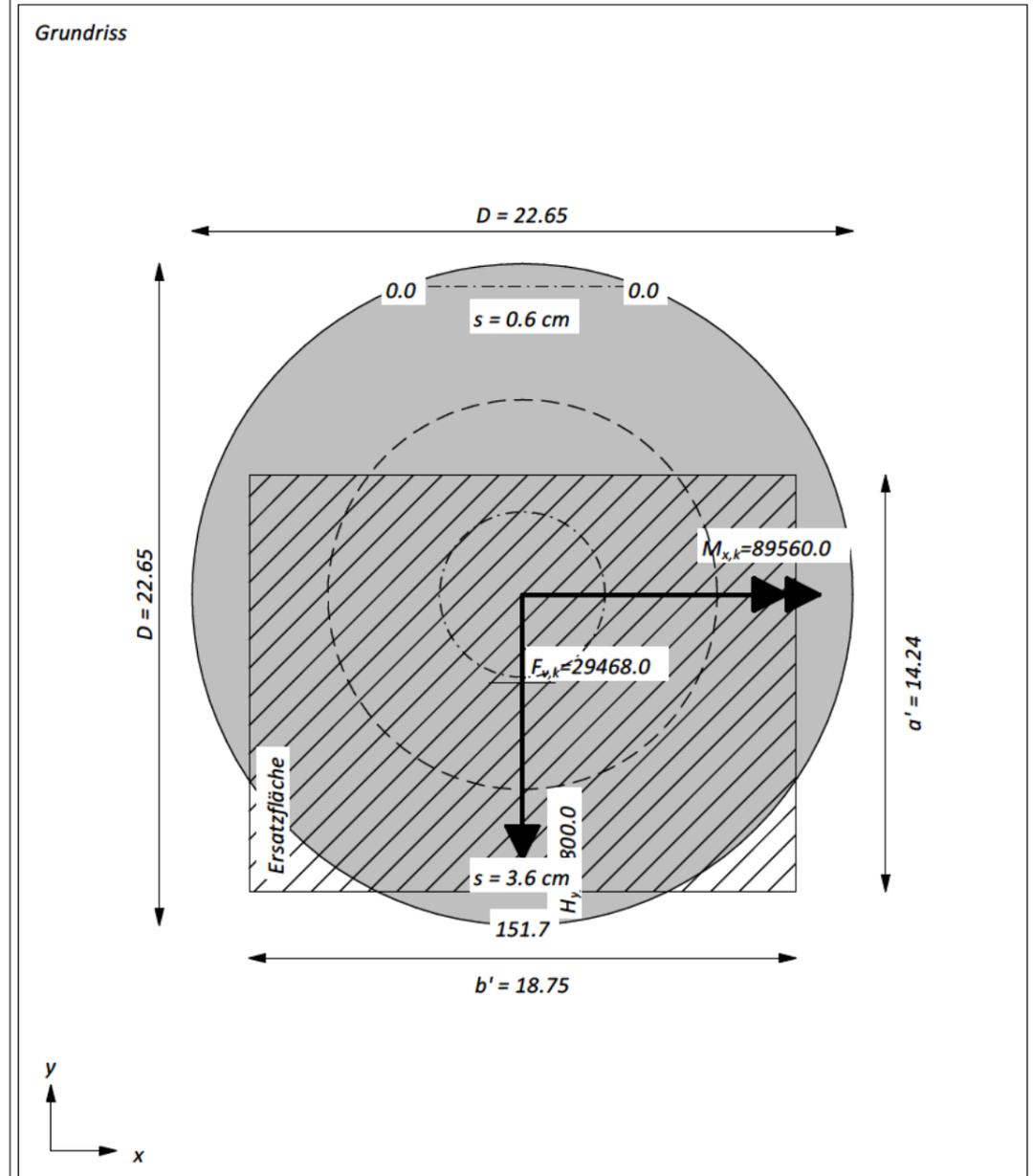
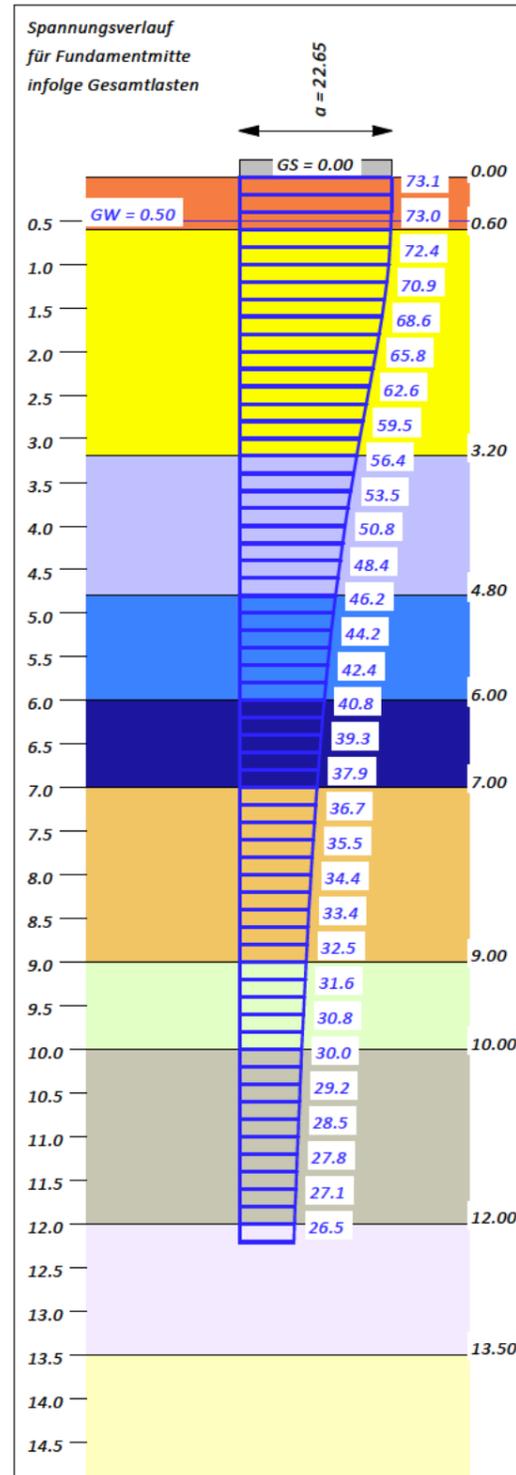
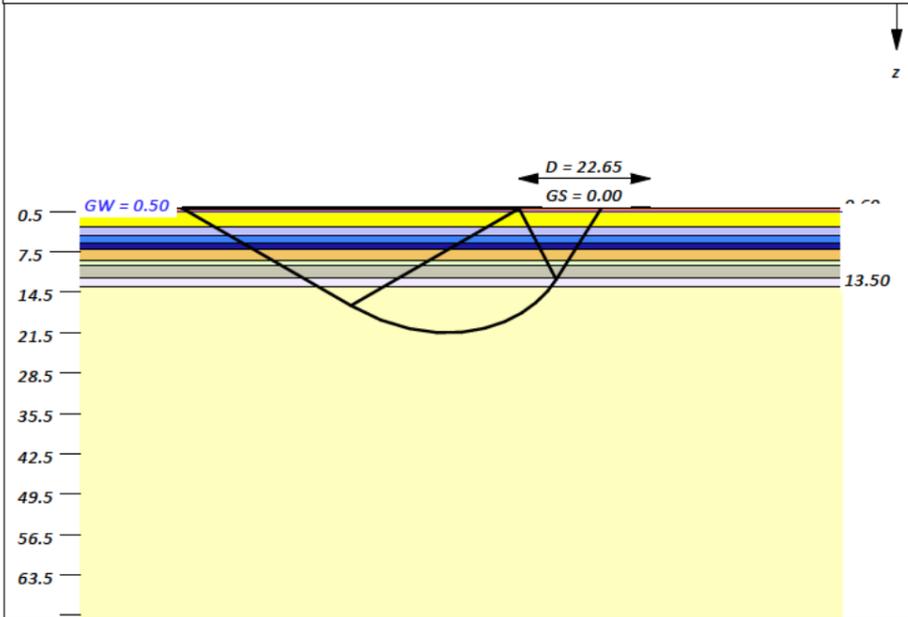
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 SLS- max V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-3

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.60	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.20	18.0	10.0	32.5	0.0	37.5	Sand (l- md) - RSV
	4.80	20.0	10.0	25.0	2.5	12.0	Schluff/Sand (RSV)
	6.00	19.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Sand/Schluff (RSV)
	7.00	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, md -d (RSV)
	9.00	20.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Sand, U-Lagen(RSV)
	10.00	20.0	11.0	27.5	2.5	30.0	Schluff (RSV)
	12.00	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, d
	13.50	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>13.50	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.00 m
 Grundwasser = 0.50 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 29468.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -800.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 89560.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 22.650$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.039$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 6.671 m)
 $a' = 14.238$ m
 $b' = 18.747$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.039$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 6.671 m)
 $a' = 14.238$ m
 $b' = 18.747$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1174.5 / 838.94$ kN/m²
 $R_{n,k} = 313501.91$ kN
 $R_{n,d} = 223929.94$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 29468.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 39781.80$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.178
 μ (parallel zu x) = 0.136

Kohäsionsglied = 10134.13 kN (k)
Breitenglied = 303367.78 kN (k)
 Tiefenglied = 0.00 kN (k)
 cal $\varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 0.94$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 11.05$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 0.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 29468.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 17066.53$ kN
 $T_d = 1080.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.063$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 12.21$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 2.11 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.61 cm
 unten = 3.61 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 29468.00 \cdot 22.65 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 300352.6$
 $M_{dst} = 89560.0 \cdot 1.10 = 98516.0$
 $\mu_{EQU} = 98516.0 / 300352.6 = 0.328$

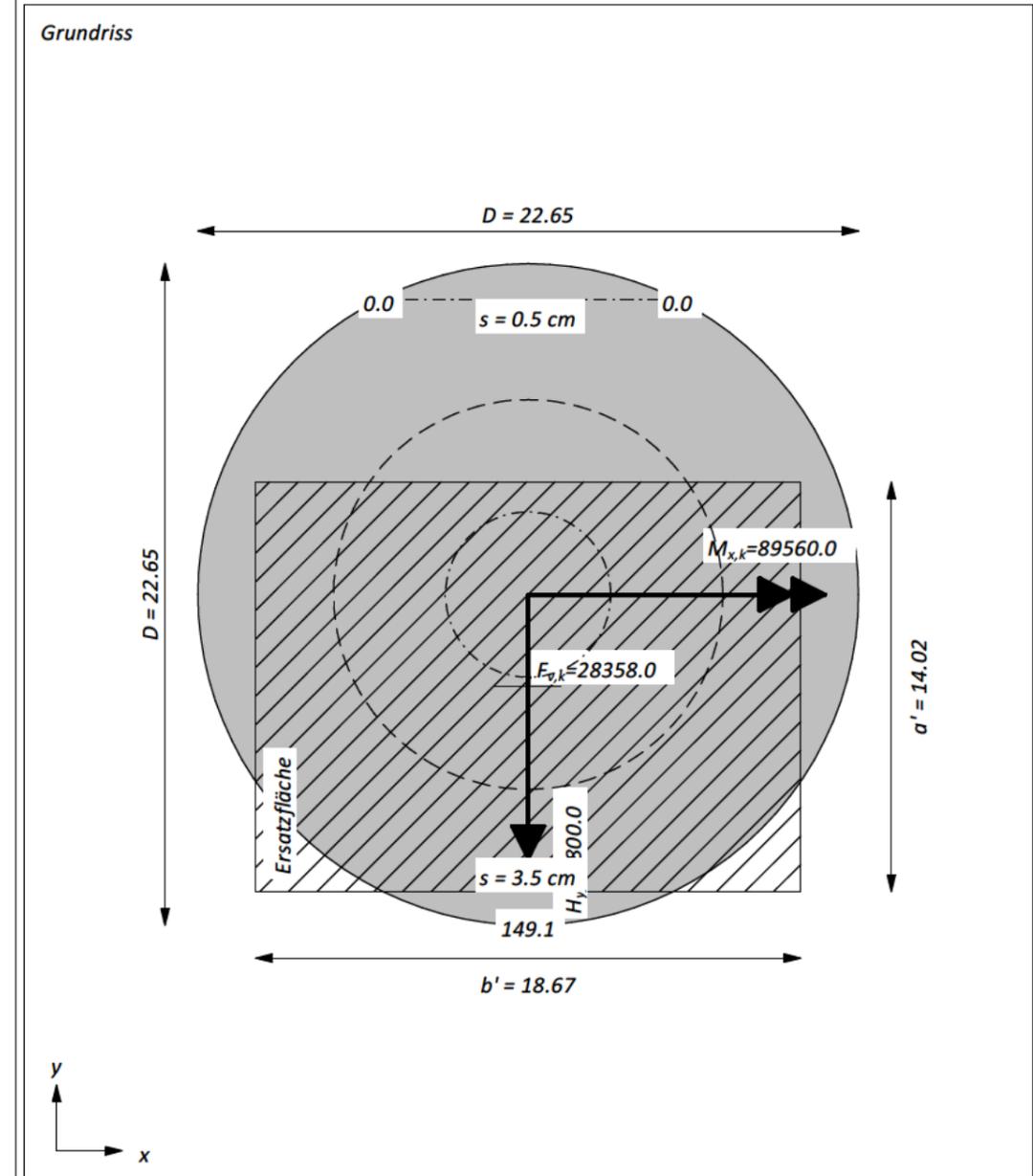
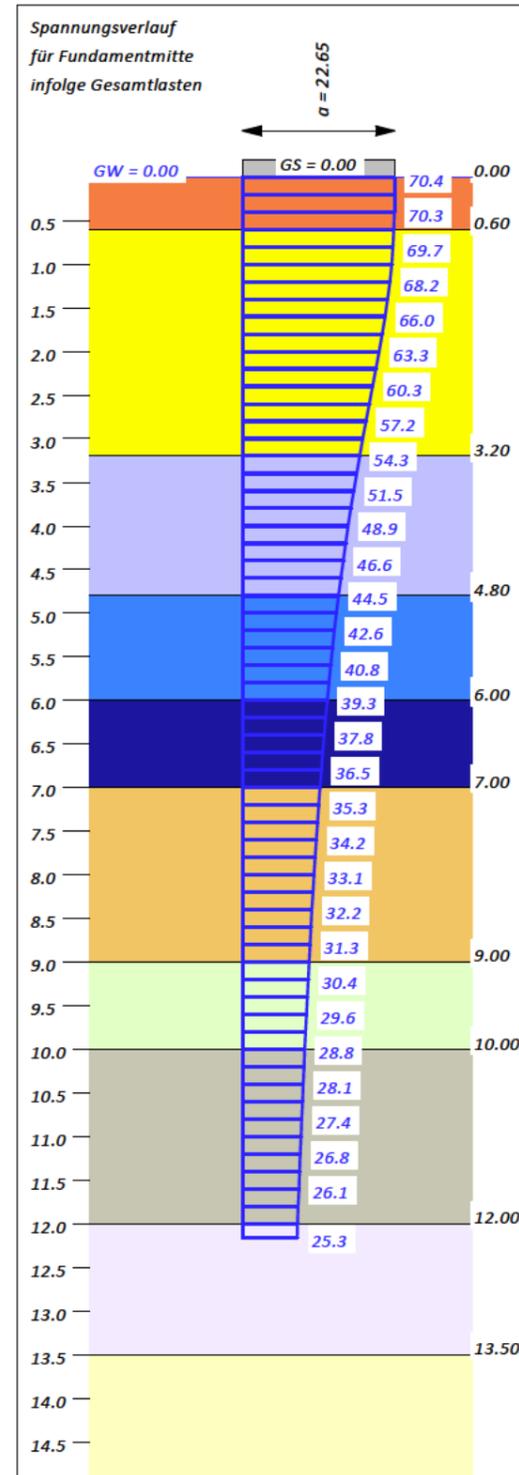
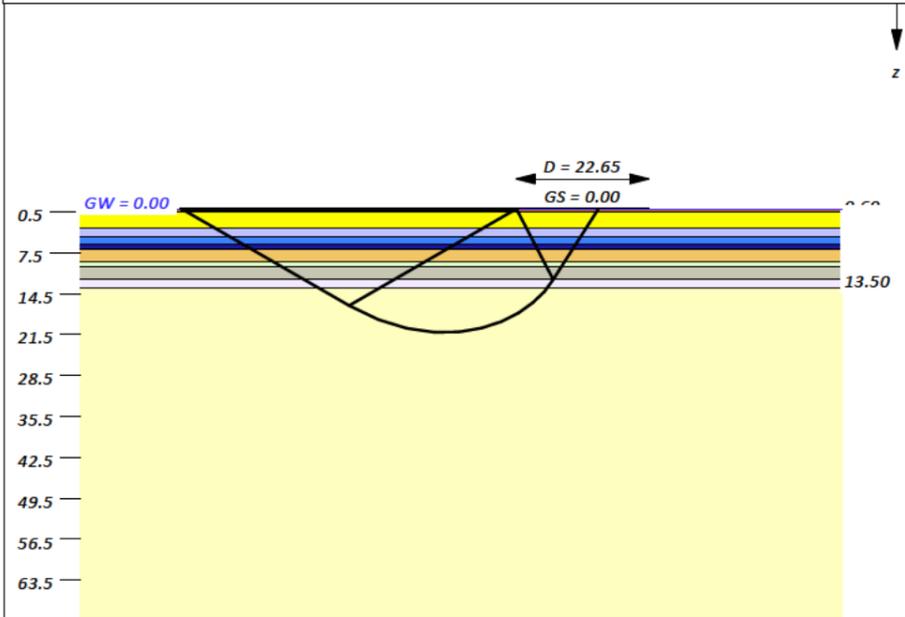
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 SLS- min V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-3

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.60	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.20	18.0	10.0	32.5	0.0	37.5	Sand (l- md) - RSV
	4.80	20.0	10.0	25.0	2.5	12.0	Schluff/Sand (RSV)
	6.00	19.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Sand/Schluff (RSV)
	7.00	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, md -d (RSV)
	9.00	20.0	10.0	27.5	2.5	22.5	Sand, U-Lagen(RSV)
	10.00	20.0	11.0	27.5	2.5	30.0	Schluff (RSV)
	12.00	19.0	11.0	35.0	0.0	60.0	Sand, d
	13.50	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>13.50	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.00 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 28358.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -800.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 89560.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 22.650$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.158$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 6.671 m)
 $a' = 14.019$ m
 $b' = 18.670$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.158$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 6.671 m)
 $a' = 14.019$ m
 $b' = 18.670$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1122.6 / 801.87$ kN/m²
 $R_{n,k} = 293832.73$ kN
 $R_{n,d} = 209880.52$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 28358.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 38283.30$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.182
 μ (parallel zu x) = 0.135

Kohäsionsglied = 10062.41 kN (k)
Breitenglied = 283770.32 kN (k)
 Tiefenglied = 0.00 kN (k)
 cal $\varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 0.96$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.74$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 0.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 28358.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 16423.67$ kN
 $T_d = 1080.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.066$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 12.16$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 2.02 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.52 cm
 unten = 3.52 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 28358.0 \cdot 22.65 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 289038.9$
 $M_{dst} = 89560.0 \cdot 1.10 = 98516.0$
 $\mu_{EQU} = 98516.0 / 289038.9 = 0.341$

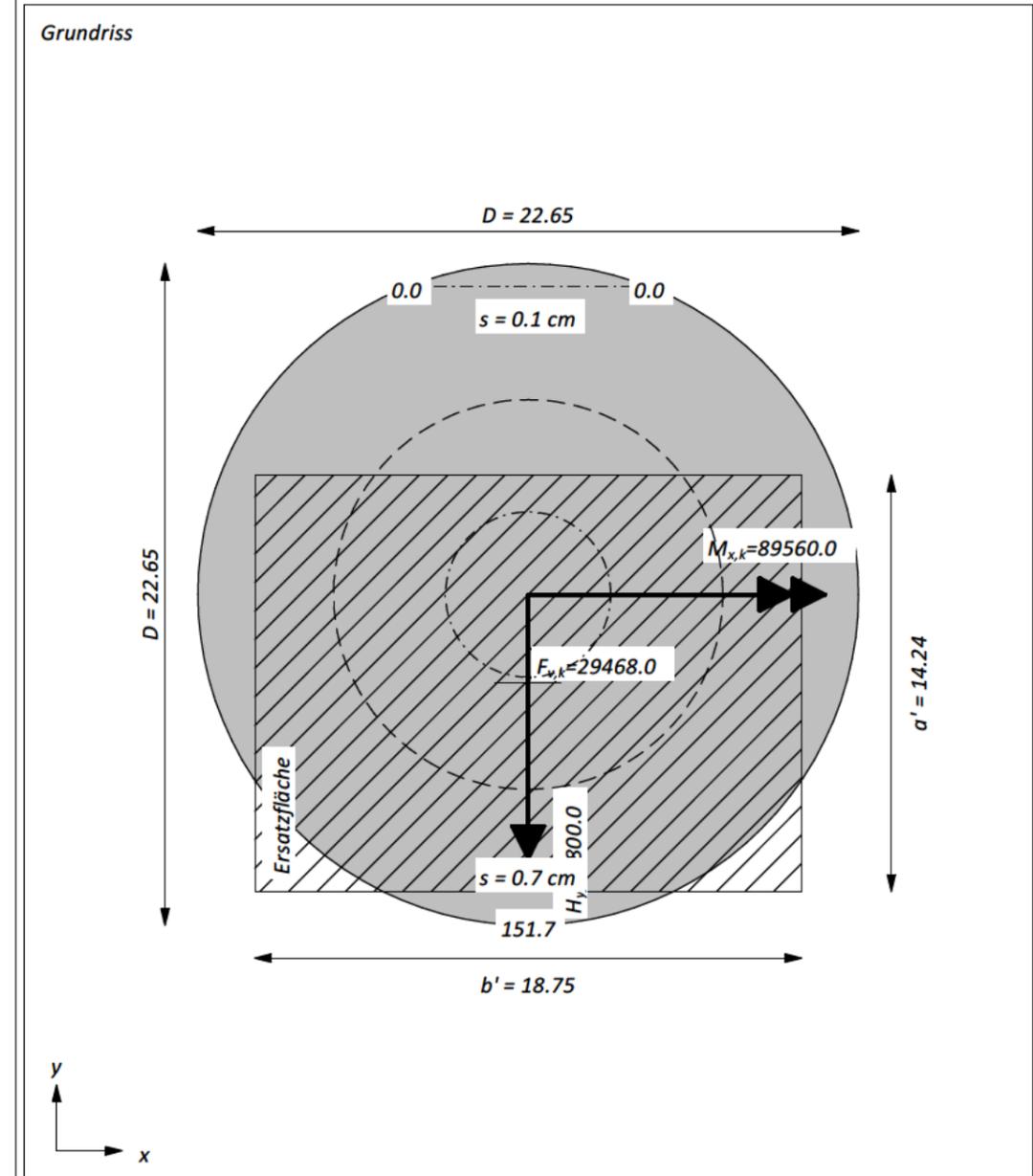
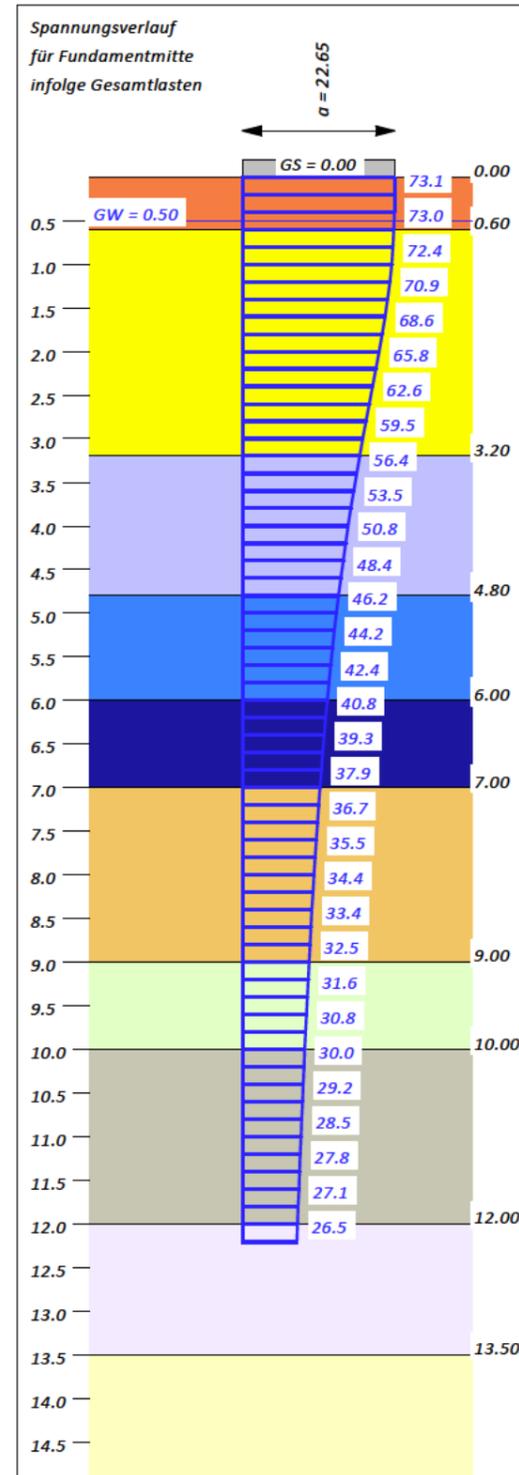
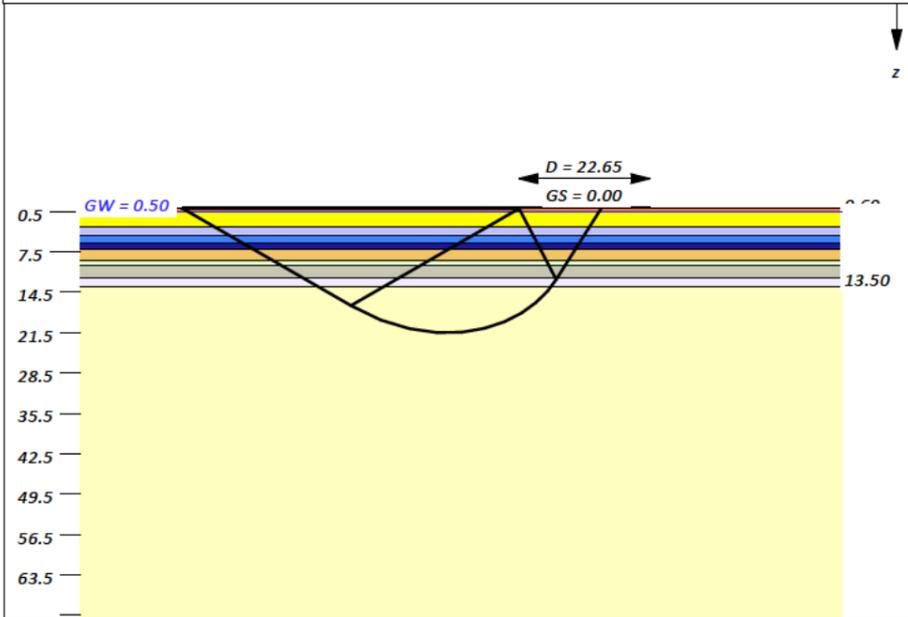
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 SLS- max V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-3

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.60	19.0	11.0	37.5	0.0	225.0	Schotter
	3.20	18.0	10.0	32.5	0.0	175.0	Sand (l- md) - RSV
	4.80	20.0	10.0	25.0	2.5	90.0	Schluff/Sand (RSV)
	6.00	19.0	10.0	27.5	2.5	135.0	Sand/Schluff (RSV)
	7.00	19.0	11.0	35.0	0.0	155.0	Sand, md -d (RSV)
	9.00	20.0	10.0	27.5	2.5	225.0	Sand, U-Lagen(RSV)
	10.00	20.0	11.0	27.5	2.5	80.0	Schluff (RSV)
	12.00	19.0	11.0	35.0	0.0	180.0	Sand, d
	13.50	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>13.50	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.00 m
 Grundwasser = 0.50 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 29468.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -800.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 89560.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 22.650$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.039$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 6.671 m)
 $a' = 14.238$ m
 $b' = 18.747$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.039$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 6.671 m)
 $a' = 14.238$ m
 $b' = 18.747$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1174.5 / 838.94$ kN/m²
 $R_{n,k} = 313501.91$ kN
 $R_{n,d} = 223929.94$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 29468.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 39781.80$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.178
 μ (parallel zu x) = 0.136

Kohäsionsglied = 10134.13 kN (k)
Breitenglied = 303367.78 kN (k)
 Tiefenglied = 0.00 kN (k)
 cal $\varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 0.94$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 11.05$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 0.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 29468.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 17066.53$ kN
 $T_d = 1080.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.063$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 12.21$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.44 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.15 cm
 unten = 0.74 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stb} = 29468.00 \cdot 22.65 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 300352.6$
 $M_{dst} = 89560.0 \cdot 1.10 = 98516.0$
 $\mu_{EQU} = 98516.0 / 300352.6 = 0.328$

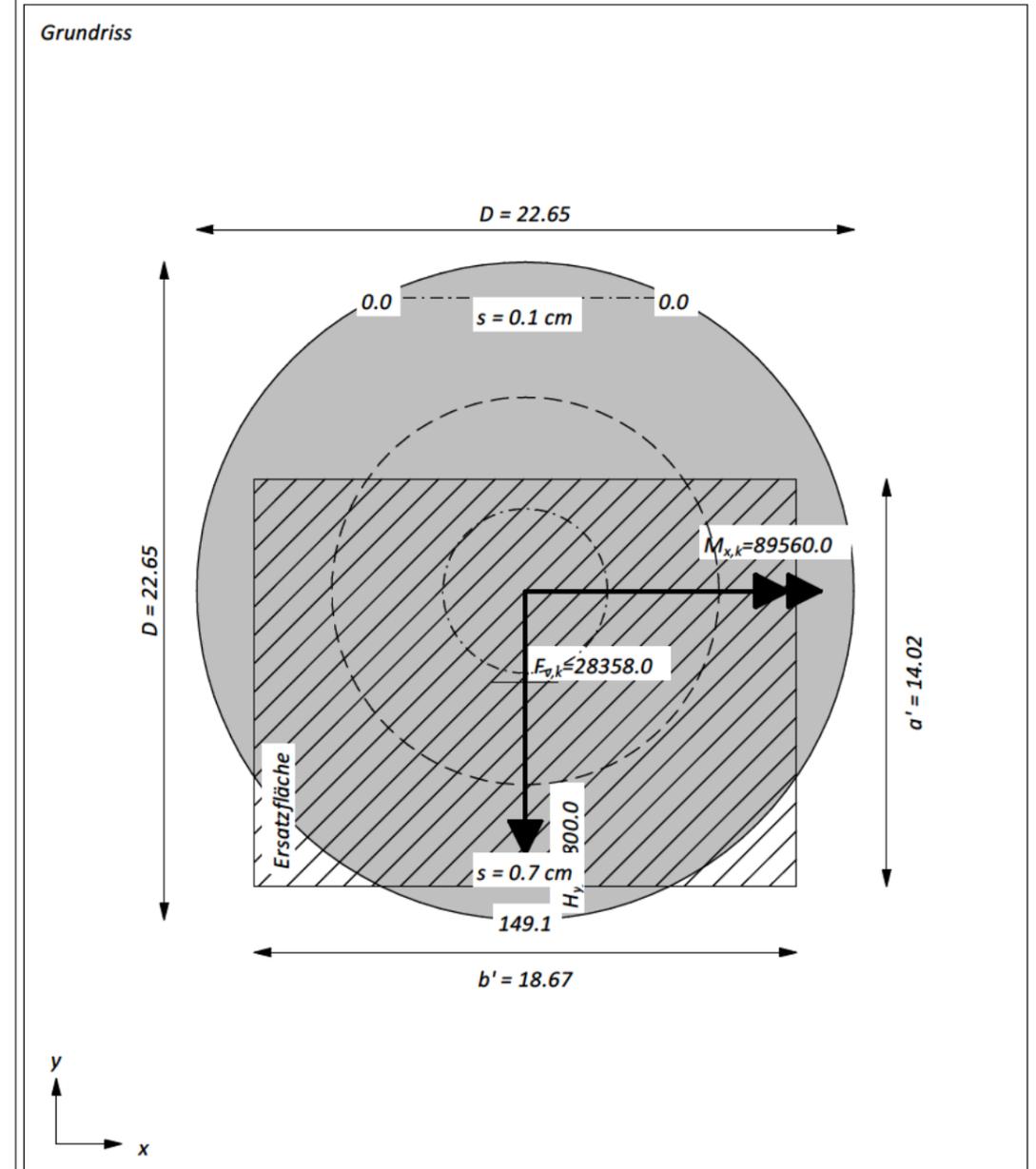
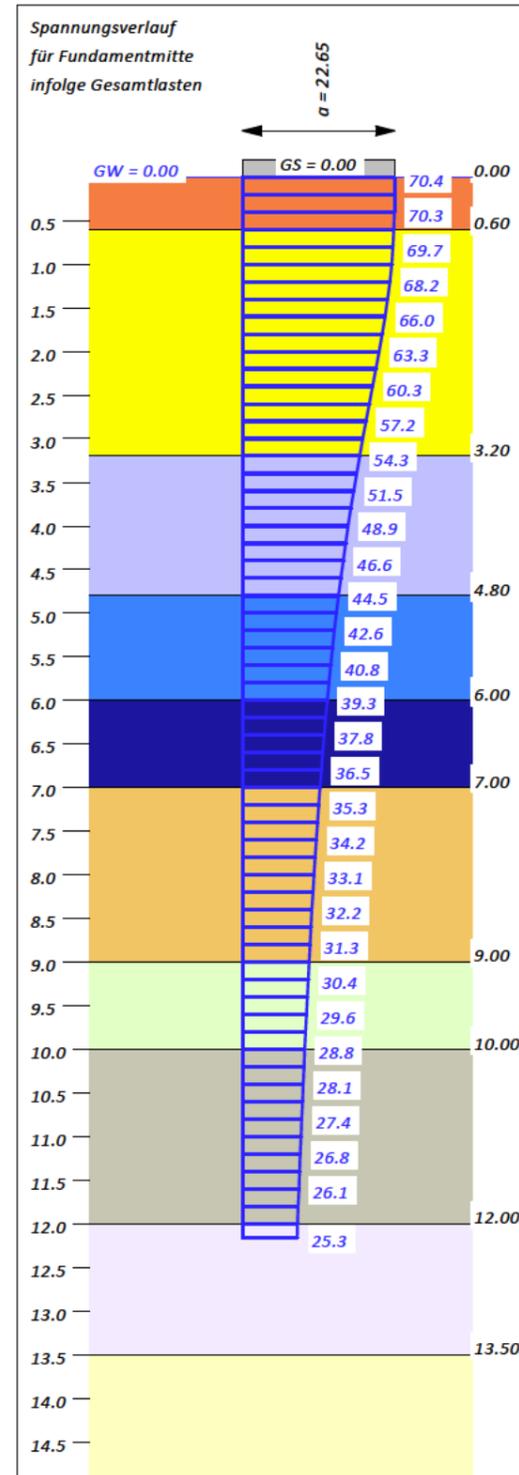
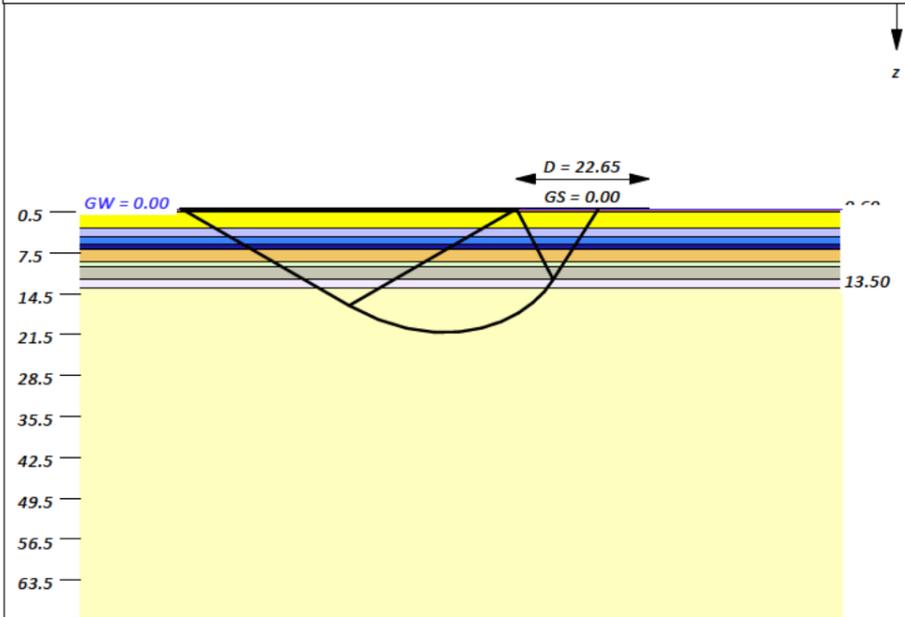
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 SLS- min V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-3

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.60	19.0	11.0	37.5	0.0	225.0	Schotter
	3.20	18.0	10.0	32.5	0.0	175.0	Sand (l- md) - RSV
	4.80	20.0	10.0	25.0	2.5	90.0	Schluff/Sand (RSV)
	6.00	19.0	10.0	27.5	2.5	135.0	Sand/Schluff (RSV)
	7.00	19.0	11.0	35.0	0.0	155.0	Sand, md -d (RSV)
	9.00	20.0	10.0	27.5	2.5	225.0	Sand, U-Lagen(RSV)
	10.00	20.0	11.0	27.5	2.5	80.0	Schluff (RSV)
	12.00	19.0	11.0	35.0	0.0	180.0	Sand, d
	13.50	21.0	11.0	30.0	7.5	10.0	Tonmergelstein, zersetzt
	>13.50	22.0	12.0	37.5	0.0	40.0	Tonmergelstein, verwittert

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.00 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 28358.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -800.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 89560.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 22.650$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.158$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 6.671 m)
 $a' = 14.019$ m
 $b' = 18.670$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.158$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 6.671 m)
 $a' = 14.019$ m
 $b' = 18.670$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1122.6 / 801.87$ kN/m²
 $R_{n,k} = 293832.73$ kN
 $R_{n,d} = 209880.52$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 28358.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 38283.30$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.182
 μ (parallel zu x) = 0.135

Kohäsionsglied = 10062.41 kN (k)
Breitenglied = 283770.32 kN (k)
Tiefenglied = 0.00 kN (k)
 cal $\varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 0.96$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.74$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 0.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 28358.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 16423.67$ kN
 $T_d = 1080.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.066$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 12.16$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.41 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.12 cm
 unten = 0.70 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 28358.0 \cdot 22.65 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 289038.9$
 $M_{dst} = 89560.0 \cdot 1.10 = 98516.0$
 $\mu_{EQU} = 98516.0 / 289038.9 = 0.341$

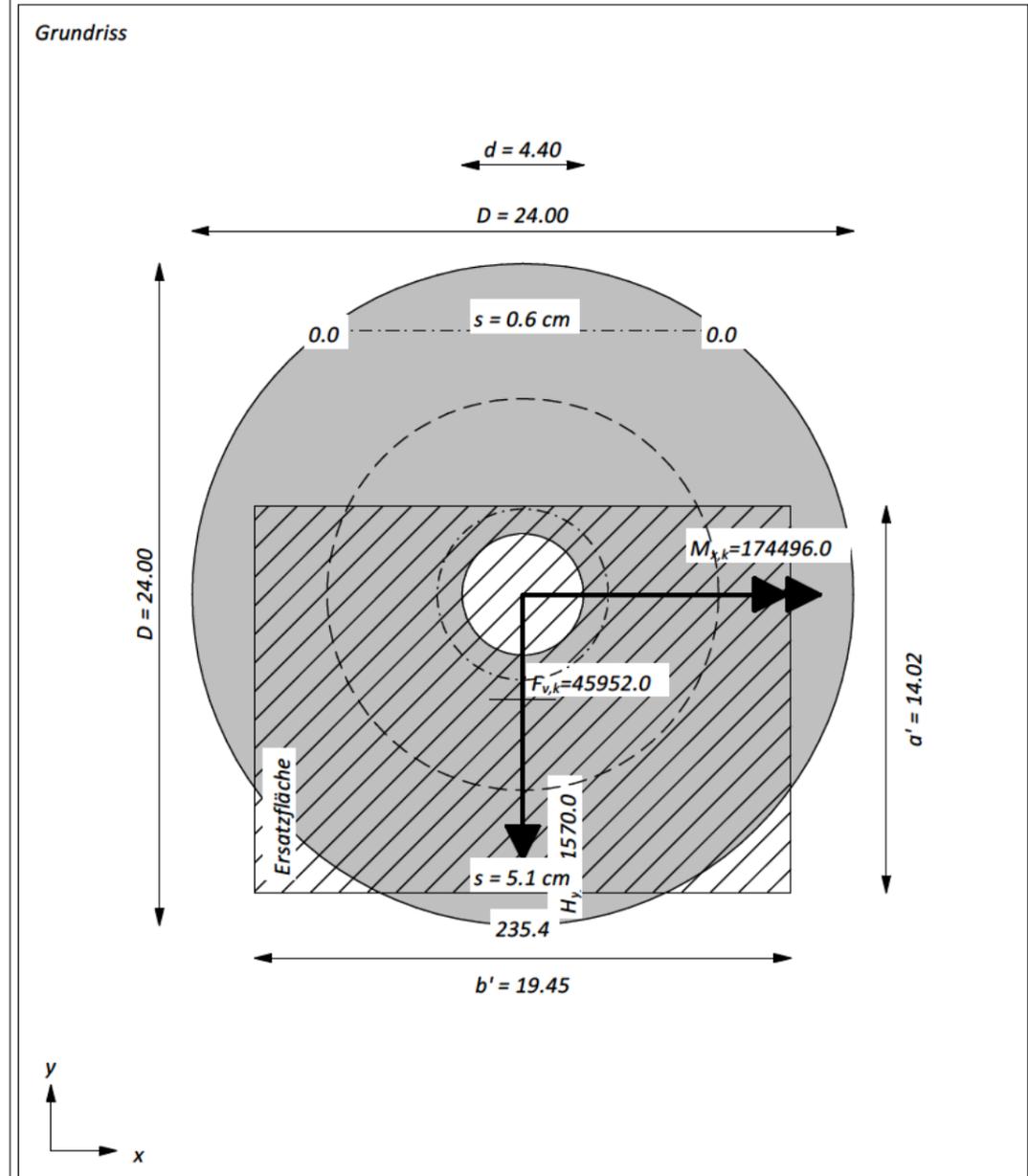
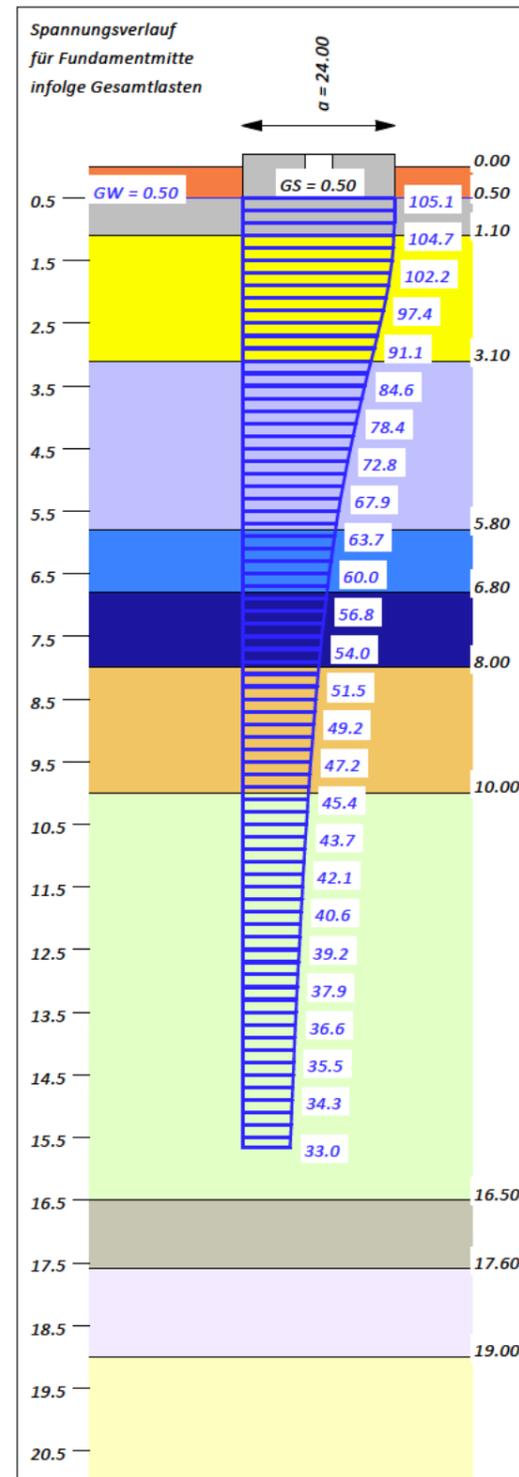
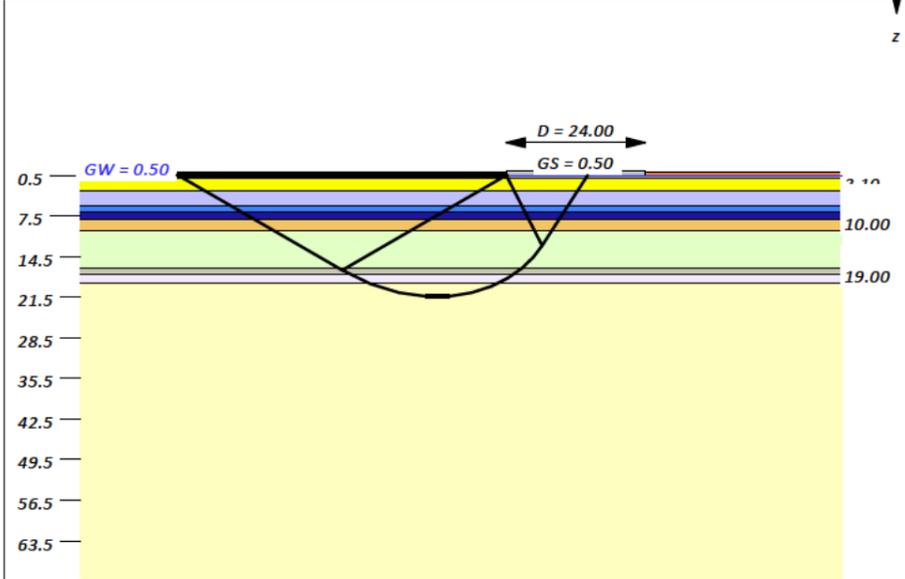
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 BS-P - max V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-4

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	15.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.10	18.0	10.0	32.5	0.0	45.0	Sand (lmd) - RSV
	5.80	18.0	10.0	32.5	0.0	30.0	Sand (l- md) - RSV
	6.80	18.0	8.0	25.0	2.5	12.0	Schluff, H-Lagen (RSV)
	8.00	20.0	10.0	27.5	2.5	15.0	Schluff (RSV)
	10.00	19.0	10.0	30.0	0.0	37.5	Sand-Schluff-WL (RSV)
	16.50	19.0	11.0	37.5	0.0	80.0	Sand, d - sd
	17.60	20.0	10.0	32.5	0.0	25.0	Sand-Schluff-Wechsellagen
	19.00	19.0	11.0	35.0	7.5	60.0	Sand, md - d
	>19.00	21.0	11.0	35.0	0.0	20.0	Tonmergelstein, zzt-verwt

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\phi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.50 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 45952.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -1570.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 174496.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.797$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 14.015$ m
 $b' = 19.450$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.797$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 14.015$ m
 $b' = 19.450$ m
Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1277.1 / 912.20$ kN/m²
 $R_{n,k} = 348119.28$ kN
 $R_{n,d} = 248656.63$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 45952.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 62035.20$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.249
 μ (parallel zu x) = 0.188

Kohäsionsglied = 7910.28 kN (k)
Breitenglied = 282172.36 kN (k)
Tiefenglied = 58036.64 kN (k)
 $\text{cal } \phi = 30.0^\circ$
 ϕ wegen 5° Bedingung abgemindert
 $\text{cal } c = 0.74$ kN/m²
 $\text{cal } \gamma_2 = 10.28$ kN/m³
 $\text{cal } \sigma_{\bar{u}} = 9.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\phi) / \gamma_{R,h} = 45952.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\phi) / \gamma_{R,h} = 26613.32$ kN
 $T_d = 2119.50$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.080$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 15.66$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 2.81 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.58 cm
 unten = 5.05 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 45952.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 496281.6$
 $M_{dst} = 174496.0 \cdot 1.10 = 191945.6$
 $\mu_{EQU} = 191945.6 / 496281.6 = 0.387$

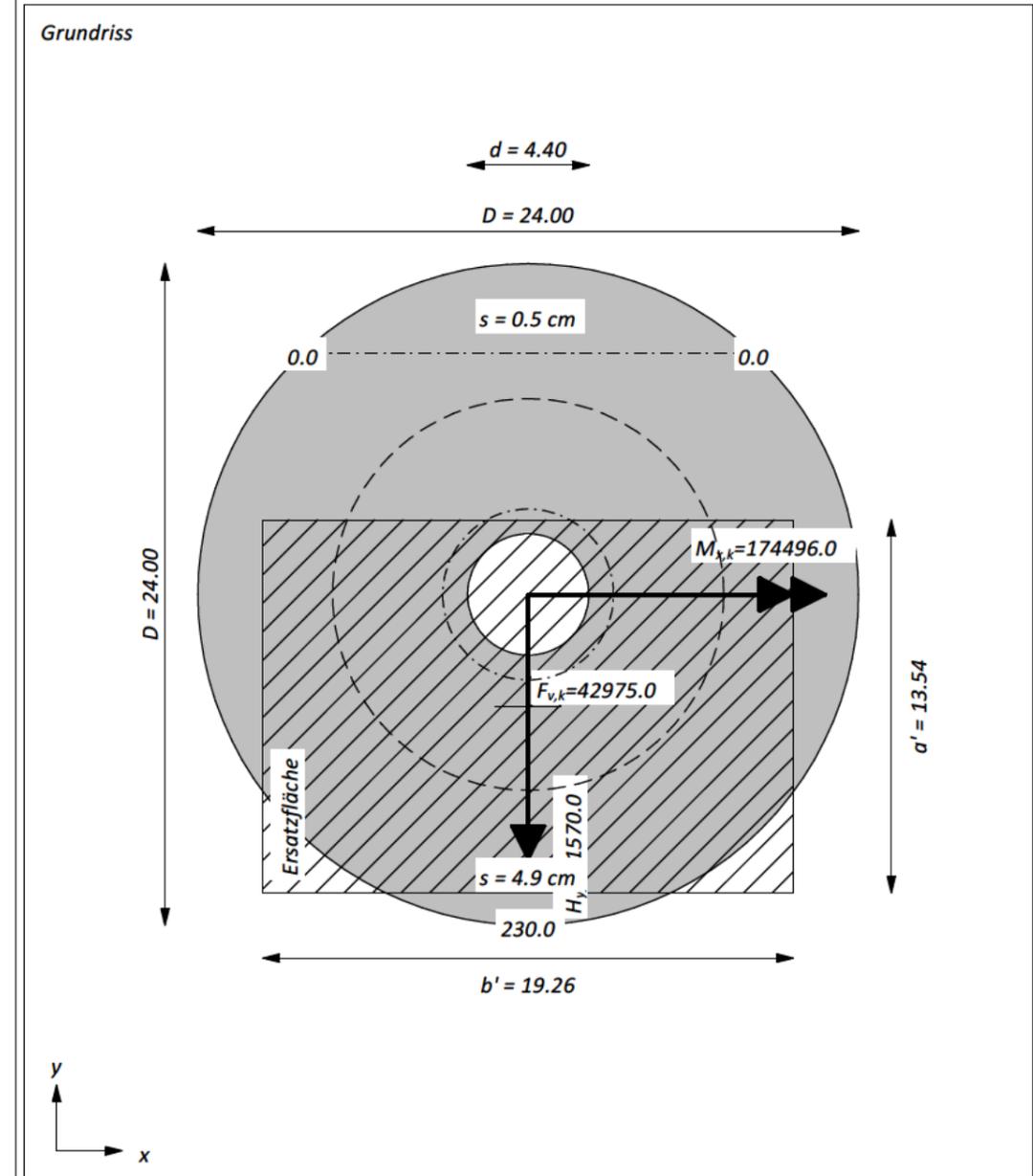
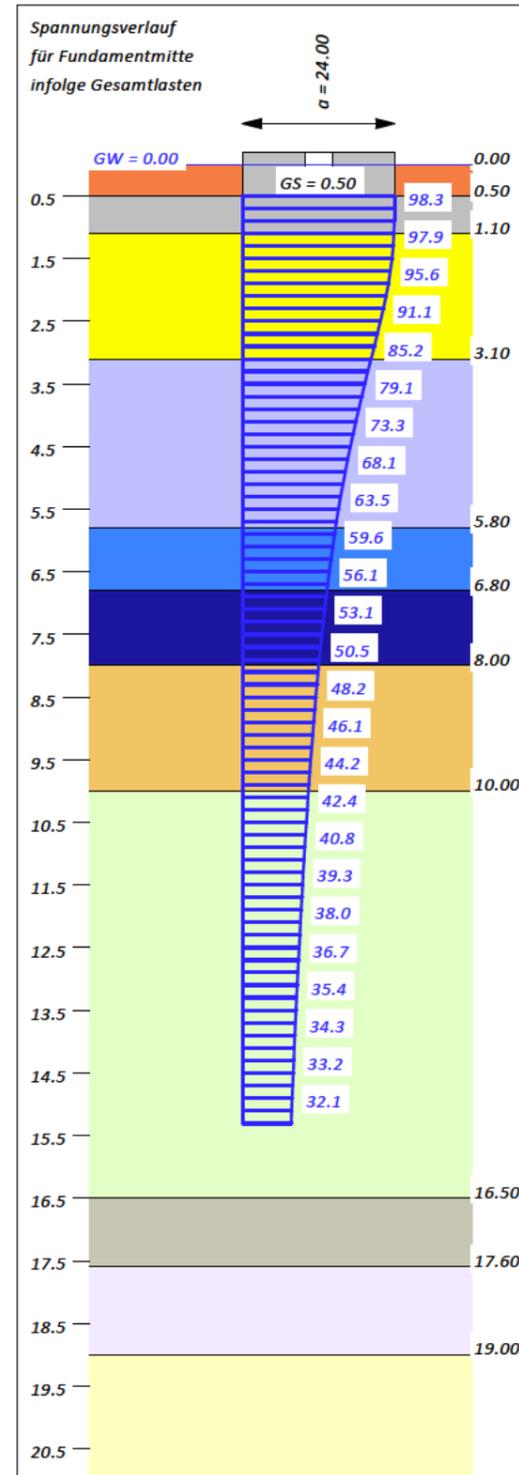
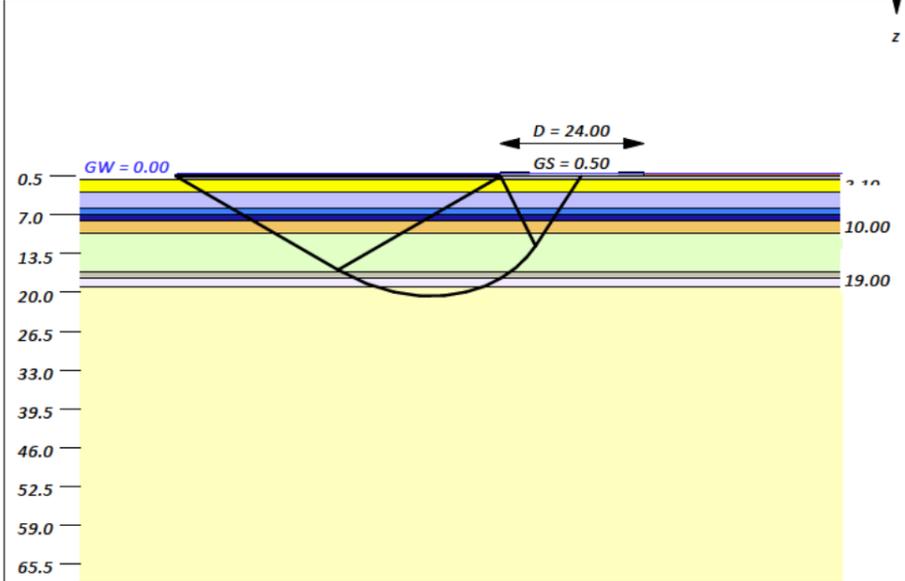
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 BS-P - min V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-4

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	15.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.10	18.0	10.0	32.5	0.0	45.0	Sand (lmd) - RSV
	5.80	18.0	10.0	32.5	0.0	30.0	Sand (l- md) - RSV
	6.80	18.0	8.0	25.0	2.5	12.0	Schluff, H-Lagen (RSV)
	8.00	20.0	10.0	27.5	2.5	15.0	Schluff (RSV)
	10.00	19.0	10.0	30.0	0.0	37.5	Sand-Schluff-WL (RSV)
	16.50	19.0	11.0	37.5	0.0	80.0	Sand, d - sd
	17.60	20.0	10.0	32.5	0.0	25.0	Sand-Schluff-Wechsellagen
	19.00	19.0	11.0	35.0	7.5	60.0	Sand, md - d
	>19.00	21.0	11.0	35.0	0.0	20.0	Tonmergelstein, zzt-verwrt

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 42975.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -1570.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 174496.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -4.060$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 13.538$ m
 $b' = 19.255$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -4.060$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 13.538$ m
 $b' = 19.255$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1149.0 / 820.73$ kN/m²
 $R_{n,k} = 299533.01$ kN
 $R_{n,d} = 213952.15$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 42975.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 58016.25$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.271
 μ (parallel zu x) = 0.197

Kohäsionsglied = 8637.07 kN (k)
Breitenglied = 260369.60 kN (k)
Tiefenglied = 30526.33 kN (k)
 $\text{cal } \varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 $\text{cal } c = 0.85$ kN/m²
 $\text{cal } \gamma_2 = 10.26$ kN/m³
 $\text{cal } \sigma_{ij} = 5.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 42975.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 24889.18$ kN
 $T_d = 2119.50$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.085$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 15.31$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 2.66 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.45 cm
 unten = 4.87 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 42975.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 464130.0$
 $M_{dst} = 174496.0 \cdot 1.10 = 191945.6$
 $\mu_{EQU} = 191945.6 / 464130.0 = 0.414$

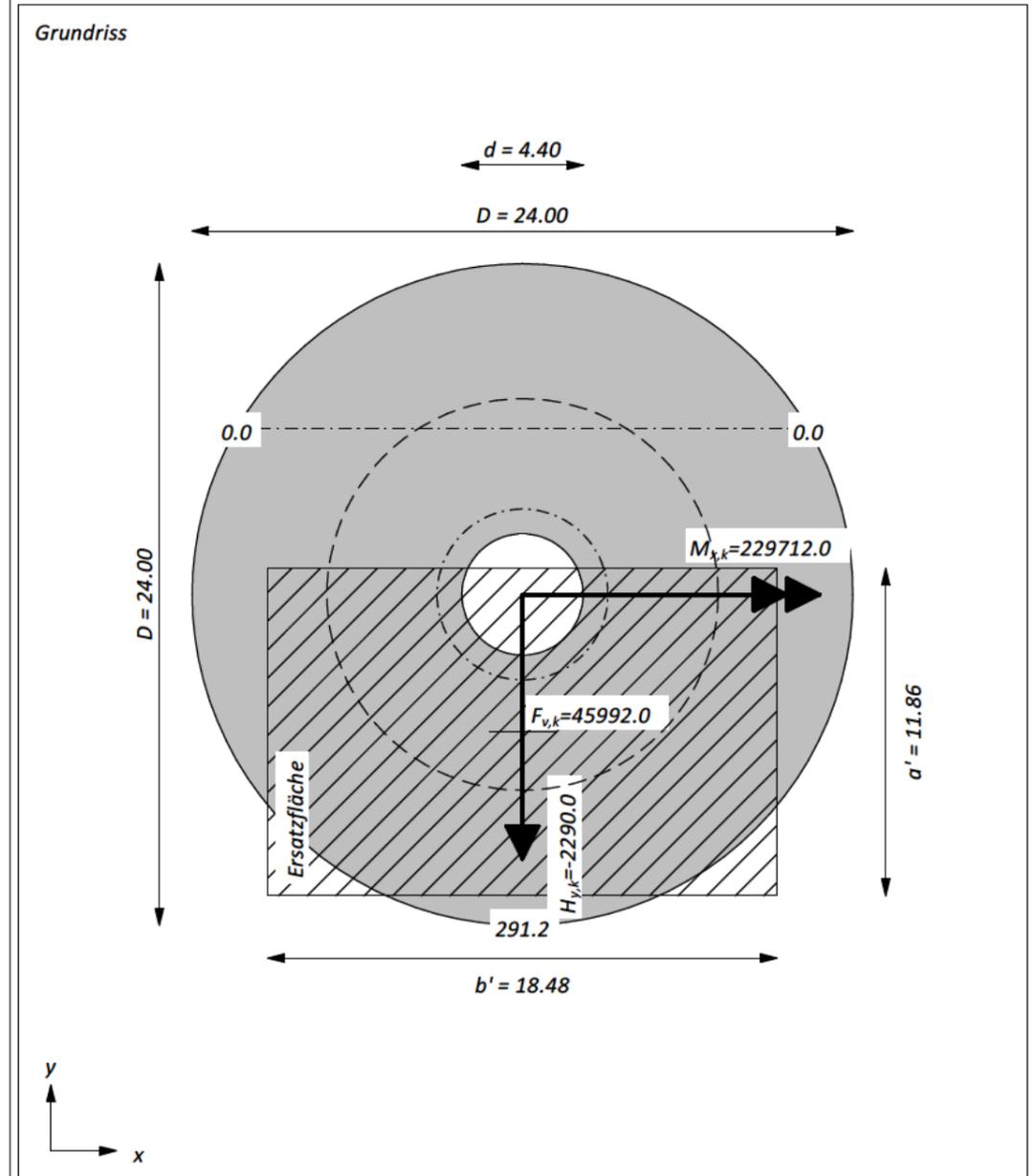
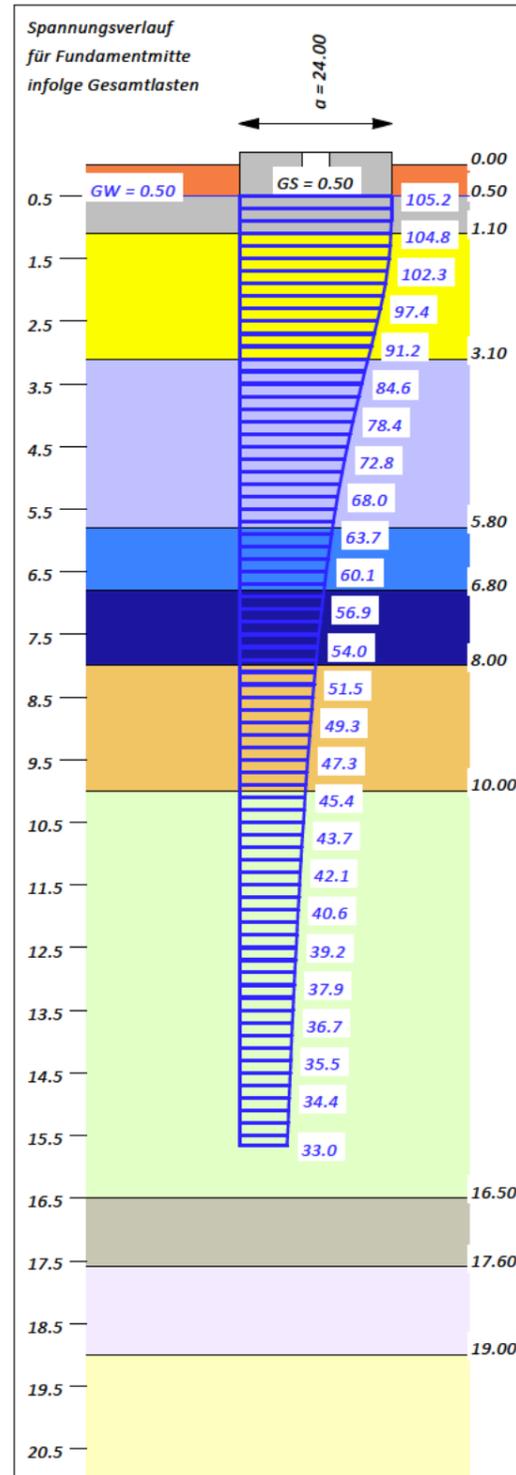
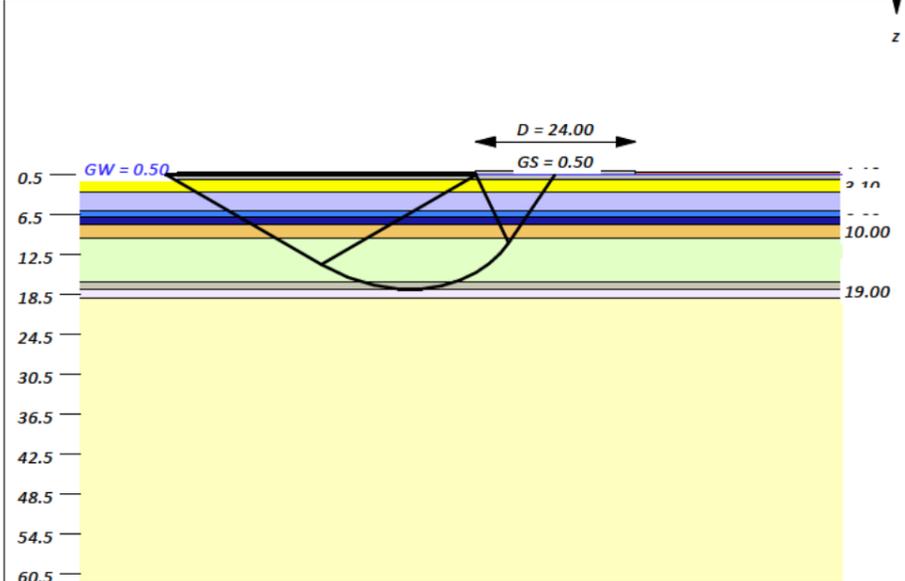
Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3 Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
BS-A - max V - Grundbruch - Gleiten - EQU
WEA-4

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	15.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.10	18.0	10.0	32.5	0.0	45.0	Sand (lmd) - RSV
	5.80	18.0	10.0	32.5	0.0	30.0	Sand (l- md) - RSV
	6.80	18.0	8.0	25.0	2.5	12.0	Schluff, H-Lagen (RSV)
	8.00	20.0	10.0	27.5	2.5	15.0	Schluff (RSV)
	10.00	19.0	10.0	30.0	0.0	37.5	Sand-Schluff-WL (RSV)
	16.50	19.0	11.0	37.5	0.0	80.0	Sand, d - sd
	17.60	20.0	10.0	32.5	0.0	25.0	Sand-Schluff-Wechsellagen
	19.00	19.0	11.0	35.0	7.5	60.0	Sand, md - d
	>19.00	21.0	11.0	35.0	0.0	20.0	Tonmergelstein, zzt-verwrt

Berechnungsgrundlagen:
Norm: EC 7
BS: DIN 1054: BS-A
Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\gamma_G = 1.10$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.00$
 $\gamma_{G,stb} = 0.95$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$
Gründungssohle = 0.50 m
Grundwasser = 0.50 m
Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
- - - - - 1. Kernweite
- - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
Lasten = ständig / veränderlich
Vertikallast $F_{v,k} = 45992.00 / 0.00$ kN
Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -2290.00 / 0.00$ kN
Moment $M_{x,k} = 229712.00 / 0.00$ kN·m
Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
Durchmesser $D = 24.000$ m
Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
Unter ständigen Lasten:
Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
Exzentrizität $e_y = -4.995$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 11.865$ m
 $b' = 18.480$ m
Unter Gesamtlasten:
Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
Exzentrizität $e_y = -4.995$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 11.865$ m
 $b' = 18.480$ m

Grundbruch:
Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1084.9 / 904.12$ kN/m²
 $R_{n,k} = 237892.56$ kN
 $R_{n,d} = 198243.80$ kN
 $V_d = 1.10 \cdot 45992.00 + 1.10 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 50591.20$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.255
 μ (parallel zu x) = 0.175

Kohäsionsglied = 5574.79 kN (k)
Breitenglied = 188137.29 kN (k)
Tiefenglied = 44180.48 kN (k)
 $\text{cal } \varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 $\text{cal } c = 0.69$ kN/m²
 $\text{cal } \gamma_2 = 10.19$ kN/m³
 $\text{cal } \sigma_{\bar{u}} = 9.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 45992.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 26636.49$ kN
 $T_d = 2519.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.095$
Nachweis EQU:
 $M_{stb} = 45992.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 524308.8$
 $M_{dst} = 229712.0 \cdot 1.00 = 229712.0$
 $\mu_{EQU} = 229712.0 / 524308.8 = 0.438$

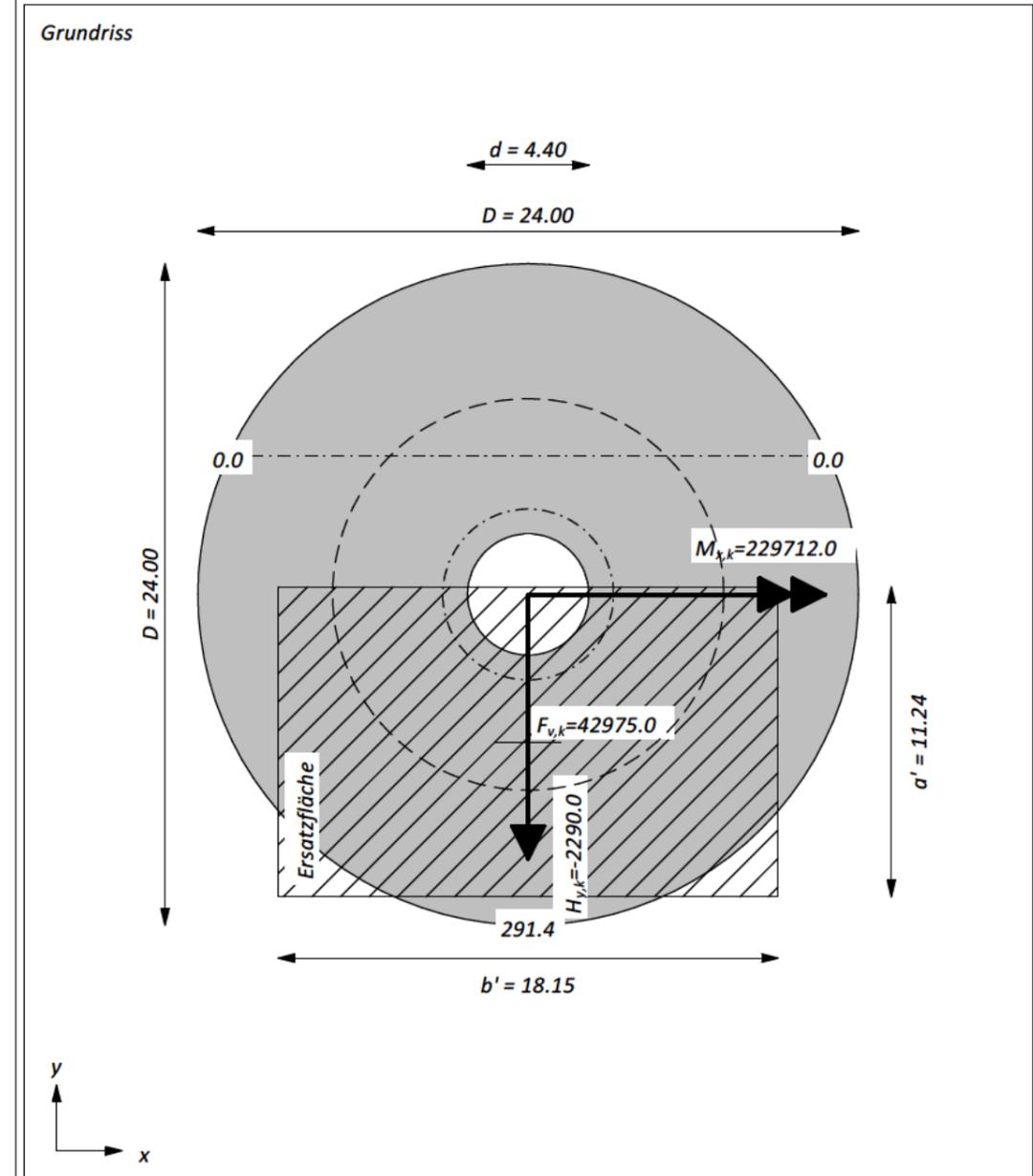
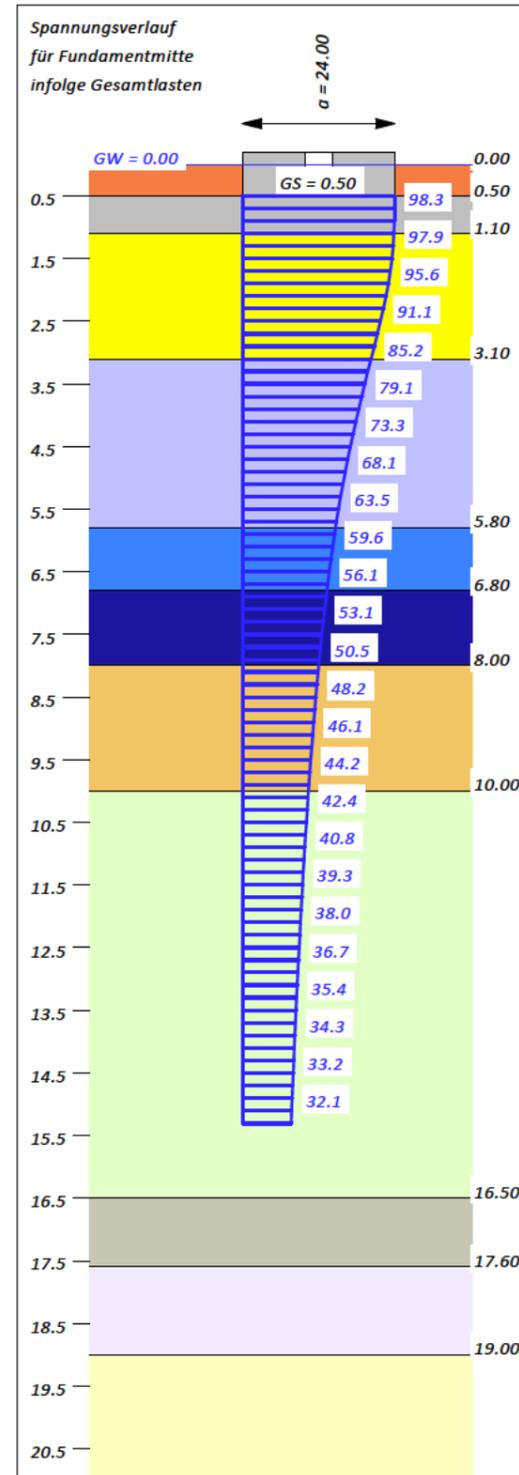
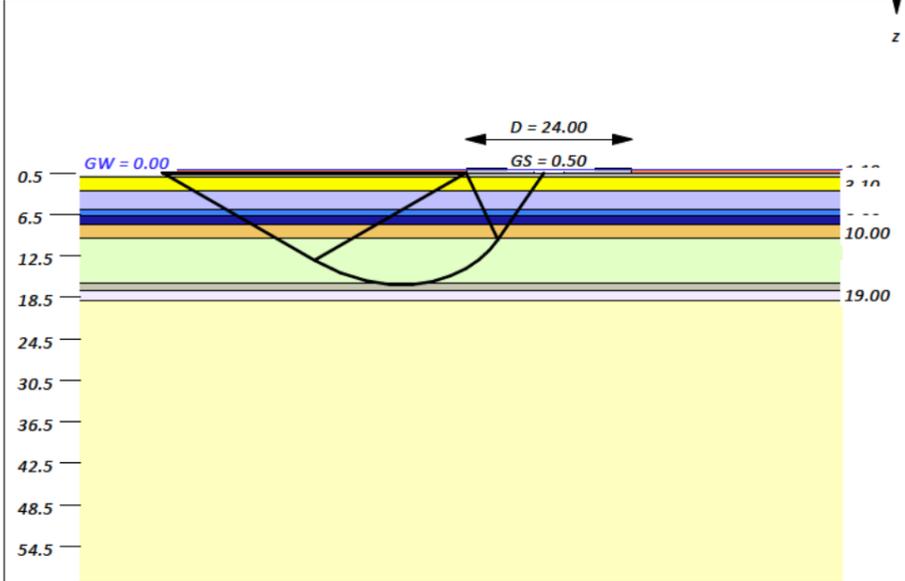
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 BS-A - min V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-4

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	15.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.10	18.0	10.0	32.5	0.0	45.0	Sand (lmd) - RSV
	5.80	18.0	10.0	32.5	0.0	30.0	Sand (l- md) - RSV
	6.80	18.0	8.0	25.0	2.5	12.0	Schluff, H-Lagen (RSV)
	8.00	20.0	10.0	27.5	2.5	15.0	Schluff (RSV)
	10.00	19.0	10.0	30.0	0.0	37.5	Sand-Schluff-WL (RSV)
	16.50	19.0	11.0	37.5	0.0	80.0	Sand, d - sd
	17.60	20.0	10.0	32.5	0.0	25.0	Sand-Schluff-Wechsellagen
	19.00	19.0	11.0	35.0	7.5	60.0	Sand, md - d
	>19.00	21.0	11.0	35.0	0.0	20.0	Tonmergelstein, zzt-verwrt

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-A
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\gamma_G = 1.10$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.00$
 $\gamma_{G,stab} = 0.95$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 42975.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -2290.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 229712.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.345$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 11.244$ m
 $b' = 18.153$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.345$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 11.244$ m
 $b' = 18.153$ m

Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 926.2 / 771.87$ kN/m²
 $R_{n,k} = 189057.48$ kN
 $R_{n,d} = 157547.90$ kN
 $V_d = 1.10 \cdot 42975.00 + 1.10 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 47272.50$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.300
 μ (parallel zu x) = 0.190

Kohäsionsglied = 1977.13 kN (k)
Breitenglied = 164647.87 kN (k)
Tiefenglied = 22432.48 kN (k)
 $\text{cal } \varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 $\text{cal } c = 0.27$ kN/m²
 $\text{cal } \gamma_2 = 10.17$ kN/m³
 $\text{cal } \sigma_{\bar{u}} = 5.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 42975.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 24889.18$ kN
 $T_d = 2519.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.101$
Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 42975.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 489915.0$
 $M_{dst} = 229712.0 \cdot 1.00 = 229712.0$
 $\mu_{EQU} = 229712.0 / 489915.0 = 0.469$

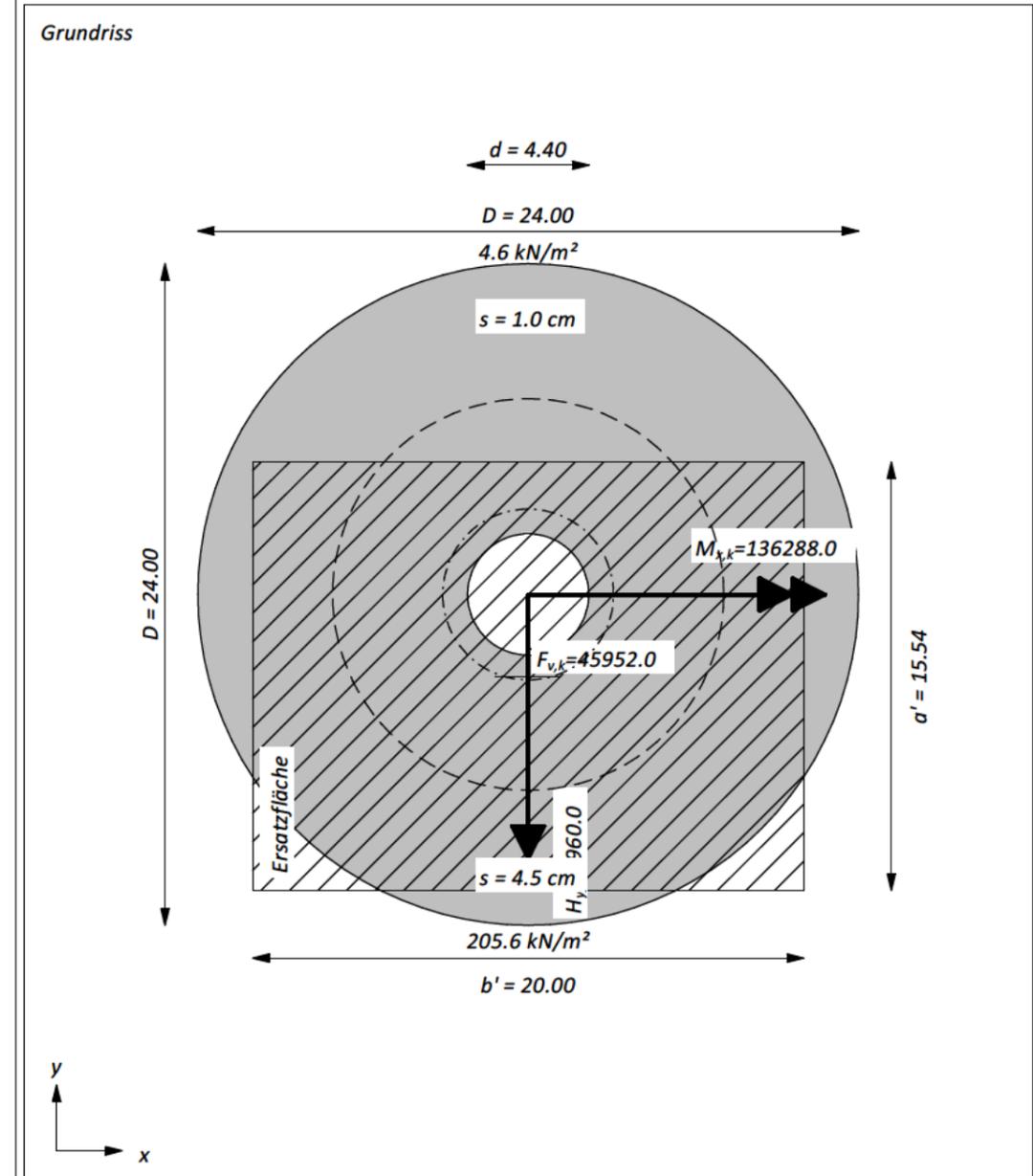
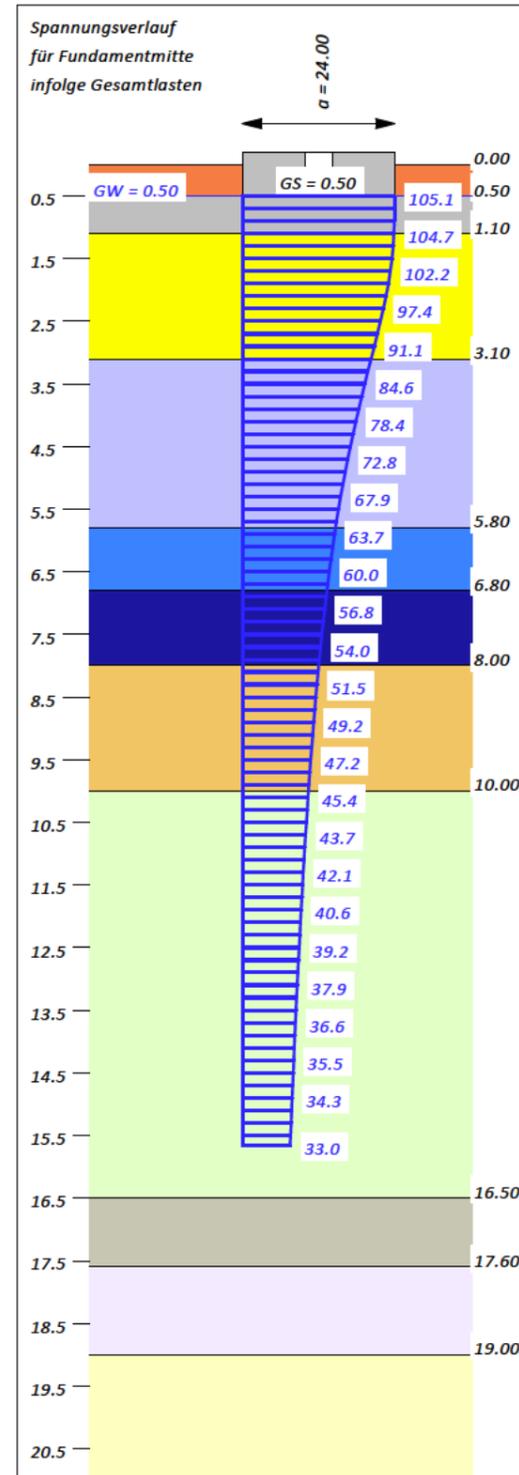
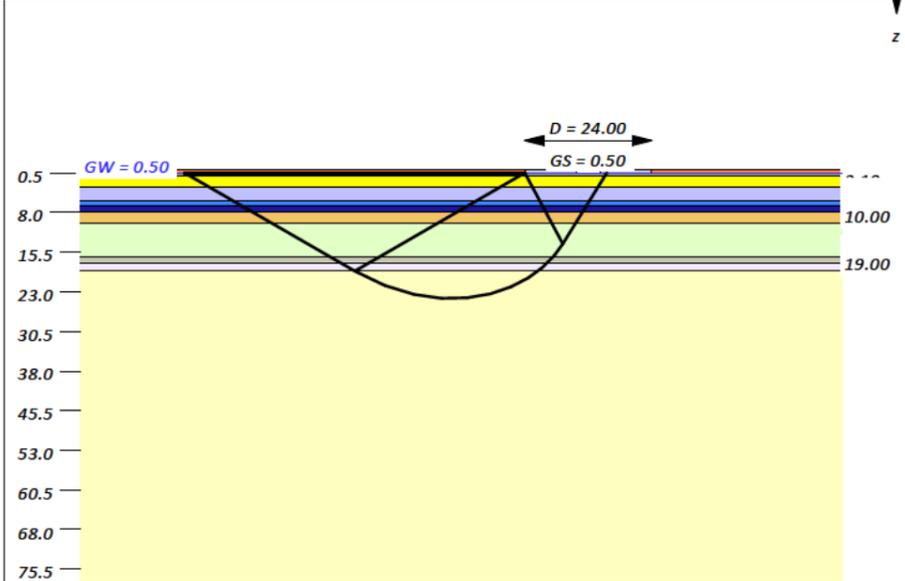
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 SLS - max V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-4

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	15.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.10	18.0	10.0	32.5	0.0	45.0	Sand (lmd) - RSV
	5.80	18.0	10.0	32.5	0.0	30.0	Sand (l- md) - RSV
	6.80	18.0	8.0	25.0	2.5	12.0	Schluff, H-Lagen (RSV)
	8.00	20.0	10.0	27.5	2.5	15.0	Schluff (RSV)
	10.00	19.0	10.0	30.0	0.0	37.5	Sand-Schluff-WL (RSV)
	16.50	19.0	11.0	37.5	0.0	80.0	Sand, d - sd
	17.60	20.0	10.0	32.5	0.0	25.0	Sand-Schluff-Wechsellagen
	19.00	19.0	11.0	35.0	7.5	60.0	Sand, md - d
	>19.00	21.0	11.0	35.0	0.0	20.0	Tonmergelstein, zzt-verwrt

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.50 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 45952.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -960.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 136288.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -2.966$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 15.539$ m
 $b' = 20.000$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -2.966$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 15.539$ m
 $b' = 20.000$ m
Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1415.8 / 1011.30$ kN/m²
 $R_{n,k} = 440017.84$ kN
 $R_{n,d} = 314298.45$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 45952.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 62035.20$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.197
 μ (parallel zu x) = 0.158

Kohäsionsglied = 7184.47 kN (k)
 Breitenglied = 363816.16 kN (k)
 Tiefenglied = 69017.21 kN (k)
 cal $\varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 0.56$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.35$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 9.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 45952.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 26613.32$ kN
 $T_d = 1296.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.049$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 15.66$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 2.77 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 1.01 cm
 unten = 4.53 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 45952.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 496281.6$
 $M_{dst} = 136288.0 \cdot 1.10 = 149916.8$
 $\mu_{EQU} = 149916.8 / 496281.6 = 0.302$

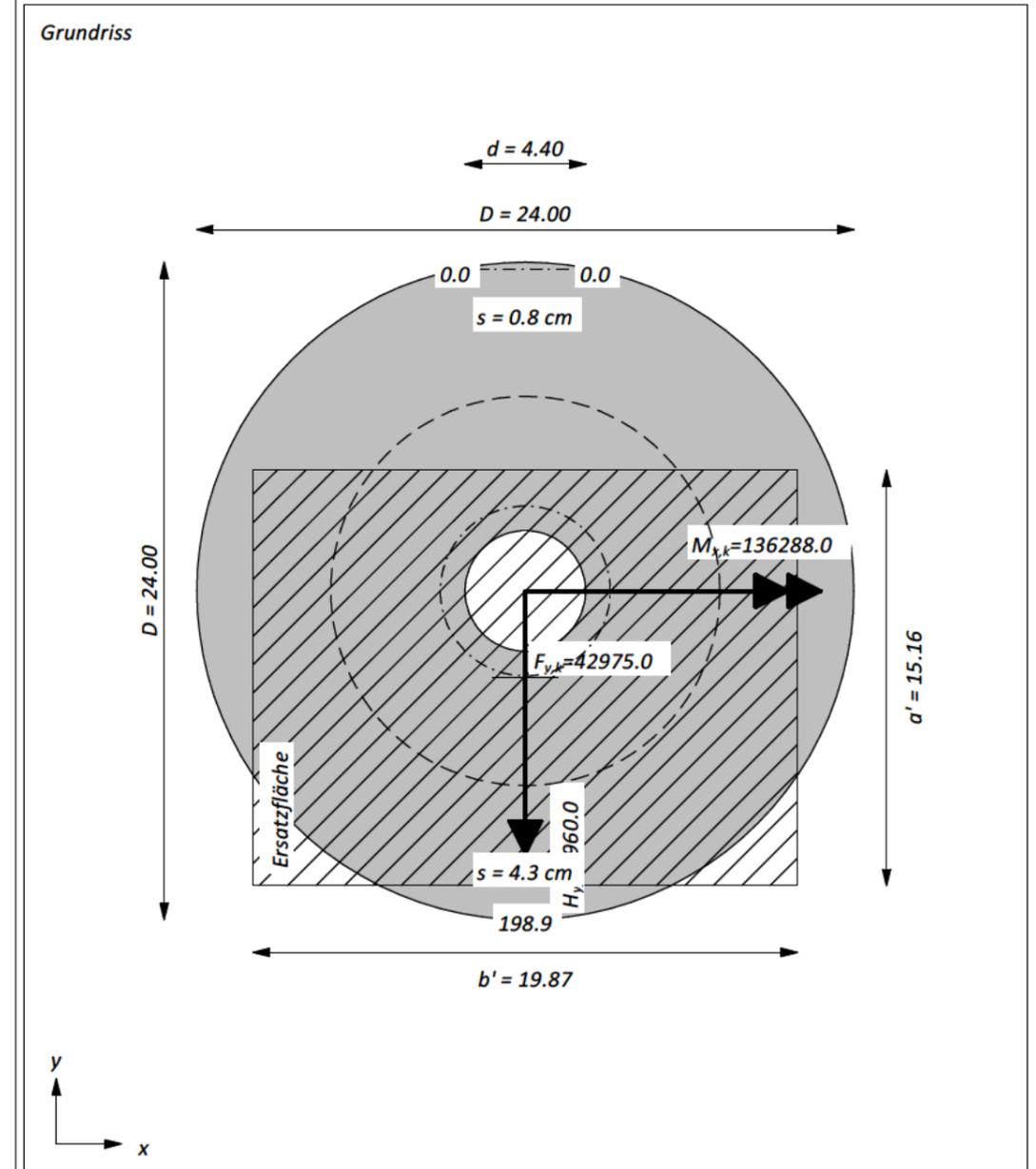
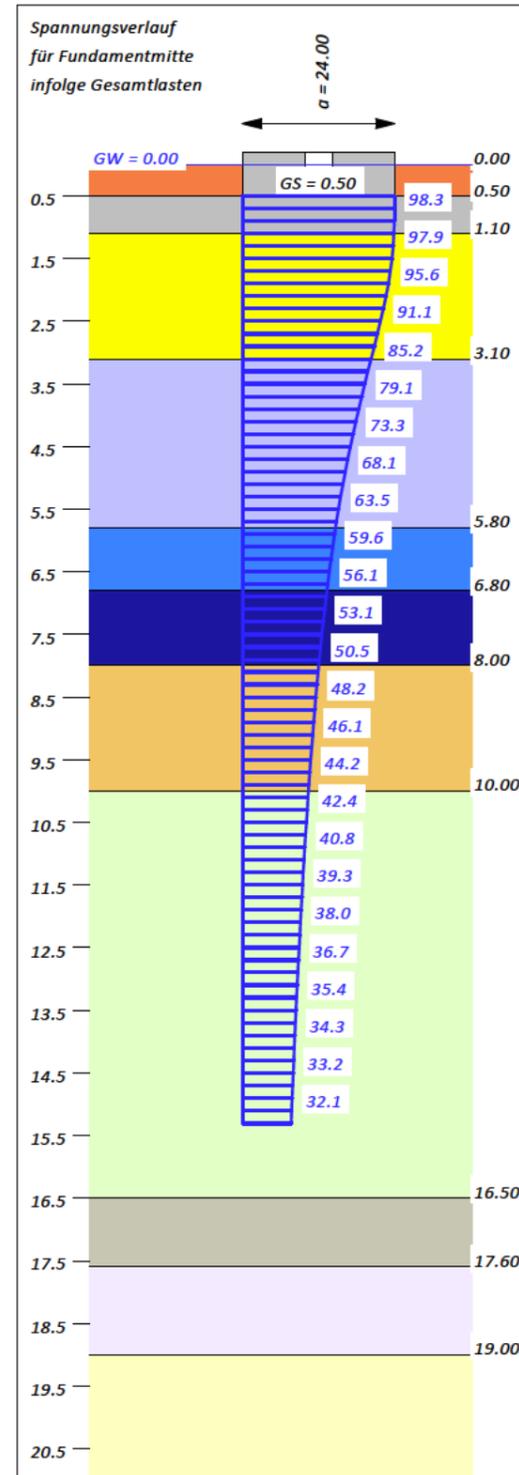
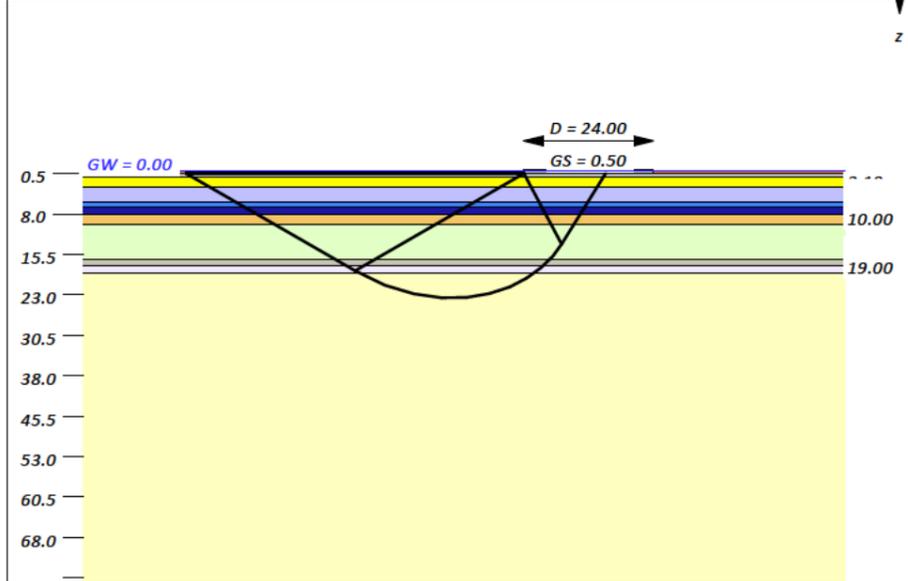
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 SLS - min V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-4

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	15.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	60.0	Schotter
	3.10	18.0	10.0	32.5	0.0	45.0	Sand (lmd) - RSV
	5.80	18.0	10.0	32.5	0.0	30.0	Sand (l- md) - RSV
	6.80	18.0	8.0	25.0	2.5	12.0	Schluff, H-Lagen (RSV)
	8.00	20.0	10.0	27.5	2.5	15.0	Schluff (RSV)
	10.00	19.0	10.0	30.0	0.0	37.5	Sand-Schluff-WL (RSV)
	16.50	19.0	11.0	37.5	0.0	80.0	Sand, d - sd
	17.60	20.0	10.0	32.5	0.0	25.0	Sand-Schluff-Wechsellagen
	19.00	19.0	11.0	35.0	7.5	60.0	Sand, md - d
	>19.00	21.0	11.0	35.0	0.0	20.0	Tonmergelstein, zzt-verwrt

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 42975.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -960.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 136288.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.171$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 15.160$ m
 $b' = 19.873$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.171$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 15.160$ m
 $b' = 19.873$ m
Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1289.4 / 920.97$ kN/m²
 $R_{n,k} = 388449.66$ kN
 $R_{n,d} = 277464.04$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 42975.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 58016.25$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.209
 μ (parallel zu x) = 0.163

Kohäsionsglied = 7355.25 kN (k)
 Breitenglied = 344200.44 kN (k)
 Tiefenglied = 36893.98 kN (k)
 cal $\varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 0.60$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.33$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 5.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 42975.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 24889.18$ kN
 $T_d = 1296.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.052$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 15.31$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 2.58 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.82 cm
 unten = 4.34 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 42975.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 464130.0$
 $M_{dst} = 136288.0 \cdot 1.10 = 149916.8$
 $\mu_{EQU} = 149916.8 / 464130.0 = 0.323$

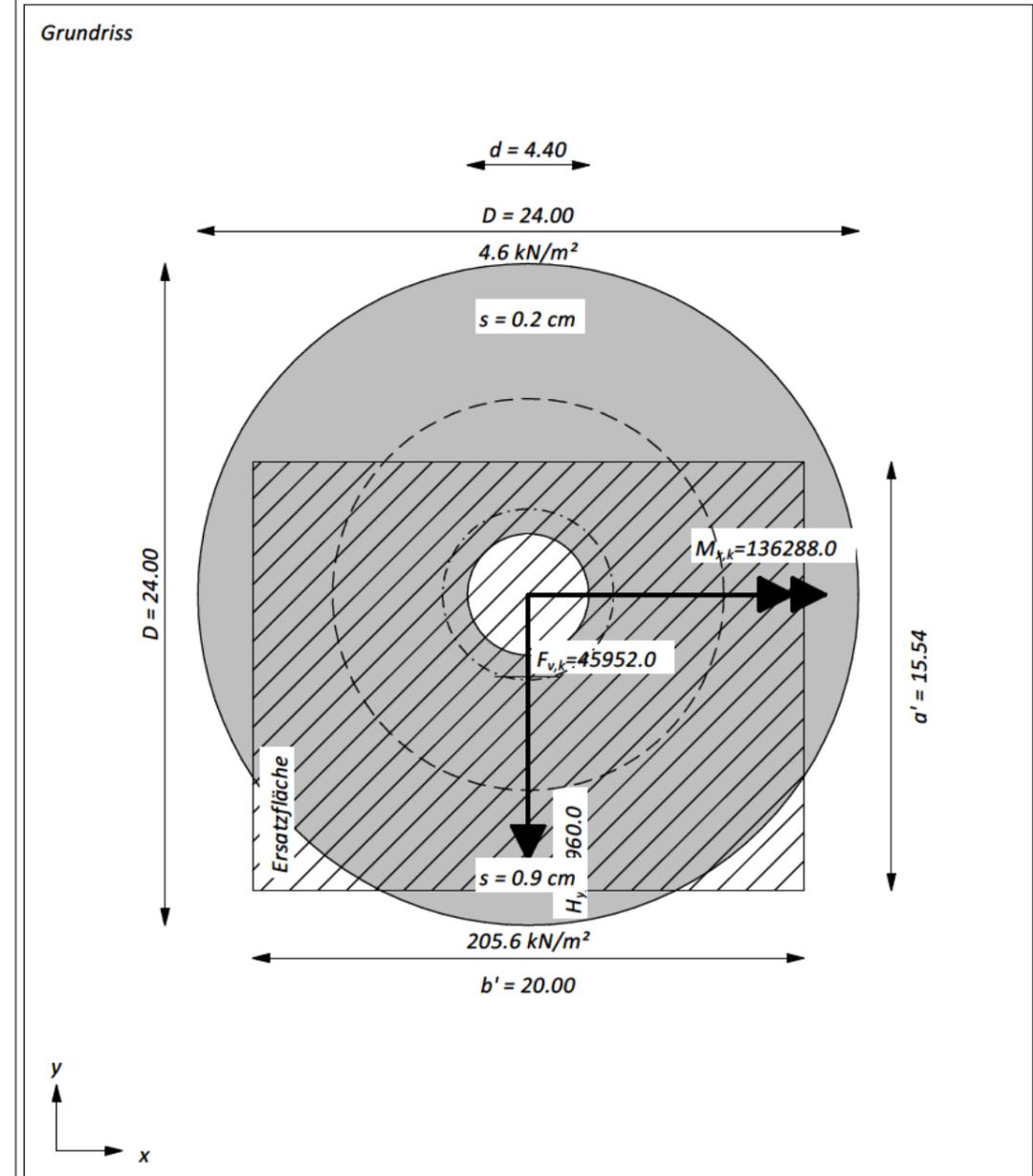
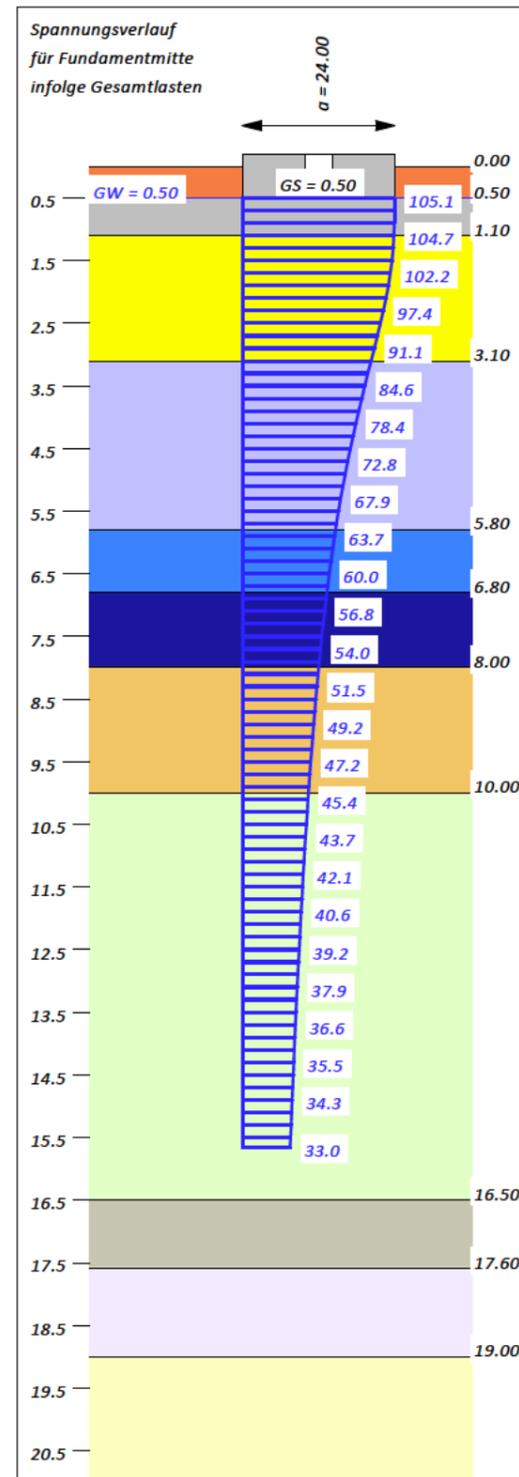
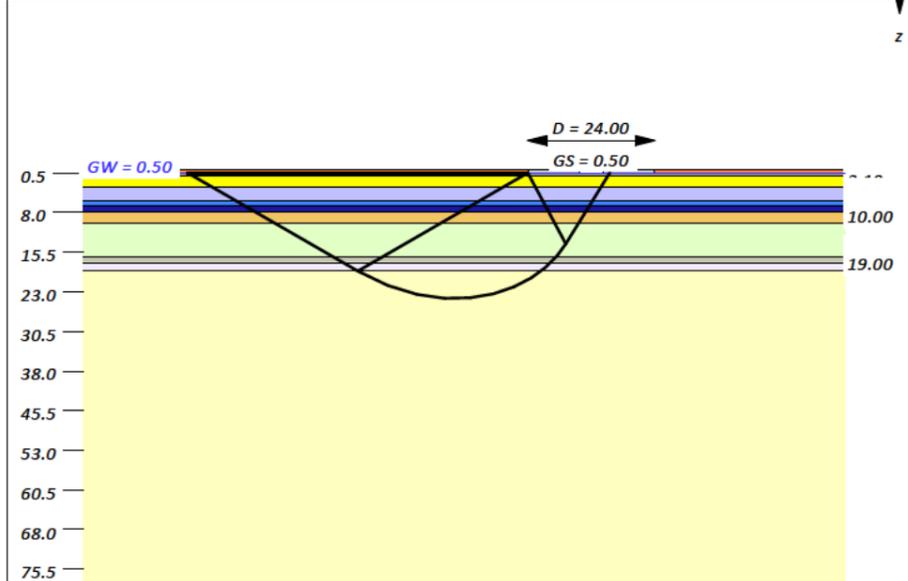
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 SLS (dyn) - max V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-4

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	105.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	275.0	Schotter
	3.10	18.0	10.0	32.5	0.0	185.0	Sand (lmd) - RSV
	5.80	18.0	10.0	32.5	0.0	155.0	Sand (l- md) - RSV
	6.80	18.0	8.0	25.0	2.5	90.0	Schluff, H-Lagen (RSV)
	8.00	20.0	10.0	27.5	2.5	105.0	Schluff (RSV)
	10.00	19.0	10.0	30.0	0.0	175.0	Sand-Schluff-WL (RSV)
	16.50	19.0	11.0	37.5	0.0	275.0	Sand, d - sd
	17.60	20.0	10.0	32.5	0.0	140.0	Sand-Schluff-Wechsellagen
	19.00	19.0	11.0	35.0	7.5	225.0	Sand, md - d
	>19.00	21.0	11.0	35.0	0.0	125.0	Tonmergelstein, zers - verw

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.50 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 45952.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -960.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 136288.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -2.966$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 15.539$ m
 $b' = 20.000$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -2.966$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 15.539$ m
 $b' = 20.000$ m
Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1415.8 / 1011.30$ kN/m²
 $R_{n,k} = 440017.84$ kN
 $R_{n,d} = 314298.45$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 45952.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 62035.20$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.197
 μ (parallel zu x) = 0.158

Kohäsionsglied = 7184.47 kN (k)
Breitenglied = 363816.16 kN (k)
Tiefenglied = 69017.21 kN (k)
 cal $\varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 0.56$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.35$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 9.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 45952.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 26613.32$ kN
 $T_d = 1296.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.049$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 15.66$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.54 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.20 cm
 unten = 0.88 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 45952.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 496281.6$
 $M_{dst} = 136288.0 \cdot 1.10 = 149916.8$
 $\mu_{EQU} = 149916.8 / 496281.6 = 0.302$

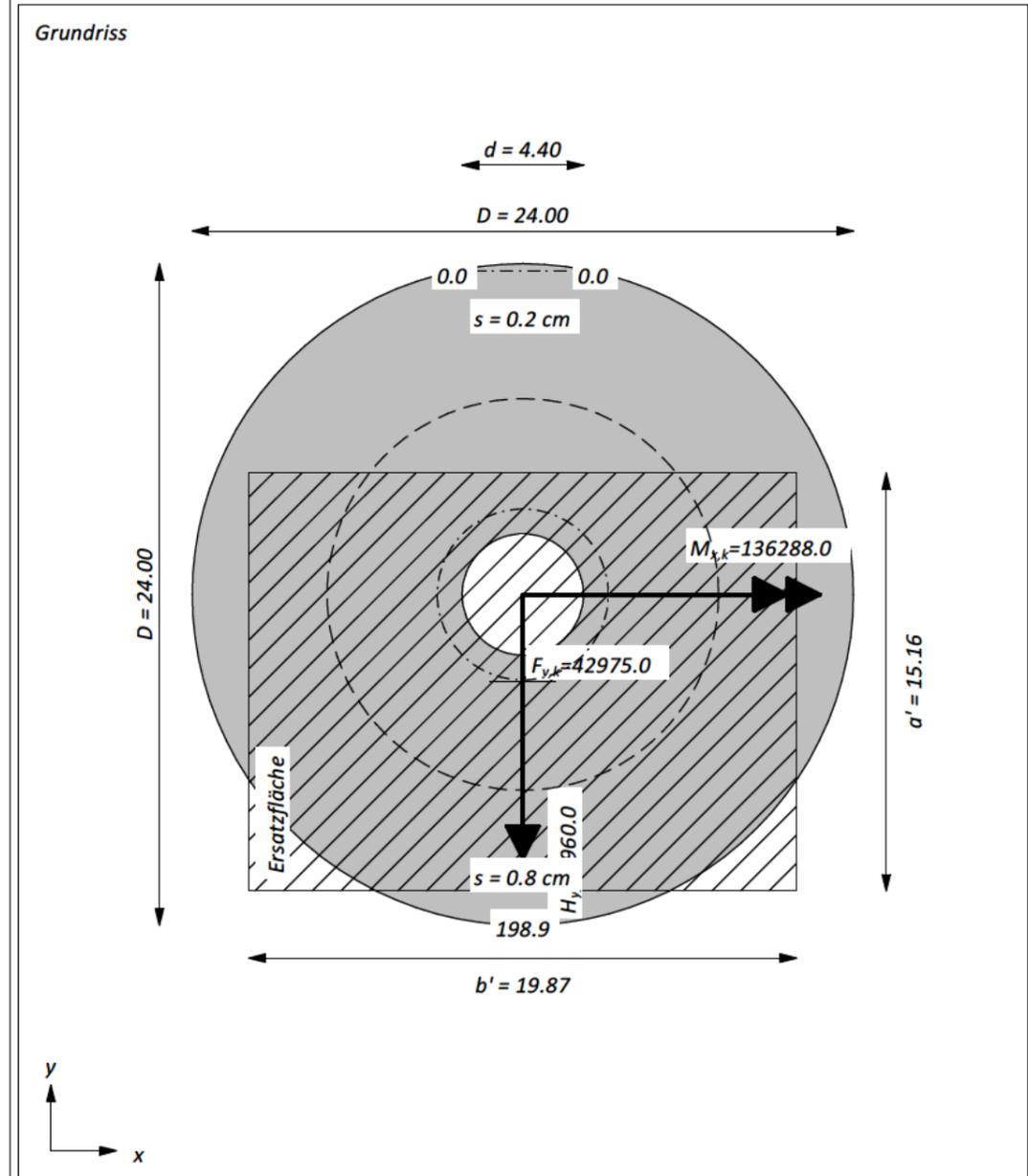
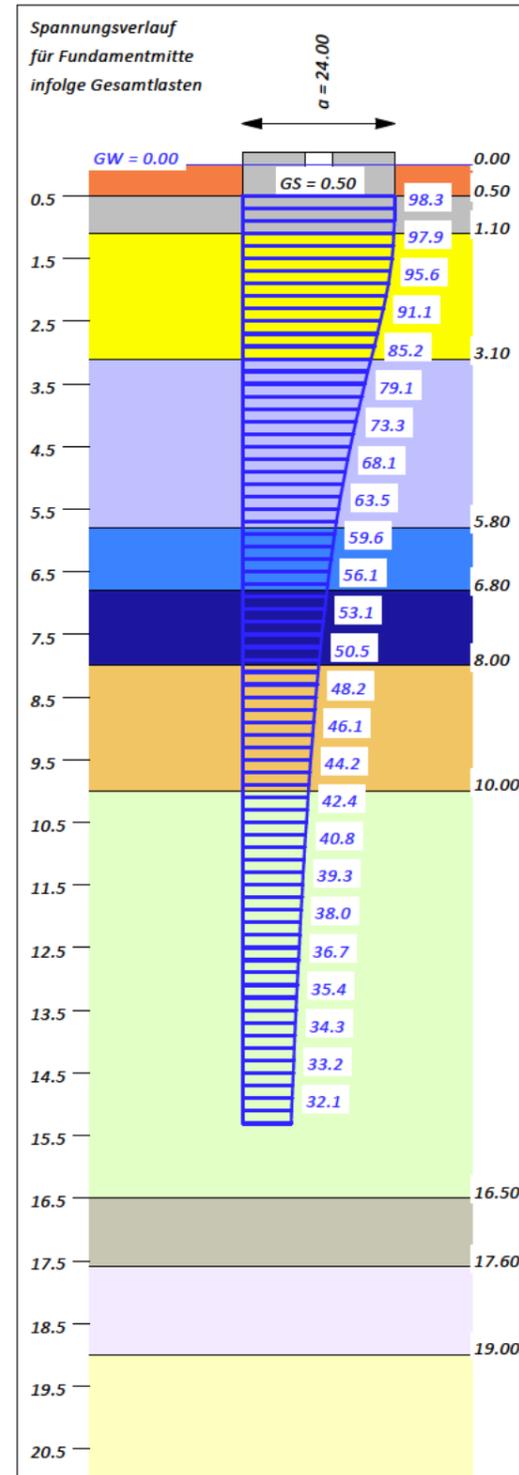
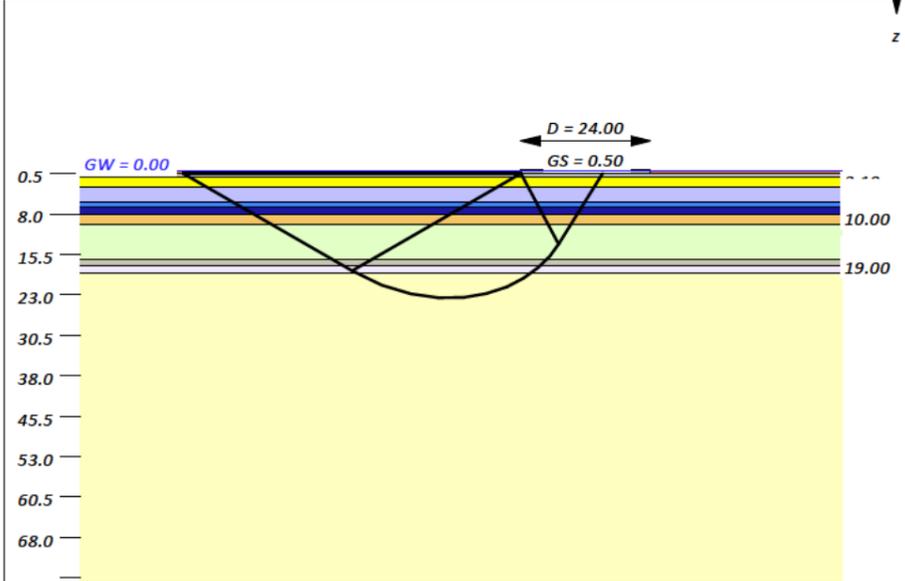
Windpark Sassenberg
Errichtung von vier Windenergieanlagen
 vom Typ ENERCON EP5 E3
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Untersuchungen zur Standsicherheit
 SLS (dyn) - min V - Grundbruch - Gleiten - EQU
 WEA-4

Boden	Tiefe [mNHN]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	Bezeichnung
	0.50	18.0	10.0	27.5	0.0	105.0	Mu/S
	1.10	19.0	11.0	37.5	0.0	275.0	Schotter
	3.10	18.0	10.0	32.5	0.0	185.0	Sand (lmd) - RSV
	5.80	18.0	10.0	32.5	0.0	155.0	Sand (l- md) - RSV
	6.80	18.0	8.0	25.0	2.5	90.0	Schluff, H-Lagen (RSV)
	8.00	20.0	10.0	27.5	2.5	105.0	Schluff (RSV)
	10.00	19.0	10.0	30.0	0.0	175.0	Sand-Schluff-WL (RSV)
	16.50	19.0	11.0	37.5	0.0	275.0	Sand, d - sd
	17.60	20.0	10.0	32.5	0.0	140.0	Sand-Schluff-Wechsellagen
	19.00	19.0	11.0	35.0	7.5	225.0	Sand, md - d
	>19.00	21.0	11.0	35.0	0.0	125.0	Tonmergelstein, zers - verw

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 BS: DIN 1054: BS-P
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{R,h} = 1.10$
 Gleitsicherheit mit $\varphi = 32.50^\circ$

Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.50 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 42975.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = -960.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 136288.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.171$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 15.160$ m
 $b' = 19.873$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -3.171$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 15.160$ m
 $b' = 19.873$ m
Grundbruch:
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 1289.4 / 920.97$ kN/m²
 $R_{n,k} = 388449.66$ kN
 $R_{n,d} = 277464.04$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 42975.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 58016.25$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.209
 μ (parallel zu x) = 0.163

Kohäsionsglied = 7355.25 kN (k)
 Breitenglied = 344200.44 kN (k)
 Tiefenglied = 36893.98 kN (k)
 cal $\varphi = 30.0^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal $c = 0.60$ kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.33$ kN/m³
 cal $\sigma_{\bar{u}} = 5.00$ kN/m²

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 42975.00 \cdot \tan(32.50^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 24889.18$ kN
 $T_d = 1296.00$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.052$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 15.31$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.50 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.16 cm
 unten = 0.84 cm

Nachweis EQU:
 $M_{stab} = 42975.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 464130.0$
 $M_{dst} = 136288.0 \cdot 1.10 = 149916.8$
 $\mu_{EQU} = 149916.8 / 464130.0 = 0.323$

Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E-160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ermittlung der Drehfedersteifigkeit (Ersatzradius) - WEA-1

Eingabedaten:

Fundamentradius - außen	ra	12,00	[m]
Fundamentradius - innen	ri	2,20	
Ersatzradius äquivalenter Kreis (Fläche)	ri	11,80	[m]

Mindestanforderungen:

Drehfedersteifigkeit, statisch	$k_{\varphi\text{stat}}$	20.000	[MNm/rad]
Drehfedersteifigkeit, dynamisch	$k_{\varphi\text{dyn}}$	200.000	[MNm/rad]

Schicht	Unterkante Schicht	Unterkante Schicht	Schichtmächtigkeit	Bodenwichten	effektiver Reibungsw.	Ersatzradius	Steifemodul statisch	Querkontr.-zahl	Drehfeder	Steifemodul dynamisch	Querkontr.-zahl	Drehfeder	Schubmodul dynamisch	Querkontr.-zahl	Drehfeder
[-]	[m u. GOK]	[m u. FUK]	[m]	γ / γ'	φ'	r_i	$E_{s,\text{stat}}$	ν_{stat}	$k_{\varphi\text{stat}}$	$E_{s,\text{dyn}}$	$\nu_{\text{stat}=\nu_{\text{dyn}}}$	$k_{\varphi\text{dyn}}$	$G_d=f \cdot G_{d0}$	$\nu_{\text{dyn,ur}}$	$k_{\varphi\text{dyn,ur}}$
				[kN/m ³]	[°]		[MN/m ²]	[MNm/rad]	[MNm/rad]	[MN/m ²]	[-]	[MNm/rad]	[MN/m ²]	[-]	[MNm/rad]
Schotter	0,50	0,00	0,60	11,0	37,50	11,80	80,0	0,30	142.943	274,0	0,30	489.631	50,0	0,30	312.689
	1,10	0,60							137.493			470.961			350.747
Sand, l - md (RSV)	0,60	0,60	1,90	10,0	32,50	12,26	30,0 *	0,33	55.788	156,0 *	0,33	290.172	30,0 *	0,33	219.871
	3,00	2,50							74.002			384.909			291.656
Schluff/Sand (RSV)	2,50	2,50	3,50	10,0	27,50	13,47	15,0 *	0,37	32.002	104,5 *	0,37	222.961	20,0 *	0,37	206.782
	6,50	6,00							46.827			326.247			302.574
Sand/Schluff (RSV)	6,00	6,00	1,50	10,0	30,00	15,29	37,5 *	0,35	126.893	173,7 *	0,35	587.878	35,0 *	0,35	513.212
	8,00	7,50							149.700			693.539			605.453
Schluff, S-Lagen (RSV)	7,50	7,50	2,00	10,0	27,50	16,16	22,5 *	0,37	82.865	133,5 *	0,37	491.735	25,0 *	0,37	446.196
	10,00	9,50							99.940			593.063			538.139
Sand, d -sd	9,50	9,50	2,50	11,0	37,50	17,20	80,0	0,33	410.851	274,0	0,33	1.407.309	50,0	0,33	1.012.023
	12,50	12,00							564.253			1.932.765			1.389.889
Tonmergelstein, zersetzt	12,00	12,00	2,50	30,0	30,00	19,11	10,00	0,45	30.784	80,0	0,45	246.275	16,7	0,49	608.644
	15,00	14,50							38.298			306.382			757.194
Tonmergelstein, verwittert	14,50	14,50	1,00	12,0	37,50	20,56	40,00	0,25	411.914	178,7	0,25	1.840.617	100,0	0,25	3.089.353
	16,00	15,50							459.780			2.054.506			3.448.351

* Anpassung wg. Baugrundverbesserung mit RSV

Baugrundverbesserung (RSV)
 Tiefe

10,00 [m u GOK]

$$k_{\varphi\text{stat,min}} = 30.784 \text{ MNm/rad}$$

$$k_{\varphi\text{dyn,min}} = 222.961 \text{ MNm/rad}$$

$$k_{\varphi\text{dyn,min}} = 206.782 \text{ MNm/rad}$$

$$k_{\varphi,i} = E_{s,i} \cdot \frac{4}{3} \cdot r_i^3 \cdot \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{(1 + \nu)(1 - \nu)^2}$$

$$k_{\varphi,dyn} = G_{d,i} \cdot \frac{8}{3} \cdot r_i^3 \cdot \frac{1}{(1 - \nu)}$$

Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E-160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ermittlung der Drehfedersteifigkeit (DIN 4019 - Verdrehung nach Kany) - WEA-1

Eingabedaten:

Fundamentradius - außen 12,00 [m]
 Ersatzradius r' äquivalenter Kreis (Fläche) 11,80 [m]
 Breite b quadratisches Ersatzfundament 20,91 [m]

Mindestanforderungen:

Drehfedersteifigkeit, statisch $k_{\phi,stat}$ 20.000 [MNm/rad]
 Drehfedersteifigkeit, dynamisch $k_{\phi,dyn}$ 200.000 [MNm/rad]

Schicht [-]	Unterkante Schicht z [m u. FUK]	Schicht- mächtigkeit [m]	Boden- wichten γ/γ' [kN/m ³]	Tiefe z/b [-]	Verdrehungs- beiwert $f_{a,i}$ (DIN4019) [-]	Steifemodul statisch $E_{s,stat}$ [MN/m ²]	Querkontr.- zahl ν_{stat} [-]	Rechenmodul statisch E^*_{stat} [MN/m ²]	$f_{a,i} - f_{a,i-1}/E_i^*$ [-]	Steifemodul dynamisch $E_{s,dyn}$ [MN/m ²]	Querkontr.- zahl ν_{stat} [-]	Rechenmodul dynamisch E^*_{stat} [MN/m ²]	$f_{a,i} - f_{a,i-1}/E_i^*$ [-]
Schotter	0,00	0,60	10,0	0,03	0,39	80,0	0,30	65,3	0,0060	274,0	0,30	223,7	0,0017
	0,60												
Sand, I - md (RSV)	0,60	1,90	11,0	0,12	1,06	30,0	0,33	22,7	0,0296	156,0	0,33	118,2	0,0057
	2,50												
Schluff/Sand (RSV)	2,50	3,50	11,0	0,29	2,10	15,0	0,37	9,8	0,1058	104,5	0,37	68,5	0,0152
	6,00												
Sand/Schluff (RSV)	6,00	1,50	10,0	0,36	2,40	37,5	0,35	26,6	0,0112	173,7	0,35	123,4	0,0024
	7,50												
Schluff, S-Lagen (RSV)	7,50	2,00	10,0	0,45	2,69	22,5	0,37	14,7	0,0200	133,5	0,37	87,5	0,0034
	9,50												
Sand, d -sd	9,50	2,50	10,0	0,57	2,95	80,0	0,33	60,6	0,0043	274,0	0,33	207,6	0,0012
	12,00												
Tonmergelstein, zersetzt	12,00	2,50	10,0	0,69	3,09	10,0	0,45	3,3	0,0432	80,0	0,45	26,4	0,0054
	14,50												
Tonmergelstein, verwittert	14,50	1,00	10,0	0,74	3,19	40,0	0,25	35,6	0,0026	178,7	0,25	158,9	0,0006
	15,50												
$\Sigma f_{a,i} - f_{a,i-1}/E_i^*$									0,2225	$\Sigma f_{a,i} - f_{a,i-1}/E_i^*$			0,0356

$$k_{\phi} = (r \cdot \sqrt{\pi})^3 \cdot \frac{1}{\frac{f_{a,1}}{E_1^*} + \sum_{i=2}^n \frac{f_{a,i} - f_{a,i-1}}{E_i^*}}$$

$k_{\phi,stat} = 41.093 \text{ MNm/rad}$

$k_{\phi,dyn} = 256.746 \text{ MNm/rad}$

Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E-160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
Ermittlung der Drehfedersteifigkeit (Setzungsdifferenz) - WEA-1

Eingabedaten:

Fundamentradius - außen $d_a = 12,00$ [m]

Mindestanforderungen:

Drehfedersteifigkeit, statisch $k_{\varphi,stat} = 20.000$ [MNm/rad]

Drehfedersteifigkeit, dynamisch $k_{\varphi,dyn} = 200.000$ [MNm/rad]

Bemessungssituation BS-P

Momentenbelastung $M = 174.496$ [kNm]

Vertikalbelastung $V = 45.952$ [kN]

Setzungsdifferenz aus Setzungsberechnung $\Delta s = 6,54$ cm

Verdrehung $1 : 367$ [-]

Bemessungssituation SLS

Momentenbelastung $M = 136.288$ [kNm]

Vertikalbelastung $V = 45.952$ [kN]

Setzungsdifferenz $\Delta s = 0,84$ cm

Verdrehung $1 : 2857$ [-]

$$k_{\varphi,stat} = 64.035 \text{ MNm/rad}$$

$$k_{\varphi} = \frac{M}{\alpha(M, V)} \text{ mit } \alpha = \frac{\Delta s}{D}$$

$$k_{\varphi,dyn} = 389.394 \text{ MNm/rad}$$

Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E-160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ermittlung der Drehfedersteifigkeit (Ersatzradius) - WEA-2

Eingabedaten:

Fundamentradius - außen	ra	12,00	[m]
Fundamentradius - innen	ri	2,20	
Ersatzradius äquivalenter Kreis (Fläche)	ri	11,80	[m]

Mindestanforderungen:

Drehfedersteifigkeit, statisch	$k_{\varphi stat}$	20.000	[MNm/rad]
Drehfedersteifigkeit, dynamisch	$k_{\varphi dyn}$	200.000	[MNm/rad]

Schicht [-]	Unterkante Schicht [m u. GOK]	Unterkante Schicht [m u. FUK]	Schicht- mächtigkeit [m]	Boden- wichten γ / γ' [kN/m ³]	effektiver Reibungsw. φ' [°]	Ersatzradius r_i	Steifemodul statisch $E_{s,stat}$ [MN/m ²]	Querkontr.- zahl ν_{stat} [MNm/rad]	Drehfeder $k_{\varphi stat}$ [MNm/rad]	Steifemodul dynamisch $E_{s,dyn}$ [MN/m ²]	Querkontr.- zahl $\nu_{stat} = \nu_{dyn}$ [-]	Drehfeder $k_{\varphi dyn}$ [MNm/rad]	Schubmodul dynamisch $G_d = f \cdot G_{d0}$ [MN/m ²]	Querkontr.- zahl $\nu_{dyn,ur}$ [-]	Drehfeder $k_{\varphi dyn,ur}$ [MNm/rad]
Schotter	0,50	0,00	0,60	11,0	37,50	11,80	80,0	0,30	142.943	274,0	0,30	489.631	50,0	0,30	312.689
	1,10	0,60													
Sand, md (RSV)	0,60	0,00	2,40	10,0	32,50	12,26	45,0 *	0,33	83.682	187,6 *	0,33	348.822	35,0 *	0,33	256.516
	3,50	3,00													
Schluff (RSV)	3,00	0,00	1,50	10,0	25,00	13,79	12,0 *	0,37	27.462	90,4 *	0,37	206.937	17,5 *	0,39	200.442
	5,00	4,50													
Sand, U-Lagen (RSV)	4,50	0,00	1,00	10,0	27,50	14,49	22,5 *	0,35	64.746	133,5 *	0,35	384.212	25,0 *	0,35	311.738
	6,00	5,50													
Sand, d (RSV)	5,50	0,00	0,50	11,0	35,00	15,01	90,0 *	0,33	307.118	297,6 *	0,33	1.015.457	50,0 *	0,33	672.448
	6,50	6,00													
Schluff (RSV)	6,00	0,00	1,00	10,0	27,50	15,36	22,5 *	0,37	71.163	133,5	0,37	422.296	25,0 *	0,37	383.188
	7,50	7,00													
Sand, d	7,00	0,00	2,50	11,0	35,00	15,88	60,00	0,33	242.492	223,0	0,33	901.071	33,3	0,33	530.947
	10,00	9,50													
Schluff	9,50	0,00	1,00	10,0	27,50	17,63	15,00	0,37	71.758	104,5	0,37	499.946	16,7	0,37	386.390
	11,00	10,50													
Sand, d	10,50	0,00	3,70	11,0	35,00	18,15	60,00	0,33	362.150	223,0	0,33	1.345.704	33,3	0,33	792.943
	14,70	14,20													
Tonmergelstein, zersetzt	14,20	0,00	1,30	11,0	30,00	20,74	10,00	0,45	39.314	80,0	0,45	314.512	16,7	0,49	777.286
	16,00	15,50													
Tonmergelstein, verwittert	15,50	0,00	2,00	12,0	37,50	21,49	40,00	0,25	470.435	178,7	0,25	2.102.117	100,0	0,25	3.528.264
	18,00	17,50													

* Anpassung wg. Baugrundverbesserung mit RSV

Baugrundverbesserung (RSV)
 Tiefe

8,00 [m u GOK]

$$k_{\varphi stat, min} = 27.462 \text{ MNm/rad}$$

$$k_{\varphi dyn, min} = 206.937 \text{ MNm/rad}$$

$$k_{\varphi dyn, min} = 200.442 \text{ MNm/rad}$$

$$k_{\varphi, i} = E_{s, i} \cdot \frac{4}{3} \cdot r_i^3 \cdot \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{(1 + \nu)(1 - \nu)^2}$$

$$k_{\varphi, dyn} = G_{d, i} \cdot \frac{8}{3} \cdot r_i^3 \cdot \frac{1}{(1 - \nu)}$$

Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E-160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ermittlung der Drehfedersteifigkeit (DIN 4019 - Verdrehung nach Kany) - WEA-2

Eingabedaten:		Mindestanforderungen:
Fundamentradius - außen	12,00 [m]	Drehfedersteifigkeit, statisch $k_{\phi,stat}$ 20.000 [MNm/rad]
Ersatzradius r' äquivalenter Kreis (Fläche)	11,80 [m]	Drehfedersteifigkeit, dynamisch $k_{\phi,dyn}$ 200.000 [MNm/rad]
Breite b quadratisches Ersatzfundament	20,91 [m]	

Schicht [-]	Unterkante Schicht z [m u. FUK]	Schicht- mächtigkeit [m]	Boden- wichten y / y' [kN/m ³]	Tiefe z/b [-]	Verdrehungs- beiwert f _{a,i} (DIN4019) [-]	Steifemodul statisch E _{s,stat} [MN/m ²]	Querkontr.- zahl ν _{stat} [-]	Rechenmodul statisch E* _{stat} [MN/m ²]	f _{ai} -f _{ai-1} /E ₁ * [-]	Steifemodul dynamisch E _{s,dyn} [MN/m ²]	Querkontr.- zahl ν _{stat} [-]	Rechenmodul dynamisch E* _{stat} [MN/m ²]	f _{ai} -f _{ai-1} /E ₁ * [-]
Schotter	0,00	0,60	10,0	0,03	0,39	80,0	0,30	65,3	0,0060	274,0	0,30	223,7	0,0017
	0,60												
Sand, md (RSV)	0,60	2,40	11,0	0,14	1,28	45,0	0,33	34,1	0,0260	187,6	0,33	142,1	0,0062
	3,00												
Schluff (RSV)	3,00	1,50	11,0	0,22	1,78	12,0	0,37	7,9	0,0641	90,4	0,37	59,2	0,0085
	4,50												
Sand, U-Lagen (RSV)	4,50	1,00	10,0	0,26	2,00	22,5	0,35	16,0	0,0139	133,5	0,35	94,8	0,0023
	5,50												
Sand, d (RSV)	5,50	0,50	10,0	0,29	2,10	90,0	0,33	68,2	0,0014	297,6	0,33	225,4	0,0004
	6,00												
Schluff (RSV)	6,00	1,00	10,0	0,33	2,30	22,5	0,37	14,7	0,0137	133,5	0,37	87,5	0,0023
	7,00												
Sand, d	7,00	2,50	10,0	0,45	2,69	60,0	0,33	45,4	0,0086	223,0	0,33	168,9	0,0023
	9,50												
Schluff	9,50	1,00	10,0	0,50	2,80	15,0	0,37	9,8	0,0114	104,5	0,37	68,5	0,0016
	10,50												
Sand, d	10,50	3,70	10,0	0,68	3,08	60,0	0,33	45,4	0,0061	223,0	0,33	168,9	0,0016
	14,20												
Tonmergelstein, zersetzt	14,20	1,30	10,0	0,74	3,19	10,0	0,45	3,3	0,0319	80,0	0,45	26,4	0,0040
	15,50												
Tonmergelstein, verwittert	15,50	2,00	10,0	0,84	3,34	40,0	0,25	35,6	0,0043	178,7	0,25	158,9	0,0010
	17,50												
Σ f _{ai} -f _{ai-1} /E ₁ *									0,1874	Σ f _{ai} -f _{ai-1} /E ₁ *			0,0321

$$k_{\phi} = (r \cdot \sqrt{\pi})^3 \cdot \frac{1}{\frac{f_{a,1}}{E_1^*} + \sum_{i=2}^n \frac{f_{a,i} - f_{a,i-1}}{E_i^*}}$$

$k_{\phi,stat} = 48.769 \text{ MNm/rad}$

$k_{\phi,dyn} = 284.656 \text{ MNm/rad}$

Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E-160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
Ermittlung der Drehfedersteifigkeit (Setzungsdifferenz) - WEA-2

Eingabedaten:

Fundamentradius - außen $d_a = 12,00$ [m]

Mindestanforderungen:

Drehfedersteifigkeit, statisch $k_{\varphi,stat} = 20.000$ [MNm/rad]

Drehfedersteifigkeit, dynamisch $k_{\varphi,dyn} = 200.000$ [MNm/rad]

Bemessungssituation BS-P

Momentenbelastung $M = 174.496$ [kNm]

Vertikalbelastung $V = 45.952$ [kN]

Setzungsdifferenz aus Setzungsberechnung $\Delta s = 5,07$ cm

Verdrehung $1 : 473$ [-]

Bemessungssituation SLS

Momentenbelastung $M = 136.288$ [kNm]

Vertikalbelastung $V = 45.952$ [kN]

Setzungsdifferenz $\Delta s = 0,73$ cm

Verdrehung $1 : 3288$ [-]

$$k_{\varphi,stat} = 82.602 \text{ MNm/rad}$$

$$k_{\varphi} = \frac{M}{\alpha(M, V)} \text{ mit } \alpha = \frac{\Delta s}{D}$$

$$k_{\varphi,dyn} = 448.070 \text{ MNm/rad}$$

Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E-160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ermittlung der Drehfedersteifigkeit (Ersatzradius) - WEA-3

Eingabedaten:

Fundamentradius - außen	ra	11,33	[m]
Fundamentradius - innen	ri	0,00	
Ersatzradius äquivalenter Kreis (Fläche)	ri	11,33	[m]

Mindestanforderungen:

Drehfedersteifigkeit, statisch	$k_{\varphi stat}$	12.500	[MNm/rad]
Drehfedersteifigkeit, dynamisch	$k_{\varphi dyn}$	100.000	[MNm/rad]

Schicht	Unterkante Schicht	Unterkante Schicht	Schichtmächtigkeit	Bodenwichten	effektiver Reibungsw.	Ersatzradius	Steifemodul statisch	Querkontr.-zahl	Drehfeder	Steifemodul dynamisch	Querkontr.-zahl	Drehfeder	Schubmodul dynamisch	Querkontr.-zahl	Drehfeder
[-]	[m u. GOK]	[m u. FUK]	[m]	γ / γ'	φ'	r_i	$E_{s,stat}$	ν_{stat}	$k_{\varphi stat}$	$E_{s,dyn}$	$\nu_{stat} = \nu_{dyn}$	$k_{\varphi dyn}$	$G_d = f \cdot G_{d0}$	$\nu_{dyn,ur}$	$k_{\varphi dyn,ur}$
				[kN/m³]	[°]		[MN/m²]	[MNm/rad]	[MNm/rad]	[MN/m²]	[-]	[MNm/rad]	[MN/m²]	[-]	[MNm/rad]
Schotter	0,00	0,00	0,60	11,0	37,50	11,33	80,0	0,30	126.476	274,0	0,30	433.224	50,0	0,30	276.666
	0,60	0,60							122.225			418.663			311.798
Sand, l - md (RSV)	0,60	0,60	2,60	10,0	32,50	11,79	37,5 *	0,33	61.991	173,7 *	0,33	287.198	35,0 *	0,33	228.031
	3,20	3,20							91.975			426.107			338.324
Schluff/Sand (RSV)	3,20	3,20	1,60	10,0	25,00	13,44	12,0 *	0,35	27.592	90,4 *	0,35	207.921	17,5 *	0,39	185.801
	4,80	4,80							32.446			244.501			218.489
Sand/Schluff (RSV)	4,80	4,80	1,20	10,0	27,50	14,19	22,5 *	0,35	60.837	133,5 *	0,35	361.017	20,0 *	0,35	234.335
	6,00	6,00							69.232			410.834			266.671
Sand,md-d (RSV)	6,00	6,00	1,00	11,0	35,00	14,81	60,0 *	0,33	196.929	223,0 *	0,33	731.762	50,0 *	0,33	646.776
	7,00	7,00							226.197			840.519			742.901
Sand, U-Lagen (RSV)	7,00	7,00	2,00	10,0	27,50	15,51	22,5 *	0,35	79.521	133,5 *	0,35	471.893	20,0 *	0,35	306.304
	9,00	9,00							96.631			573.425			372.208
Schluff, S-Lagen (RSV)	9,00	9,00	1,00	11,0	27,50	16,55	30,0 *	0,37	118.865	156,0 *	0,37	618.252	25,0 *	0,37	480.030
	10,00	10,00							130.435			678.432			526.756
Sand, d	10,00	10,00	2,00	10,0	35,00	17,07	60,00	0,33	301.620	223,0	0,33	1.120.783	33,3	0,33	660.410
	12,00	12,00							382.088			1.419.793			836.599
Tonmergelstein, zersetzt	12,00	12,00	1,50	11,0	30,00	18,47	10,00	0,45	27.794	80,0	0,45	222.356	16,7	0,49	549.531
	13,50	13,50							31.889			255.113			630.489
Tonmergelstein, verwittert	13,50	13,50	2,50	12,0	37,50	19,34	40,00	0,25	342.986	178,7	0,25	1.532.616	100,0	0,25	2.572.394
	16,00	16,00							455.500			2.035.379			3.416.248

* Anpassung wg. Baugrundverbesserung mit RSV

$$k_{\varphi stat, min} = 27.592 \text{ MNm/rad}$$

$$k_{\varphi dyn, min} = 207.921 \text{ MNm/rad}$$

$$k_{\varphi dyn, min} = 185.801 \text{ MNm/rad}$$

Baugrundverbesserung (RSV)
 Tiefe

10,00 [m u GOK]

$$k_{\varphi, i} = E_{s, i} \cdot \frac{4}{3} \cdot r_i^3 \cdot \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{(1 + \nu)(1 - \nu)^2}$$

$$k_{\varphi, dyn} = G_{d, i} \cdot \frac{8}{3} \cdot r_i^3 \cdot \frac{1}{(1 - \nu)}$$

Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E-160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ermittlung der Drehfedersteifigkeit (DIN 4019 - Verdrehung nach Kany) - WEA-3

Eingabedaten:

Fundamentradius - außen 11,33 [m]
 Ersatzradius r' äquivalenter Kreis (Fläche) 11,33 [m]
 Breite b quadratisches Ersatzfundament 20,07 [m]

Mindestanforderungen:

Drehfedersteifigkeit, statisch $k_{\phi,stat}$ 12.500 [MNm/rad]
 Drehfedersteifigkeit, dynamisch $k_{\phi,dyn}$ 100.000 [MNm/rad]

Schicht [-]	Unterkante Schicht z [m u. FUK]	Schicht- mächtigkeit [m]	Boden- wichten y / y' [kN/m³]	Tiefe z/b [-]	Verdrehungs- beiwert f _{a,i} (DIN4019) [-]	Steifemodul statisch E _{s,stat} [MN/m²]	Querkontr.- zahl ν _{stat} [-]	Rechenmodul statisch E* _{stat} [MN/m²]	f _{ai} -f _{ai-1} /E _i * [-]	Steifemodul dynamisch E _{s,dyn} [MN/m²]	Querkontr.- zahl ν _{stat} [-]	Rechenmodul dynamisch E* _{stat} [MN/m²]	f _{ai} -f _{ai-1} /E _i * [-]
Schotter	0,00 0,60	0,60	10,0	0,03	0,40	80,0	0,30	65,3	0,0062	274,0	0,30	223,7	0,0018
Sand, l - md (RSV)	0,60 3,20	2,60	11,0	0,16	1,41	37,5	0,33	28,4	0,0353	173,7	0,33	131,6	0,0076
Schluff/Sand (RSV)	3,20 4,80	1,60	11,0	0,24	1,90	12,0	0,35	8,5	0,0575	90,4	0,35	64,2	0,0076
Sand/Schluff (RSV)	4,80 6,00	1,20	10,0	0,30	2,15	22,5	0,35	16,0	0,0155	133,5	0,35	94,8	0,0026
Sand,md-d (RSV)	6,00 7,00	1,00	10,0	0,35	2,36	60,0	0,33	45,4	0,0047	223,0	0,33	168,9	0,0013
Sand, U-Lagen (RSV)	7,00 9,00	2,00	10,0	0,45	2,68	22,5	0,35	16,0	0,0199	133,5	0,35	94,8	0,0034
Schluff, S-Lagen (RSV)	9,00 10,00	1,00	10,0	0,50	2,80	30,0	0,37	19,7	0,0060	156,0	0,37	102,2	0,0012
Sand, d	10,00 12,00	2,00	10,0	0,60	3,00	60,0	0,33	45,4	0,0044	223,0	0,33	168,9	0,0012
Tonmergelstein, zersetzt	12,00 13,50	1,50	10,0	0,67	3,07	10,0	0,45	3,3	0,0236	80,0	0,45	26,4	0,0030
Tonmergelstein, verwittert	13,50 16,00	2,50	10,0	0,80	3,29	40,0	0,25	35,6	0,0062	178,7	0,25	158,9	0,0014
Σ f _{ai} -f _{ai-1} /E _i *									0,1794	Σ f _{ai} -f _{ai-1} /E _i *			0,0310

$$k_{\phi} = (r \cdot \sqrt{\pi})^3 \cdot \frac{1}{\frac{f_{a,1}}{E_1^*} + \sum_{i=2}^n \frac{f_{a,i} - f_{a,i-1}}{E_i^*}}$$

$$k_{\phi,stat} = 45.085 \text{ MNm/rad}$$

$$k_{\phi,dyn} = 261.055 \text{ MNm/rad}$$

Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E-160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
Ermittlung der Drehfedersteifigkeit (Setzungsdifferenz) - WEA-3

Eingabedaten:

Fundamentradius - außen $d_a = 11,33$ [m]

Mindestanforderungen:

Drehfedersteifigkeit, statisch $k_{\varphi,stat} = 12.500$ [MNm/rad]

Drehfedersteifigkeit, dynamisch $k_{\varphi,dyn} = 100.000$ [MNm/rad]

Bemessungssituation BS-P

Momentenbelastung $M = 174.496$ [kNm]

Vertikalbelastung $V = 45.952$ [kN]

Setzungsdifferenz aus Setzungsberechnung $\Delta s = 4,05$ cm

Verdrehung $1 : 559$ [-]

Bemessungssituation SLS / D.3

Momentenbelastung $M = 136.288$ [kNm]

Vertikalbelastung $V = 45.952$ [kN]

Setzungsdifferenz $\Delta s = 0,59$ cm

Verdrehung $1 : 3839$ [-]

$$k_{\varphi,stat} = 97.589 \text{ MNm/rad}$$

$$k_{\varphi} = \frac{M}{\alpha(M, V)} \text{ mit } \alpha = \frac{\Delta s}{D}$$

$$k_{\varphi,dyn} = 523.207 \text{ MNm/rad}$$

Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E-160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ermittlung der Drehfedersteifigkeit (Ersatzradius) - WEA-4

Eingabedaten:

Fundamentradius - außen ra 12,00 [m]
 Fundamentradius - innen ri 2,20
 Ersatzradius äquivalenter Kreis (Fläche) ri 11,80 [m]

Mindestanforderungen:

Drehfedersteifigkeit, statisch $k_{\varphi stat}$ 20.000 [MNm/rad]
 Drehfedersteifigkeit, dynamisch $k_{\varphi dyn}$ 200.000 [MNm/rad]

Schicht	Unterkante Schicht	Unterkante Schicht	Schichtmächtigkeit	Bodenwichten	effektiver Reibungsw.	Ersatzradius	Steifemodul statisch	Querkontr.-zahl	Drehfeder	Steifemodul dynamisch	Querkontr.-zahl	Drehfeder	Schubmodul dynamisch	Querkontr.-zahl	Drehfeder
[-]	[m u. GOK]	[m u. FUK]	[m]	γ / γ' [kN/m ³]	φ' [°]	r_i	$E_{s,stat}$ [MN/m ²]	ν_{stat} [MNm/rad]	$k_{\varphi stat}$ [MNm/rad]	$E_{s,dyn}$ [MN/m ²]	$\nu_{stat} = \nu_{dyn}$ [-]	$k_{\varphi dyn}$ [MNm/rad]	$G_d = f \cdot G_{d0}$ [MN/m ²]	$\nu_{dyn,ur}$ [-]	$k_{\varphi dyn,ur}$ [MNm/rad]
Schotter	0,50	0,00	0,60	11,0	37,50	11,80	80,0	0,30	142.943	274,0	0,30	489.631	50,0	0,30	312.689
	1,10	0,60													
Sand, md (RSV)	0,60	0,60	2,00	10,0	32,50	12,26	45,0 *	0,33	83.682	187,6 *	0,33	348.822	35,0 *	0,33	256.516
	3,10	2,60													
Sand, l-md (RSV)	2,60	2,60	2,70	10,0	32,50	13,53	30,0 *	0,33	75.057	156,0 *	0,33	390.397	30,0 *	0,33	295.814
	5,80	5,30													
Schluff, H-Lagen (RSV)	5,30	5,30	1,00	10,0	25,00	15,25	12,0 *	0,37	37.182	90,4 *	0,37	280.183	17,5 *	0,39	271.389
	6,80	6,30													
Schluff (RSV)	6,30	6,30	1,20	10,0	27,50	15,72	15,0 *	0,37	50.872	104,5 *	0,37	354.428	20,0 *	0,39	339.487
	8,00	7,50													
Sand/Schluff-WI (RSV)	7,50	7,50	2,00	10,0	30,00	16,34	37,5 *	0,35	154.952	173,7	0,35	717.873	35,0 *	0,35	626.696
	10,00	9,50													
Sand, d-sd	9,50	9,50	6,50	11,0	37,50	17,50	80,00	0,33	432.756	274,0	0,33	1.482.341	50,0	0,33	1.065.980
	16,50	16,00													
Schluff-Sand-Wechsellagen	16,00	16,00	1,10	10,0	32,50	22,48	25,00	0,37	248.212	141,6	0,37	1.406.316	20,0	0,37	962.301
	17,60	17,10													
Sand, d	17,10	17,10	1,40	11,0	35,00	23,19	60,00	0,33	755.195	223,0	0,33	2.806.210	33,3	0,33	1.653.531
	19,00	18,50													
Tonmergelstein, zersetzt	18,50	18,50	2,00	11,0	35,00	24,17	20,00	0,40	209.069	124,7	0,40	1.303.384	33,3	0,49	2.459.637
	21,00	20,50													

* Anpassung wg. Baugrundverbesserung mit RSV

$k_{\varphi stat, min} = 37.182 \text{ MNm/rad}$

$k_{\varphi dyn, min} = 280.183 \text{ MNm/rad}$

$k_{\varphi dyn, min} = 256.516 \text{ MNm/rad}$

Baugrundverbesserung (RSV)
 Tiefe

10,00 [m u GOK]

$$k_{\varphi, i} = E_{s, i} \cdot \frac{4}{3} \cdot r_i^3 \cdot \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{(1 + \nu)(1 - \nu)^2}$$

$$k_{d, i} = G_{d, i} \cdot \frac{8}{3} \cdot r_i^3 \cdot \frac{1}{(1 - \nu)}$$

Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E-160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
 Ermittlung der Drehfedersteifigkeit (DIN 4019 - Verdrehung nach Kany) - WEA-4

Eingabedaten:

Fundamentradius - außen	12,00	[m]
Ersatzradius r' äquivalenter Kreis (Fläche)	11,80	[m]
Breite b quadratisches Ersatzfundament	20,91	[m]

Mindestanforderungen:

Drehfedersteifigkeit, statisch	$k_{\phi,stat}$	20.000	[MNm/rad]
Drehfedersteifigkeit, dynamisch	$k_{\phi,dyn}$	200.000	[MNm/rad]

Schicht	Unterkante Schicht z [m u. FUK]	Schichtmächtigkeit [m]	Bodenwichten y / y' [kN/m³]	Tiefe z/b [-]	Verdrehungsbeiwert $f_{a,i}$ (DIN4019) [-]	Steifemodul statisch $E_{s,stat}$ [MN/m²]	Querkontr.-zahl ν_{stat} [-]	Rechenmodul statisch E^*_{stat} [MN/m²]	$f_{a,i} - f_{a,i-1} / E_i^*$ [-]	Steifemodul dynamisch $E_{s,dyn}$ [MN/m²]	Querkontr.-zahl ν_{stat} [-]	Rechenmodul dynamisch E^*_{stat} [MN/m²]	$f_{a,i} - f_{a,i-1} / E_i^*$ [-]	
Schotter	0,00 0,60	0,60	10,0	0,03	0,39	80,0	0,30	65,3	0,0060	274,0	0,30	223,7	0,0017	
Sand, md (RSV)	0,60 2,60	2,00	11,0	0,12	1,11	45,0	0,33	34,1	0,0211	187,6	0,33	142,1	0,0051	
Sand, l - md (RSV)	2,60 5,30	2,70	11,0	0,25	1,96	30,0	0,33	22,7	0,0376	156,0	0,33	118,2	0,0072	
Schluff, H-Lagen (RSV)	5,30 6,30	1,00	10,0	0,30	2,16	12,0	0,37	7,9	0,0246	90,4	0,37	59,2	0,0033	
Schluff (RSV)	6,30 7,50	1,20	10,0	0,36	2,40	15,0	0,37	9,8	0,0247	104,5	0,37	68,5	0,0035	
Sand/Schluff-WI (RSV)	7,50 9,50	2,00	10,0	0,45	2,69	37,5	0,35	26,6	0,0111	173,7	0,35	123,4	0,0024	
Sand, d -sd	9,50 16,00	6,50	10,0	0,77	3,23	80,0	0,33	60,6	0,0089	274,0	0,33	207,6	0,0026	
Schluff-Sand-Wechsellagen	16,00 17,10	1,10	10,0	0,82	3,32	25,0	0,37	16,4	0,0052	141,6	0,37	92,8	0,0009	
Sand, d	17,10 18,50	1,40	10,0	0,88	3,39	60,0	0,33	45,4	0,0015	223,0	0,33	168,9	0,0004	
Tonmergelstein, zersetzt	18,50 20,50	2,00	10,0	0,98	3,48	20,0	0,40	11,1	0,0086	124,7	0,40	69,3	0,0014	
									$\Sigma f_{a,i} - f_{a,i-1} / E_i^*$	0,1492			$\Sigma f_{a,i} - f_{a,i-1} / E_i^*$	0,0285

$$k_{\phi} = (r \cdot \sqrt{\pi})^3 \cdot \frac{1}{\frac{f_{a,1}}{E_1^*} + \sum_{i=2}^n \frac{f_{a,i} - f_{a,i-1}}{E_i^*}}$$

$k_{\phi,stat} = 61.280 \text{ MNm/rad}$

$k_{\phi,dyn} = 320.517 \text{ MNm/rad}$

Windpark Sassenberg Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E-160 EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung
Ermittlung der Drehfedersteifigkeit (Setzungsdifferenz) - WEA-4

Eingabedaten:

Fundamentradius - außen $d_a = 12,00$ [m]

Mindestanforderungen:

Drehfedersteifigkeit, statisch $k_{\varphi,stat} = 20.000$ [MNm/rad]

Drehfedersteifigkeit, dynamisch $k_{\varphi,dyn} = 200.000$ [MNm/rad]

Bemessungssituation BS-P

Momentenbelastung $M = 174.496$ [kNm]

Vertikalbelastung $V = 45.952$ [kN]

Setzungsdifferenz aus Setzungsberechnung $\Delta s = 4,47$ cm

Verdrehung $1 : 537$ [-]

Bemessungssituation SLS

Momentenbelastung $M = 136.288$ [kNm]

Vertikalbelastung $V = 45.952$ [kN]

Setzungsdifferenz $\Delta s = 0,68$ cm

Verdrehung $1 : 3529$ [-]

$$k_{\varphi,stat} = 93.689 \text{ MNm/rad}$$

$$k_{\varphi} = \frac{M}{\alpha(M, V)} \text{ mit } \alpha = \frac{\Delta s}{D}$$

$$k_{\varphi,dyn} = 481.016 \text{ MNm/rad}$$

Windpark Sassenberg

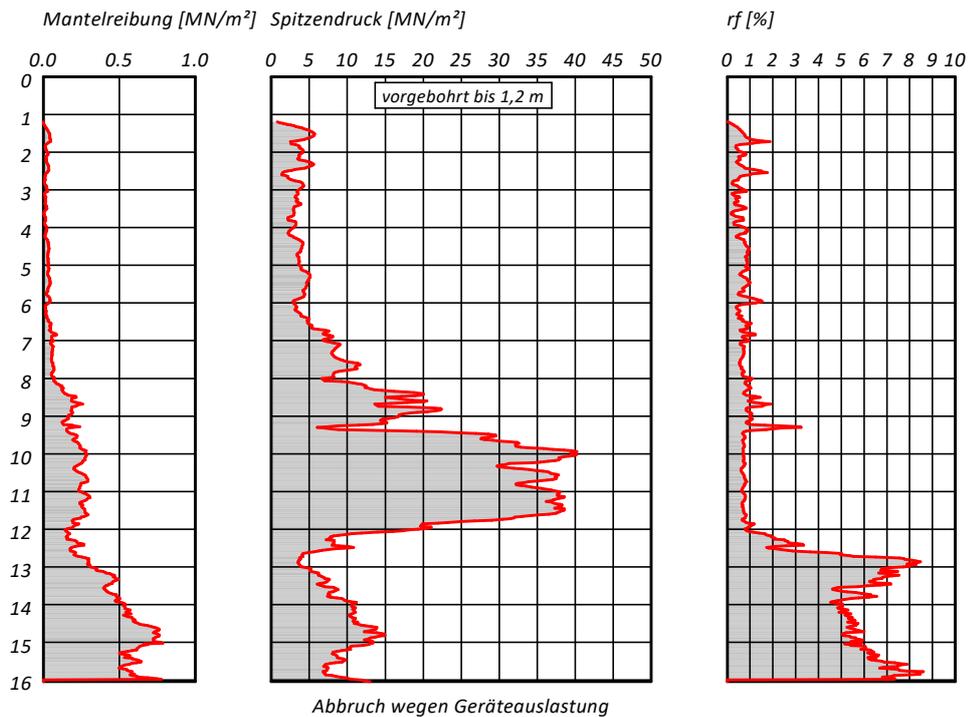
Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

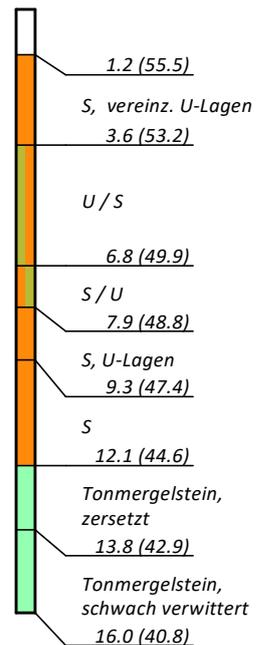
CPT-101-SO

NHN +56,82 m



aus CPT-101SO

NHN +56,75 m



Windpark Sassenberg

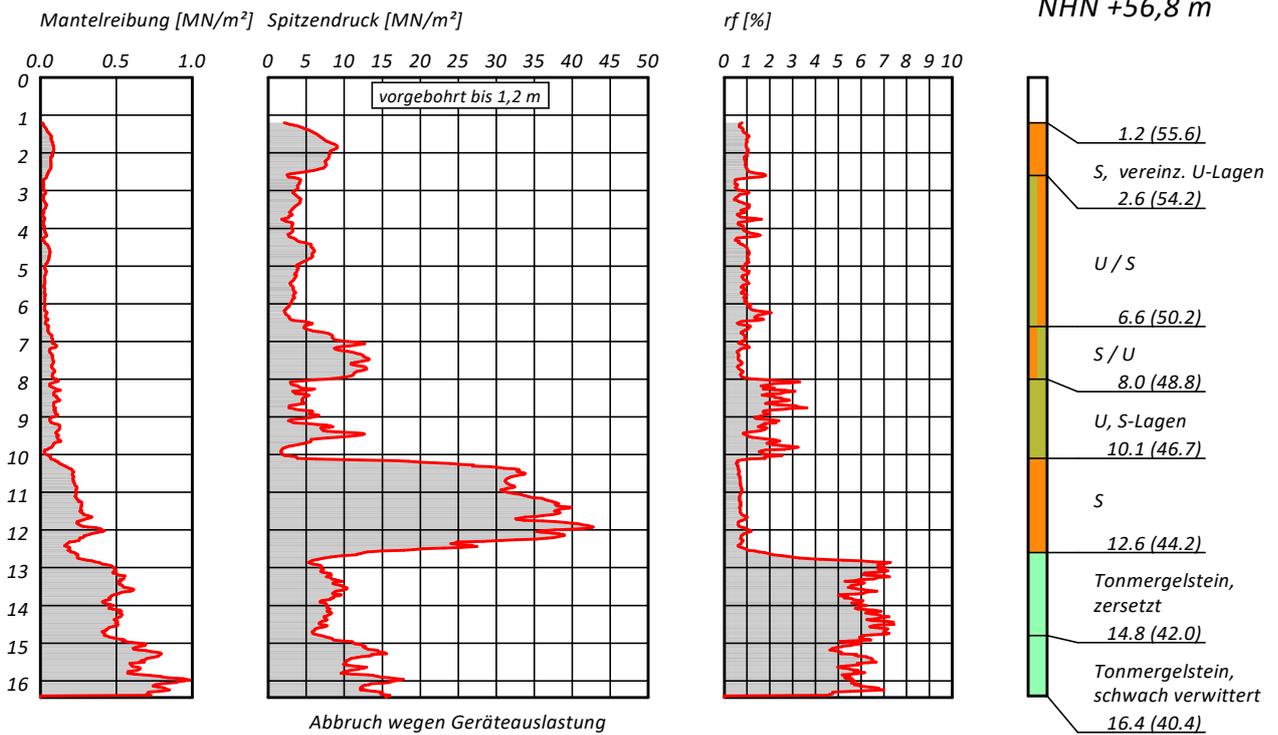
Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

CPT-102-N

NHN +56,8 m



Windpark Sassenberg

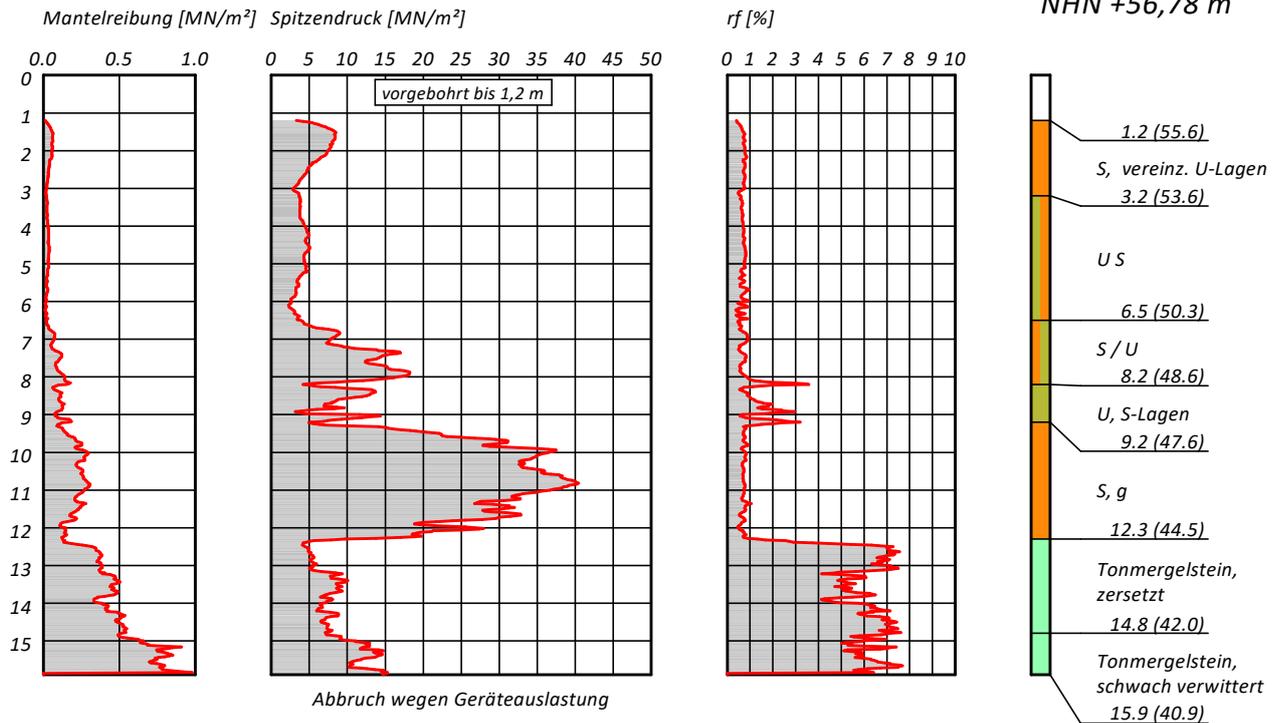
Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

CPT-103-SW
 NHN +56,78 m

aus CPT-103SW
 NHN +56,78 m



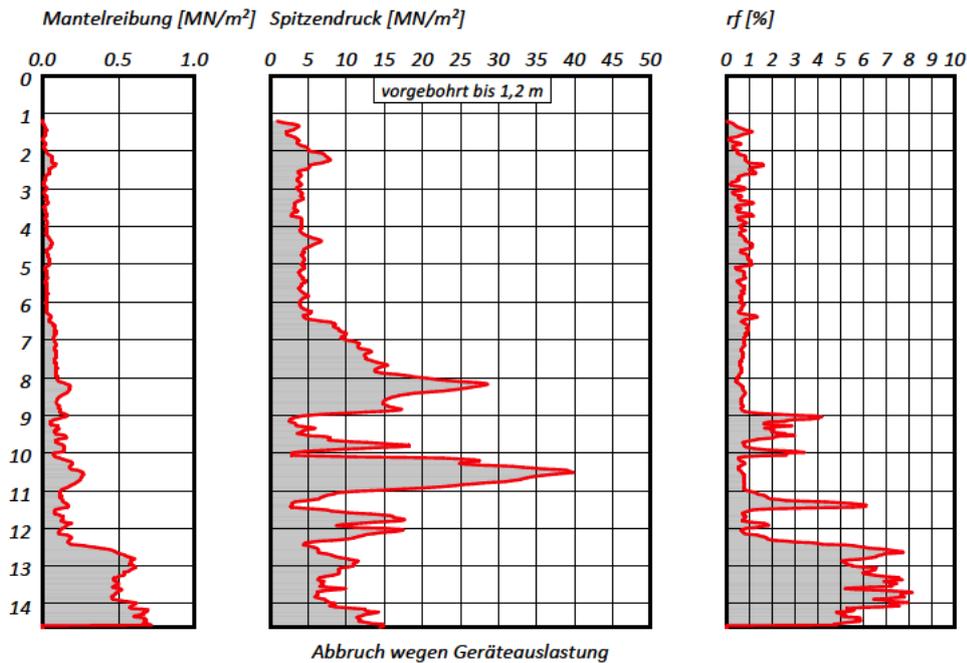
Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3

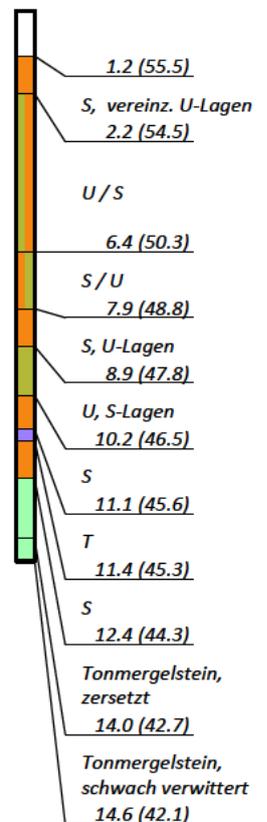
Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

CPT-104-K
 NHN +56,7 m



aus CPT-104K
 NHN +56,7 m



Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

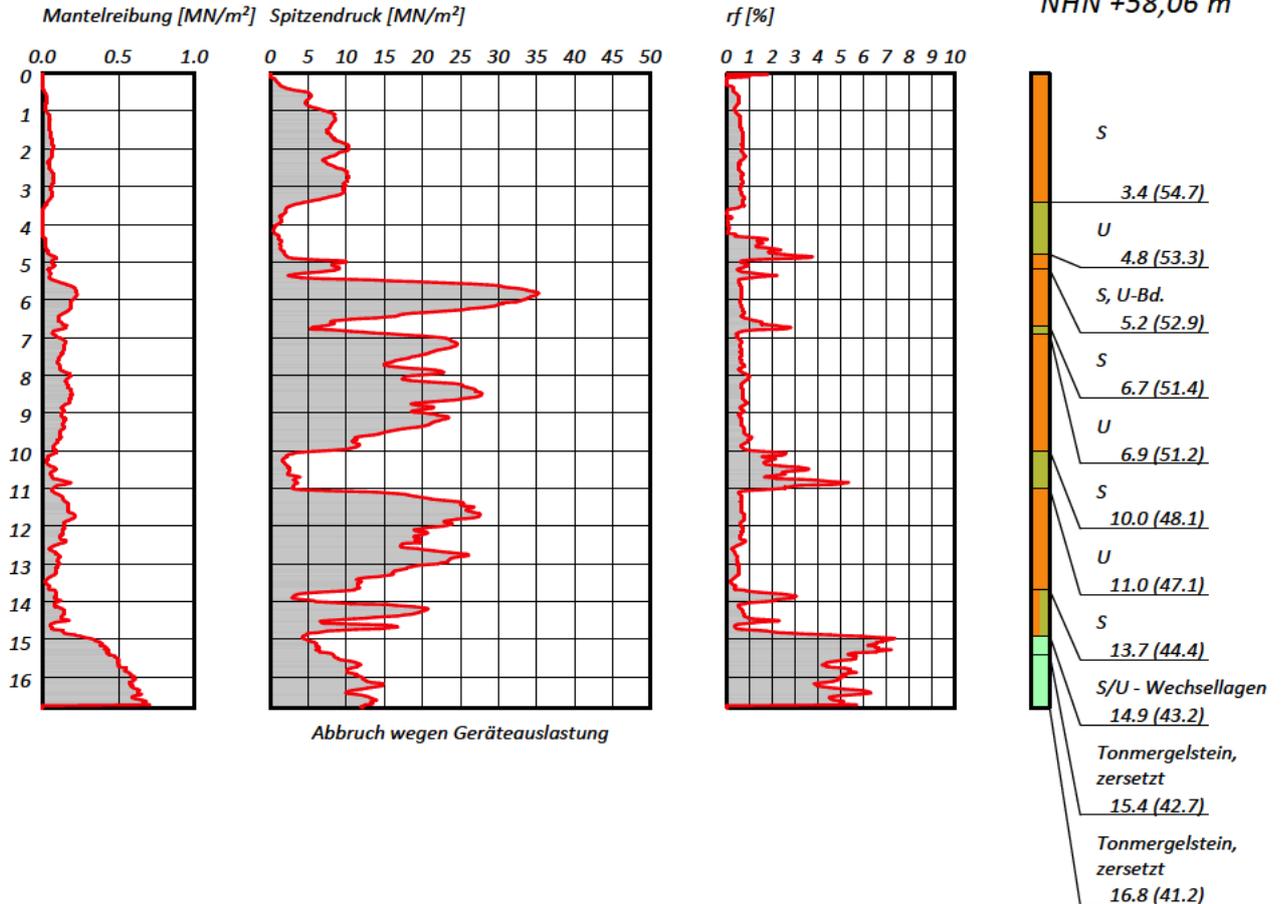
Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

CPT-201-NW

NHN +58,06 m

aus CPT-201NW

NHN +58,06 m



Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

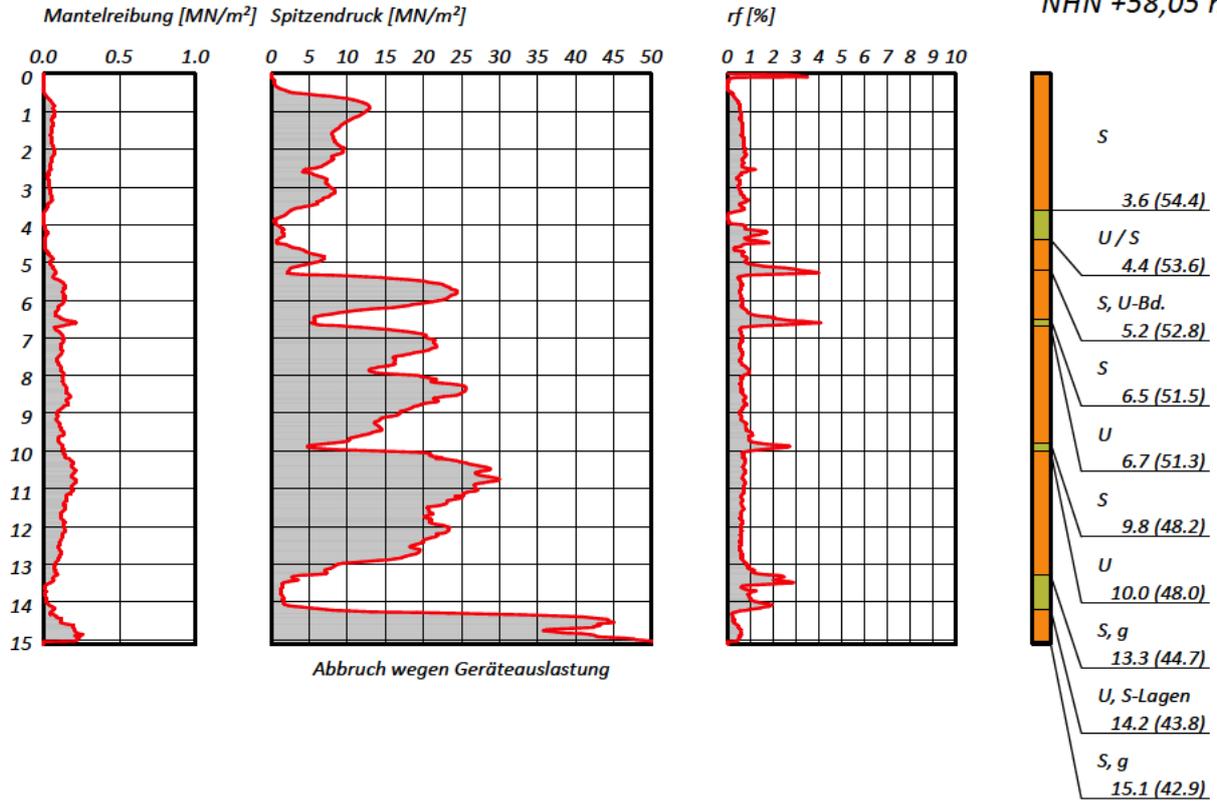
Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

CPT-202-W

NHN +58,05 m

aus CPT-202W

NHN +58,05 m



Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

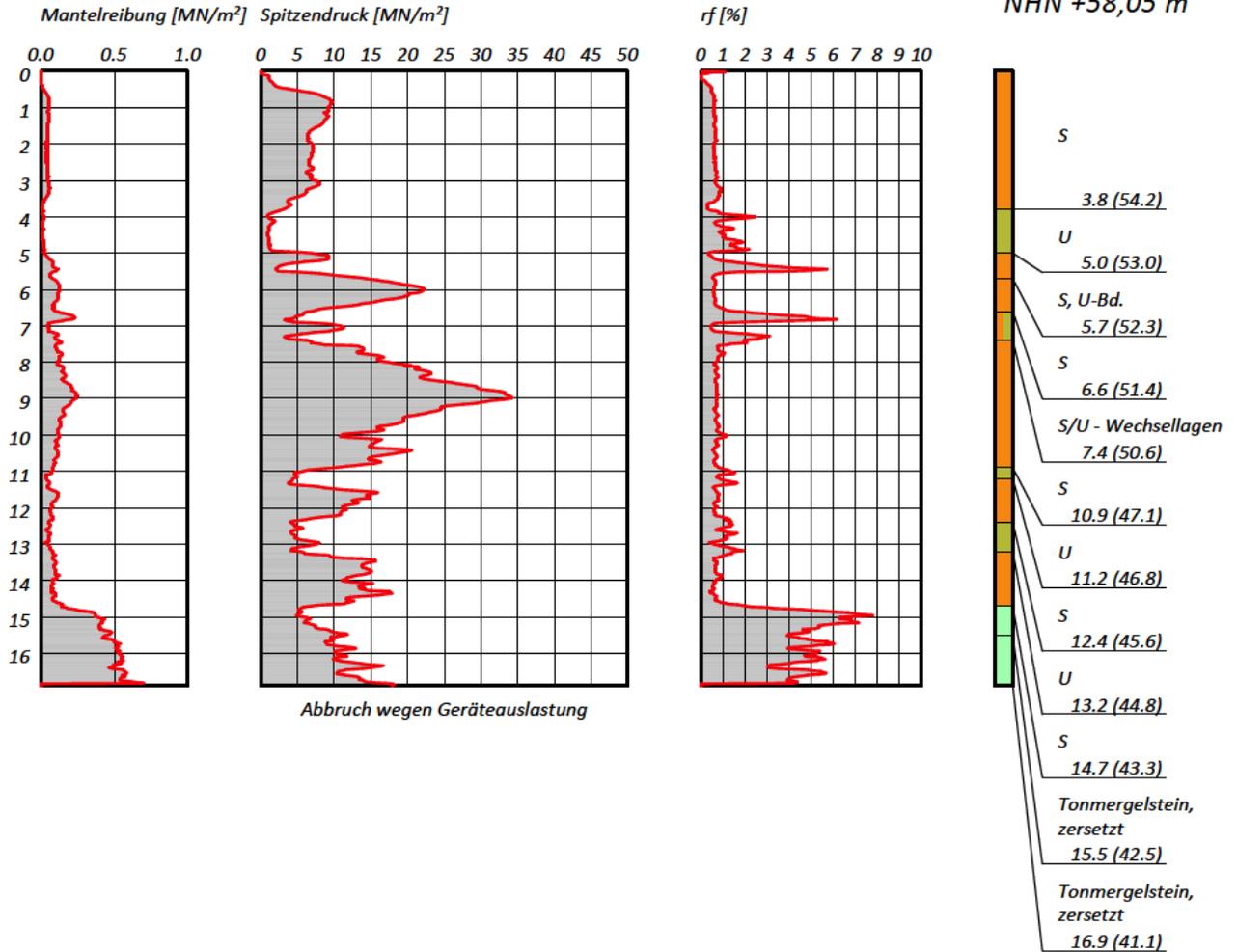
Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

CPT-203-S

NHN +58,05 m

aus CPT-203S

NHN +58,05 m



Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

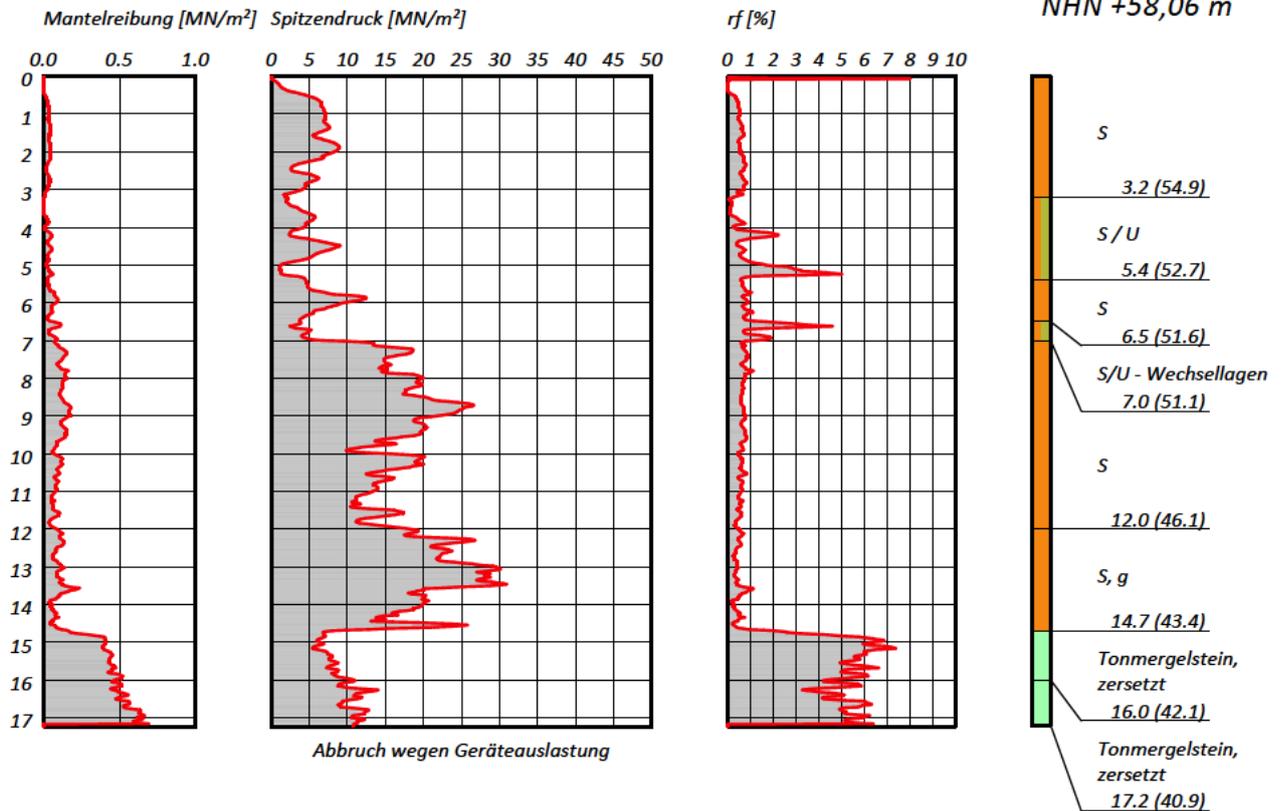
Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

CPT-204-K

NHN +58,06 m

aus CPT-204K

NHN +58,06 m



Windpark Sassenberg

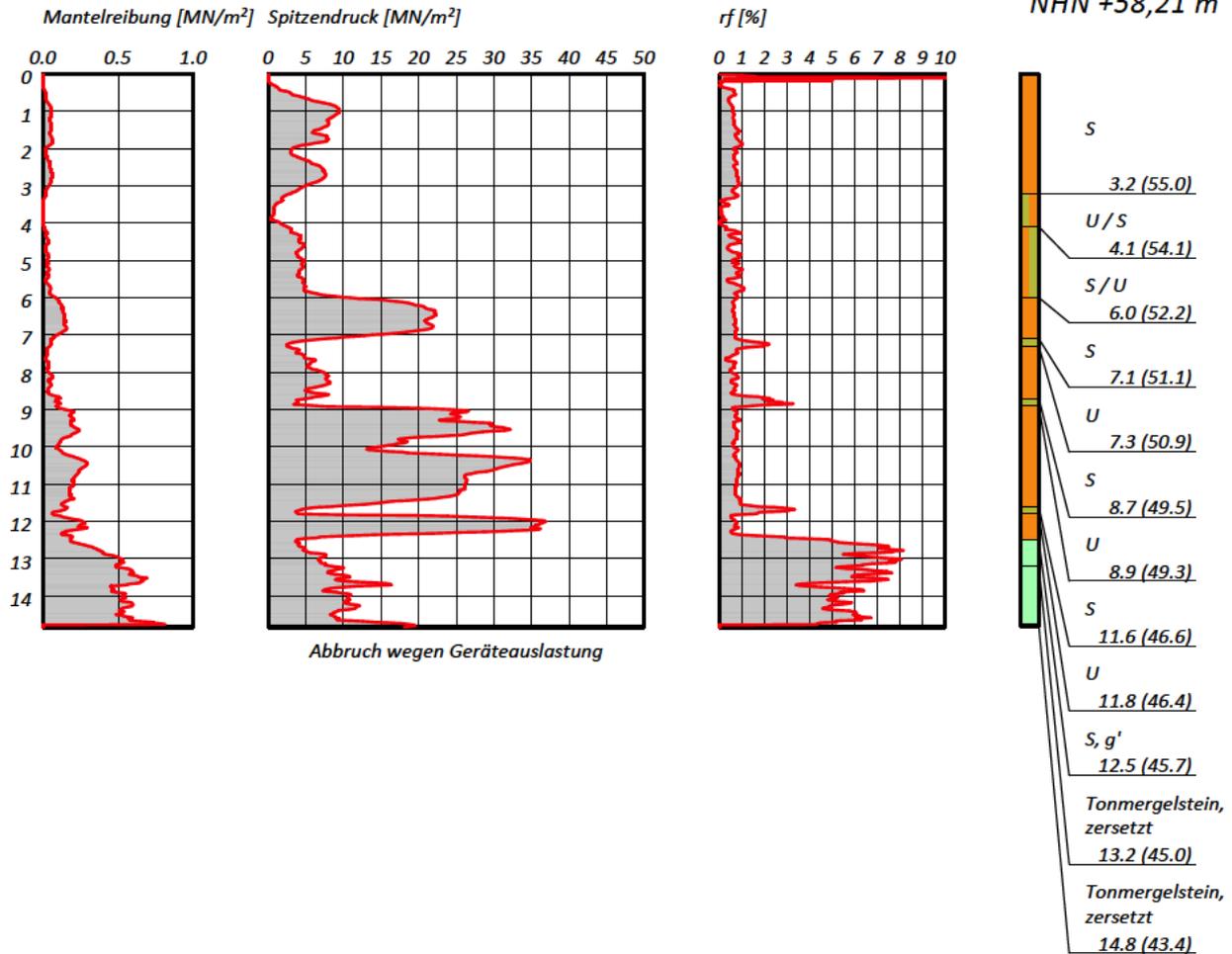
Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

CPT-301-NO
 NHN +58,21 m

aus CPT-301-NO
 NHN +58,21 m



Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

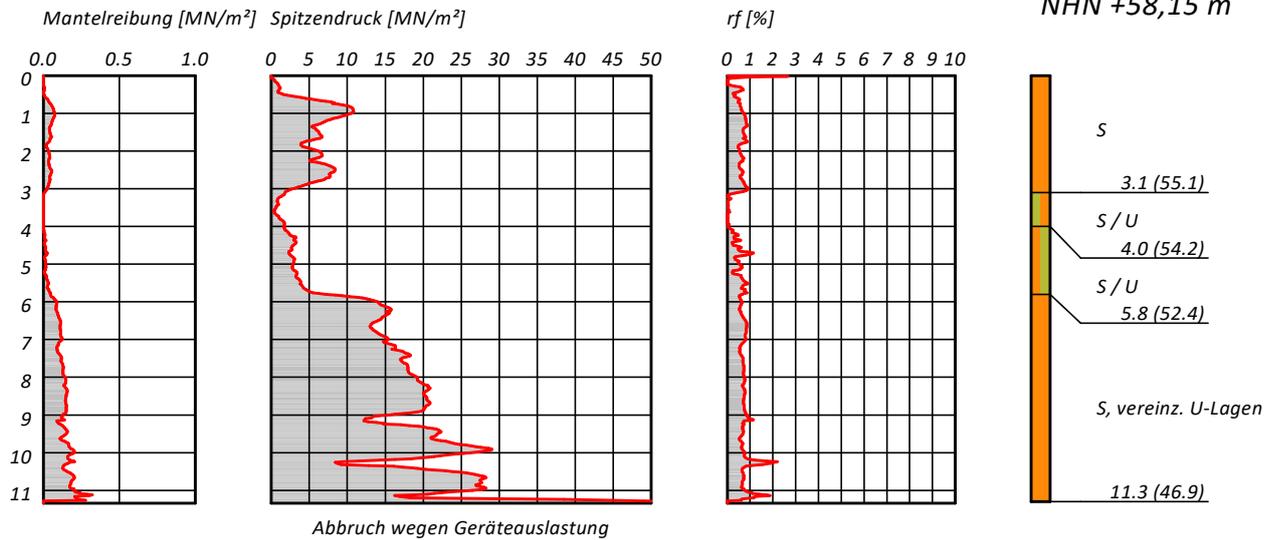
Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

CPT-302-W

NHN +58,15 m

aus CPT-302-W

NHN +58,15 m



Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

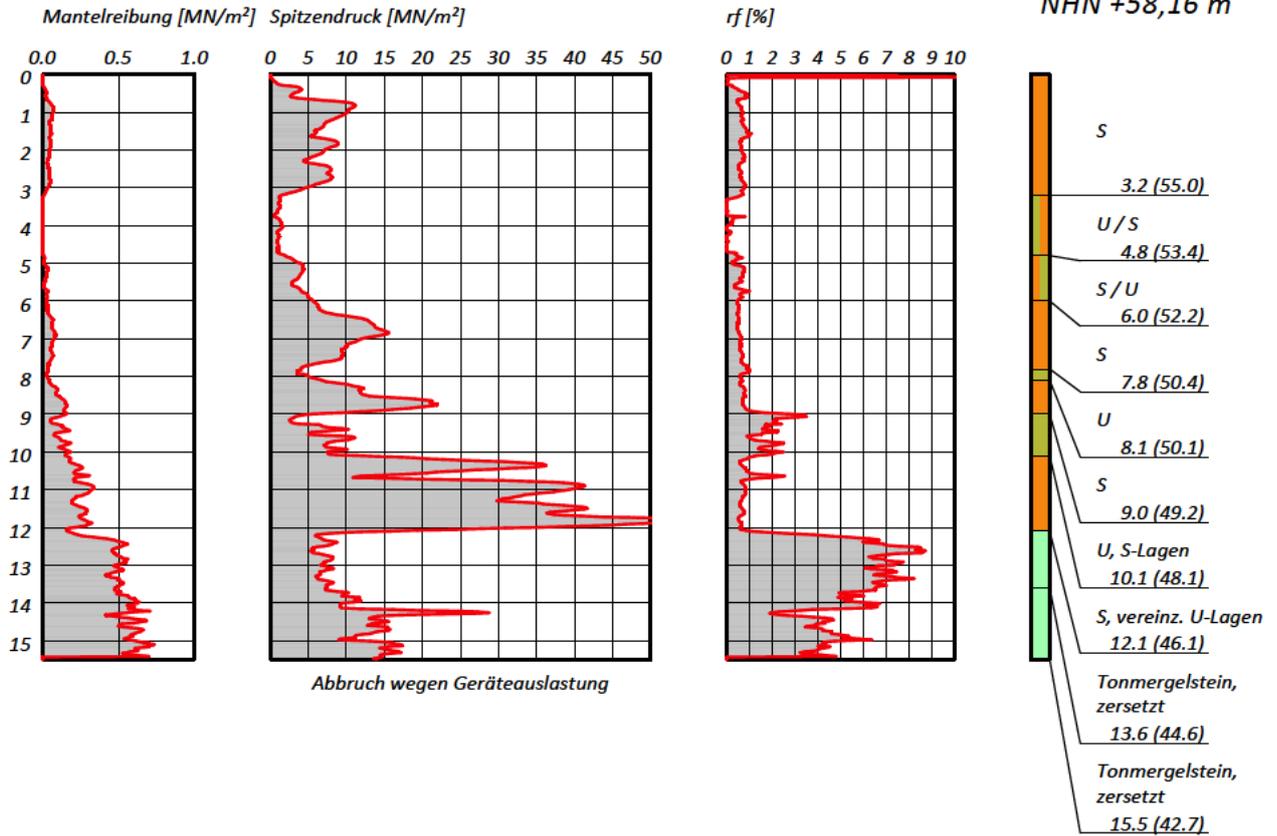
Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

CPT-303-S

NHN +58,16 m

aus CPT-303-S

NHN +58,16 m



Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

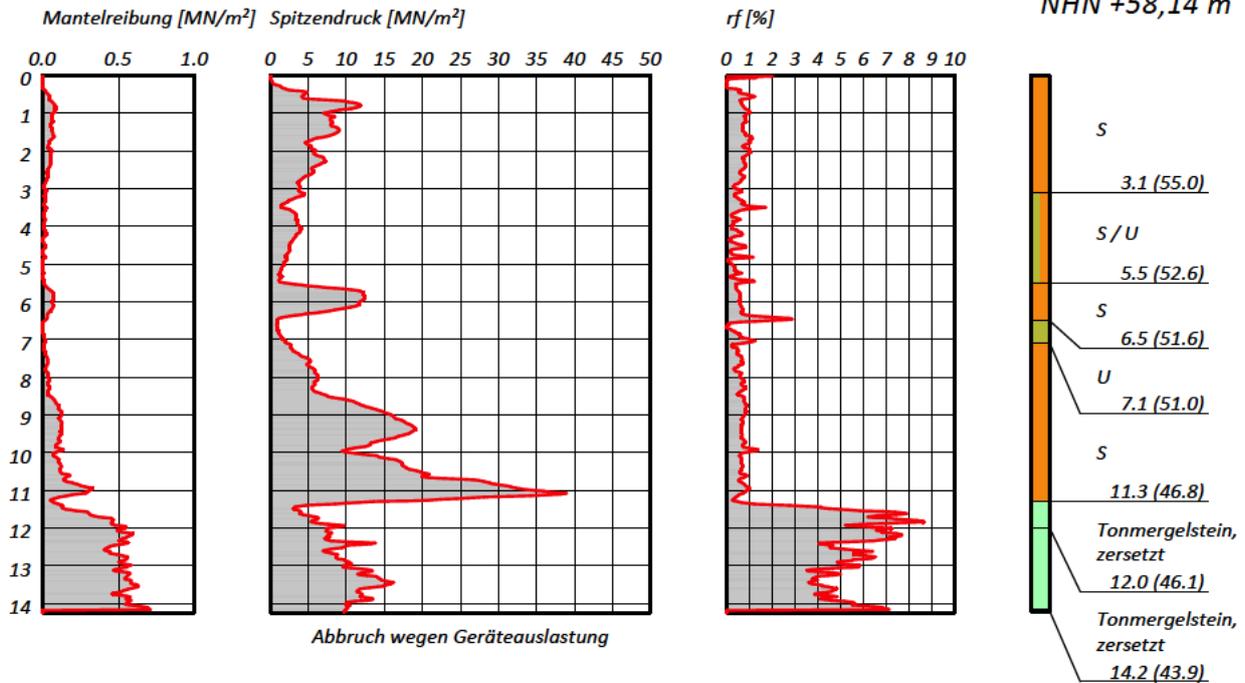
Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

CPT-304-K

NHN +58,14 m

aus CPT-304-K

NHN +58,14 m



Windpark Sassenberg

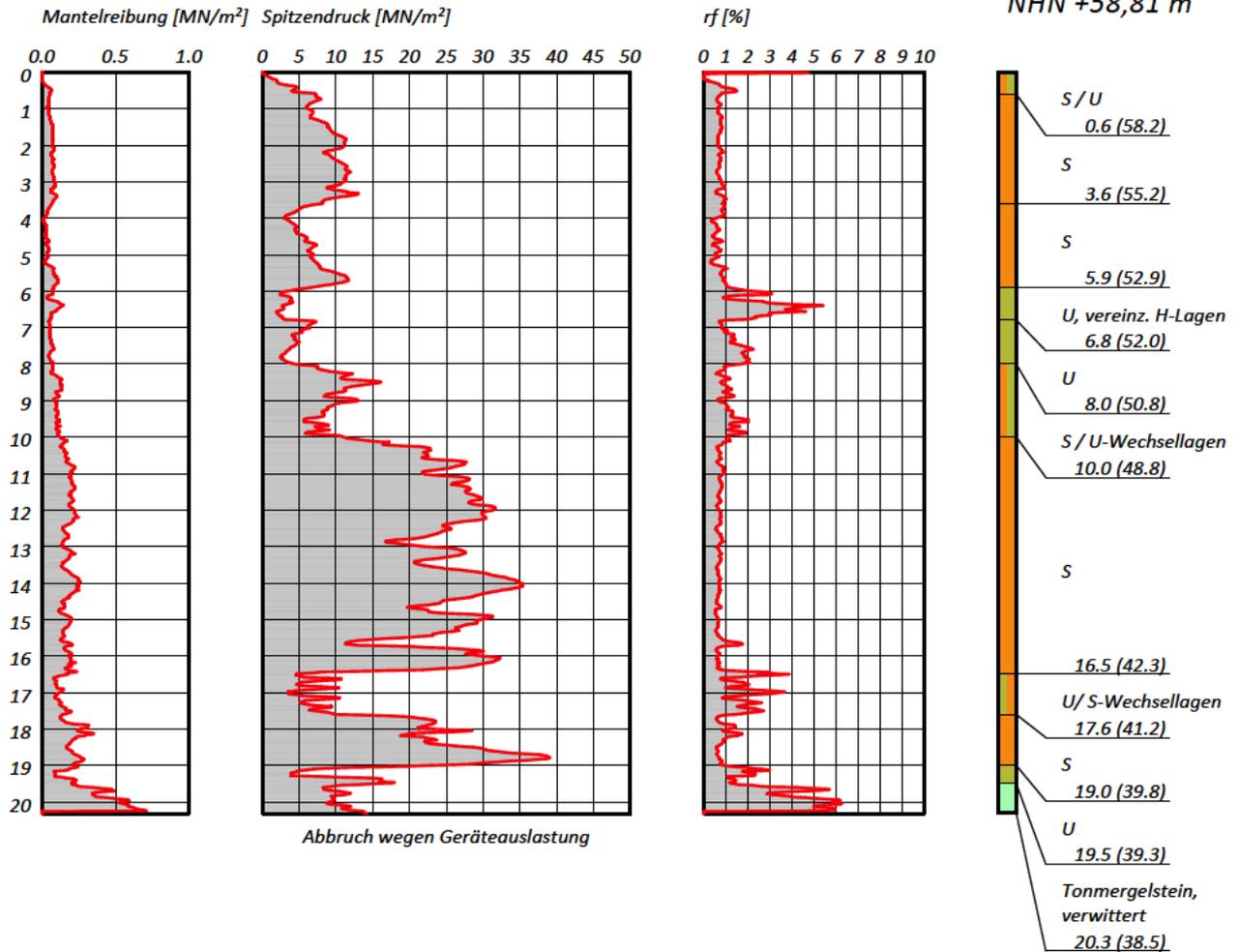
Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

CPT-401-SW
 NHN +58,81 m

aus CPT-401-SW
 NHN +58,81 m



Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

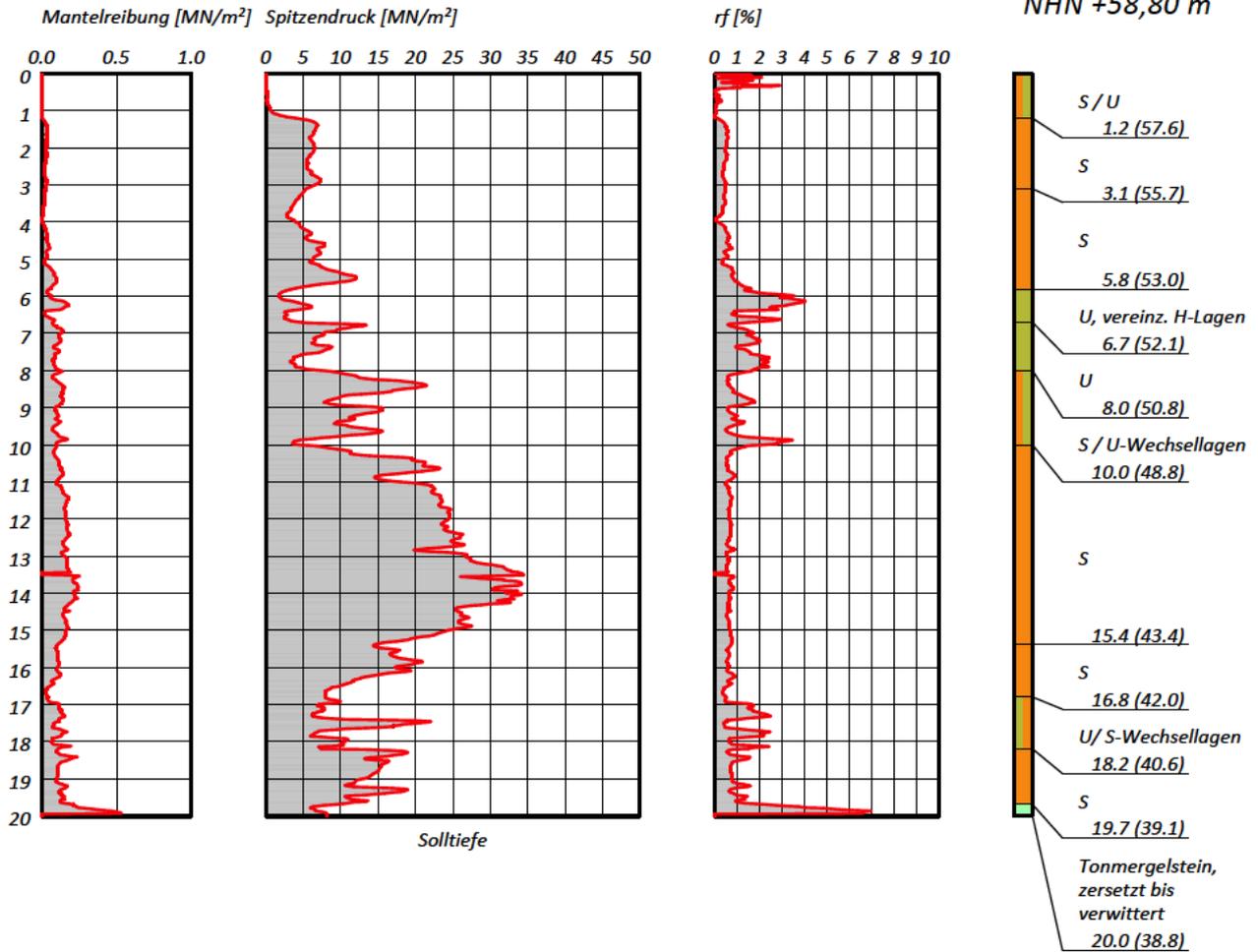
Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

CPT-402-O

NHN +58,80 m

aus CPT-402-O

NHN +58,80 m



Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

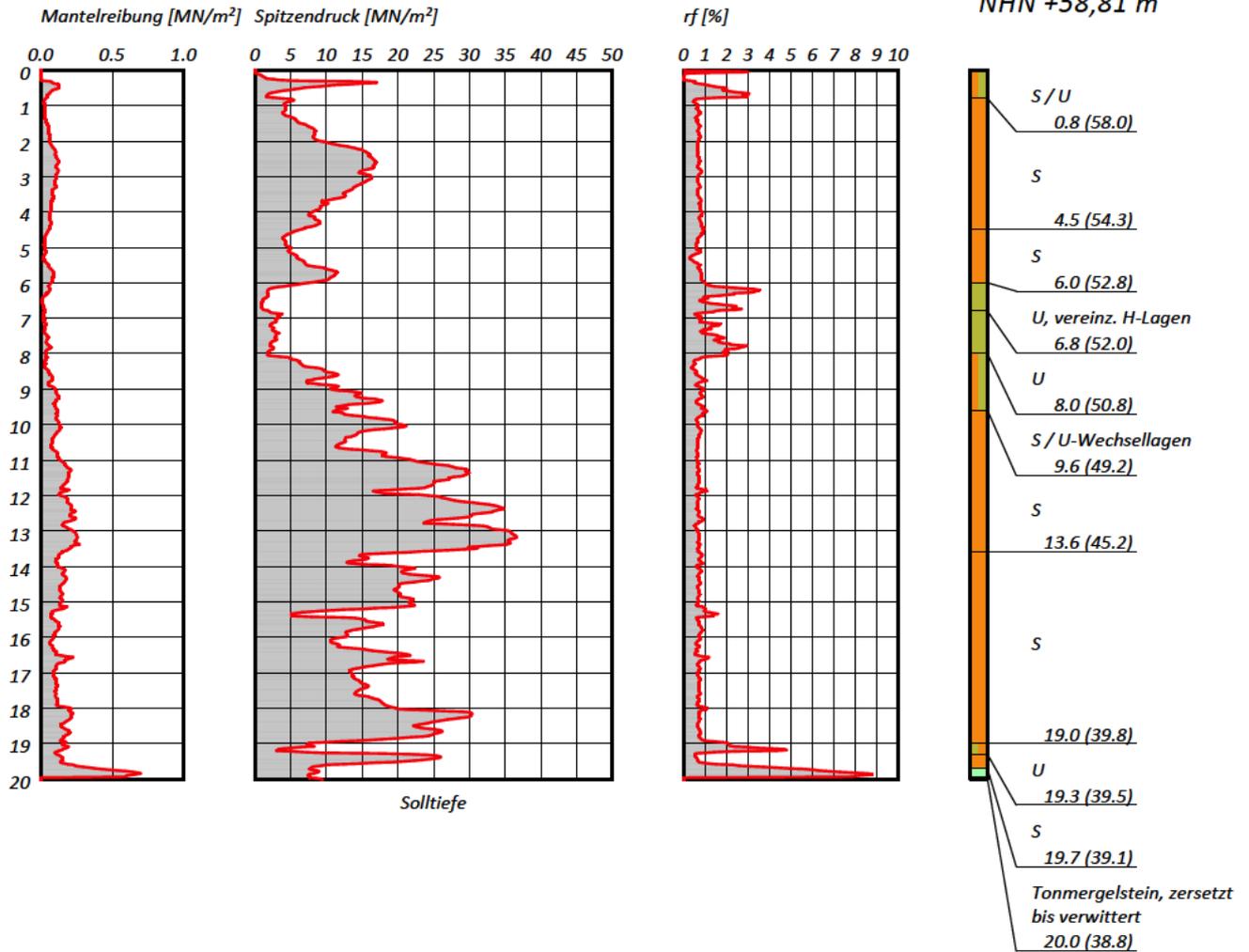
Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

CPT-403-N

NHN +58,81 m

aus CPT-403-N

NHN +58,81 m



Windpark Sassenberg

Errichtung von vier Windenergieanlagen vom Typ ENERCON EP5 E3

Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung

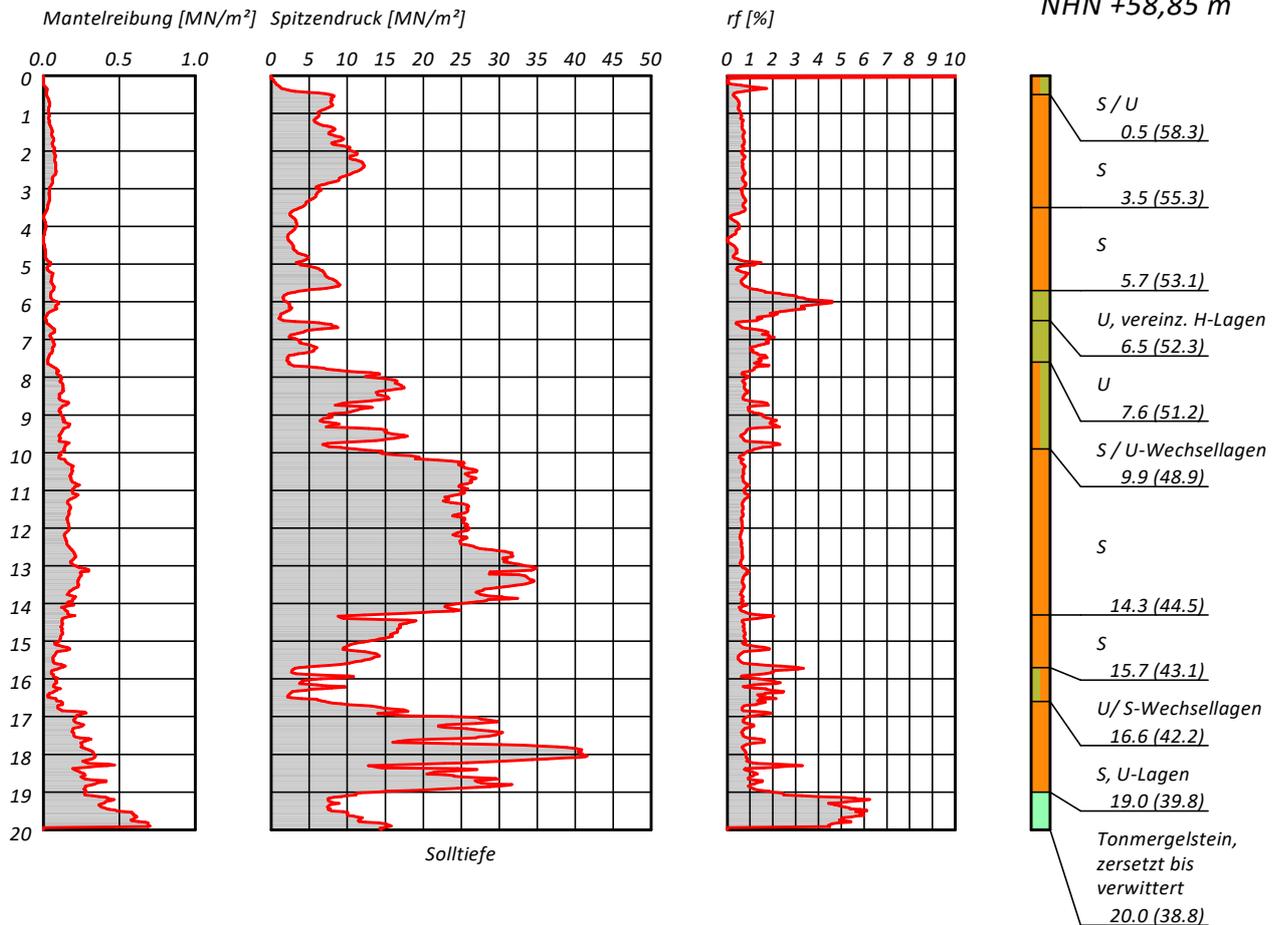
Vollständige Ergebnisse der Drucksondierungen

CPT-404-K

NHN +58,85 m

aus CPT-404-K

NHN +58,85 m



WESSLING GmbH, Feodor-Lynen-Str. 23, 30625 Hannover

WESSLING Consulting Engineering GmbH & Co. KG
Herr Dr. Marcel Brokbartold
Herlingsburg 20
22529 Hamburg

Geschäftsfeld: Umwelt
Ansprechpartner: M. Bensemann



Prüfbericht

Prüfbericht Nr.: CHA23-010243-1

Datum: 20.04.2023

Auftrag Nr.: CHA-01314-23

Auftrag: 80861 - WP Sassenberg in NRW

i.A.



Annegret Beckmann

Leitende Sachverständige Umwelt und Wasser

Dipl.-Ing. Chemie



Deutsche
Akkreditierungsstelle
D-PL-14162-01-00

Durch die DAkKS nach DIN EN ISO/IEC 17025 akkreditiertes Prüflaboratorium. Die Akkreditierung gilt für den in der Urkundenanlage [D-PL-14162-01-00] aufgeführten Akkreditierungsumfang. Akkreditierte Verfahren sind mit [^] gekennzeichnet. Prüfberichte dürfen ohne Genehmigung der WESSLING GmbH nicht auszugsweise vervielfältigt werden. Messergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die vorliegenden Prüfobjekte.

Geschäftsführer:
Anna Weßling,
Florian Weßling,
Sven Polenz
HRB 1953 AG Steinfurt

Probeninformation

Probe Nr.	23-052456-01
Bezeichnung	Grundwasser_WP_Sassenberg
Probenart	Wasser, allgemein
Probenahme	11.04.2023
Zeit	00:00
Probenahme durch	Auftraggeber
Probengefäß	2x 1000 ml PE
Anzahl Gefäße	2
Eingangsdatum	13.04.2023
Untersuchungsbeginn	13.04.2023
Untersuchungsende	20.04.2023

	23-052456-01	Einheit	Bezug	Methode	aS
Aussehen	unauffällig		WE	WES 088 (2007-12)	HA
Härtehydrogencarbonat	132,16	mg/l	WE	DIN 38405 D8 (1971) ^A	HA
Gesamthärte	209	mg/l	WE	DIN 38409-6 mod. (1986-01) ^A	HA
Nichtcarbonathärte	76,6	mg/l	WE	DIN 38405 D8 (1971) ^A	HA

Physikalisch-chemische Untersuchung

	23-052456-01	Einheit	Bezug	Methode	aS
Säurekapazität, pH 4,3	4,72	mmol/l	WE	DIN 38409 H7 (2005-12) ^A	HA
pH-Wert	7,7		WE	DIN EN ISO 10523 (2012-04) ^A	HA
Messtemperatur pH-Wert	17,4	°C	WE	DIN EN ISO 10523 (2012-04) ^A	HA

Kationen, Anionen und Nichtmetalle

	23-052456-01	Einheit	Bezug	Methode	aS
Ammonium (NH ₄)	0,18	mg/l	WE	DIN 38406 E5-1 (1983-10) ^A	HA
Chlorid (Cl)	35	mg/l	WE	DIN EN ISO 10304-1 (2009-07) ^A	HA
Sulfat (SO ₄)	68	mg/l	WE	DIN EN ISO 10304-1 (2009-07) ^A	HA
Sulfid (S), gelöst	<0,04	mg/l	WE	DIN 38405 D26 (1989-04) ^A	HA
Calcium (Ca)	140	mg/l	WE	DIN EN ISO 11885 (2009-09) ^A	HA
Eisen (Fe)	0,72	mg/l	WE	DIN EN ISO 11885 (2009-09) ^A	HA
Magnesium (Mg)	6,4	mg/l	WE	DIN EN ISO 11885 (2009-09) ^A	HA



Summenparameter

	23-052456-01	Einheit	Bezug	Methode	aS
Permanganat-Verbrauch	99,8	mg/l	W/E	DIN 4030 Teil 2 (2008-06) A	HA

Weitere chemische Untersuchungen

	23-052456-01	Einheit	Bezug	Methode	aS
Kohlensäure (CO ₂), aggressive	<5	mg/l	W/E	DIN 38404-10-M4 (1995-04) A	HA

Norm

DIN 38409-6 mod. (1986-01)

Modifikation

Bestimmung des Calcium- und Magnesium-Gehaltes mit der ICP-OES oder ICP-MS

Legende

aS	ausführender Standort	W/E	Wasser / Eluat	n. n.	nicht nachgewiesen (chemisch), nicht nachweisbar (mikrobiologisch)
n. b.	nicht bestimmbar	n. a.	nicht analysiert (chemisch), nicht auswertbar (mikrobiologisch)	HA	WESSLING GmbH Hannover



Deutsche
Akkreditierungsstelle
D-PL-14162-01-00

Durch die DAKKS nach DIN EN ISO/IEC 17025 akkreditiertes Prüflaboratorium. Die Akkreditierung gilt für den in der Urkundenanlage [D-PL-14162-01-00] aufgeführten Akkreditierungsumfang. Akkreditierte Verfahren sind mit ^A gekennzeichnet. Prüfberichte dürfen ohne Genehmigung der WESSLING GmbH nicht auszugsweise vervielfältigt werden. Messergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die vorliegenden Prüfobjekte.

Geschäftsführer:
Anna Weßling,
Florian Weßling,
Sven Polenz
HRB 1953 AG Steinfurt

WESSLING GmbH, Feodor-Lynen-Str. 23, 30625 Hannover

WESSLING Consulting Engineering GmbH & Co. KG
Herr Dr. Marcel Brokbartold
Herlingsburg 20
22529 Hamburg

Geschäftsfeld: Umwelt
Ansprechpartner: M. Bensemann



Prüfbericht

Prüfbericht Nr.: CHA23-010213-1

Datum: 19.04.2023

Auftrag Nr.: CHA-01313-23

Auftrag: 80861 WP Sassenberg in NRW



Marco Bensemann
Sachverständiger Umwelt und Wasser
M. Sc. Geoökologie



Deutsche
Akkreditierungsstelle
D-PL-14162-01-00

Durch die DAKKS nach DIN EN ISO/IEC 17025 akkreditiertes Prüflaboratorium. Die Akkreditierung gilt für den in der Urkundenanlage [D-PL-14162-01-00] aufgeführten Akkreditierungsumfang. Akkreditierte Verfahren sind mit [^] gekennzeichnet. Prüfberichte dürfen ohne Genehmigung der WESSLING GmbH nicht auszugsweise vervielfältigt werden. Messergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die vorliegenden Prüfobjekte.

Geschäftsführer:
Anna Weßling,
Florian Weßling,
Sven Polenz
HRB 1953 AG Steinfurt

Probeninformation

Probe Nr.	23-052455-01
Bezeichnung	MP-1 Sand
Probenart	Boden
Probenahme	11.04.2023
Zeit	00:00
Probenahme durch	Auftraggeber
Eingangsdatum	13.04.2023
Untersuchungsbeginn	13.04.2023
Untersuchungsende	19.04.2023

Physikalische Untersuchung

	23-052455-01	Einheit	Bezug	Methode	aS
Trockensubstanz	82,1	Gew%	OS	DIN EN 14346 (2007-03) ^A	RM

Summenparameter

	23-052455-01	Einheit	Bezug	Methode	aS
EOX	<0,61	mg/kg	TS	DIN 38414 S17 mod. (2017-01)	RM
Kohlenwasserstoffe C10-C22	<37	mg/kg	TS	DIN EN 14039 (2005-01) i.V. LAGA KW/04 (2019-09) ^A	RM
Kohlenwasserstoffe C10-C40	<37	mg/kg	TS	DIN EN 14039 (2005-01) i.V. LAGA KW/04 (2019-09) ^A	RM
TOC	1,2	Gew%	TS	DIN EN 15936 (2012-11) ^A	OP

Extraktions- und Reinigungsverfahren

	23-052455-01	Einheit	Bezug	Methode	aS
Königswasser-Extrakt	ja			DIN EN 13657-V3 (2003-01) ^A	RM

Im Königswasser-Extrakt**Elemente**

	23-052455-01	Einheit	Bezug	Methode	aS
Arsen (As)	<5	mg/kg	TS	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Blei (Pb)	9,1	mg/kg	TS	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Cadmium (Cd)	<0,2	mg/kg	TS	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Chrom (Cr)	6,4	mg/kg	TS	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Kupfer (Cu)	9,0	mg/kg	TS	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Nickel (Ni)	7,2	mg/kg	TS	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Zink (Zn)	33	mg/kg	TS	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM

Deutsche
Akkreditierungsstelle
D-PL-14162-01-00Durch die DAKKS nach DIN EN ISO/IEC 17025 akkreditiertes Prüflaboratorium. Die Akkreditierung gilt für den in der Urkundenanlage [D-PL-14162-01-00] aufgeführten Akkreditierungsumfang. Akkreditierte Verfahren sind mit ^A gekennzeichnet. Prüfberichte dürfen ohne Genehmigung der WESSLING GmbH nicht auszugsweise vervielfältigt werden. Messergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die vorliegenden Prüfobjekte.Geschäftsführer:
Anna Weßling,
Florian Weßling,
Sven Polenz
HRB 1953 AG Steinfurt

Polycyclische aromatische Kohlenwasserstoffe (PAK)

	23-052455-01	Einheit	Bezug	Methode	aS
Naphthalin	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Acenaphthylen	<0,12	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Acenaphthen	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Fluoren	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Phenanthren	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Anthracen	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Fluoranthren	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Pyren	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Benzo(a)anthracen	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Chrysen	0,04	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Benzo(b)fluoranthren	0,55	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Benzo(k)fluoranthren	0,10	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Benzo(a)pyren	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Dibenz(a,h)anthracen	0,05	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Benzo(ghi)perylene	0,10	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Indeno(1,2,3-cd)pyren	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Summe quantifizierter PAK16	0,83	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Summe PAK16 incl. ½BG	1,0	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM

Elemente aus dem Königswasserdruckaufschluss

	23-052455-01	Einheit	Bezug	Methode	aS
Quecksilber (Hg)	<0,1	mg/kg	TS	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) A	RM

Eluaterstellung

	23-052455-01	Einheit	Bezug	Methode	aS
Volumen des Auslaugungsmittel	500,0	ml	OS	DIN EN 12457-4 (2003-01) A	RM
Frischmasse der Messprobe	62,3	g	OS	DIN EN 12457-4 (2003-01) A	RM
Erstellung eines Eluats	ja		OS	DIN EN 12457-4 (2003-01) A	RM
Feuchtegehalt	21,8	Gew%	TS	DIN EN 12457-4 (2003-01) A	RM



Im Eluat**Physikalische Untersuchung**

	23-052455-01	Einheit	Bezug	Methode	aS
pH-Wert	8,0		EL 10:1	DIN EN ISO 10523 (2012-04) ^A	RM
Messtemperatur pH-Wert	21,1	°C	EL 10:1	DIN EN ISO 10523 (2012-04) ^A	RM
Leitfähigkeit [25°C], elektrische	169	µS/cm	EL 10:1	DIN EN 27888 (1993-11) ^A	RM

Anionen

	23-052455-01	Einheit	Bezug	Methode	aS
Chlorid (Cl)	<1	mg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 10304-1 (2009-07) ^A	RM
Sulfat (SO ₄)	1,2	mg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 10304-1 (2009-07) ^A	RM

Elemente

	23-052455-01	Einheit	Bezug	Methode	aS
Arsen (As)	<3	µg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Blei (Pb)	<5	µg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Cadmium (Cd)	<0,5	µg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Chrom (Cr)	<4	µg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Kupfer (Cu)	<5	µg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Nickel (Ni)	<5	µg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Zink (Zn)	<30	µg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Quecksilber (Hg)	<0,2	µg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01)	RM



Probeninformation

Probe Nr.	23-052455-02
Bezeichnung	MP-2 Schotter, Kies (Tragschicht)
Probenart	Boden
Probenahme	11.04.2023
Zeit	00:00
Probenahme durch	Auftraggeber
Eingangsdatum	13.04.2023
Untersuchungsbeginn	13.04.2023
Untersuchungsende	19.04.2023

Physikalische Untersuchung

	23-052455-02	Einheit	Bezug	Methode	aS
Trockensubstanz	92,4	Gew%	OS	DIN EN 14346 (2007-03) ^A	RM

Summenparameter

	23-052455-02	Einheit	Bezug	Methode	aS
EOX	<0,54	mg/kg	TS	DIN 38414 S17 mod. (2017-01)	RM
Kohlenwasserstoffe C10-C22	<32	mg/kg	TS	DIN EN 14039 (2005-01) i.V. LAGA KW/04 (2019-09) ^A	RM
Kohlenwasserstoffe C10-C40	<32	mg/kg	TS	DIN EN 14039 (2005-01) i.V. LAGA KW/04 (2019-09) ^A	RM
TOC	0,23	Gew%	TS	DIN EN 15936 (2012-11) ^A	OP

Extraktions- und Reinigungsverfahren

	23-052455-02	Einheit	Bezug	Methode	aS
Königswasser-Extrakt	ja			DIN EN 13657-V3 (2003-01) ^A	RM

Im Königswasser-Extrakt**Elemente**

	23-052455-02	Einheit	Bezug	Methode	aS
Arsen (As)	<5	mg/kg	TS	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Blei (Pb)	<5	mg/kg	TS	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Cadmium (Cd)	<0,2	mg/kg	TS	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Chrom (Cr)	17	mg/kg	TS	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Kupfer (Cu)	5,5	mg/kg	TS	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Nickel (Ni)	16	mg/kg	TS	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Zink (Zn)	22	mg/kg	TS	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM



Polycyclische aromatische Kohlenwasserstoffe (PAK)

	23-052455-02	Einheit	Bezug	Methode	aS
Naphthalin	0,11	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Acenaphthylen	<0,11	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Acenaphthen	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Fluoren	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Phenanthren	0,06	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Anthracen	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Fluoranthren	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Pyren	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Benzo(a)anthracen	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Chrysen	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Benzo(b)fluoranthren	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Benzo(k)fluoranthren	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Benzo(a)pyren	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Dibenz(a,h)anthracen	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Benzo(ghi)perylene	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Indeno(1,2,3-cd)pyren	<0,02	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Summe quantifizierter PAK16	0,17	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM
Summe PAK16 incl. ½BG	0,37	mg/kg	TS	DIN 38414 S23 (2002-02) A	RM

Elemente aus dem Königswasserdruckaufschluss

	23-052455-02	Einheit	Bezug	Methode	aS
Quecksilber (Hg)	<0,1	mg/kg	TS	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) A	RM

Eluaterstellung

	23-052455-02	Einheit	Bezug	Methode	aS
Volumen des Auslaugungsmittel	500,0	ml	OS	DIN EN 12457-4 (2003-01) A	RM
Frischmasse der Messprobe	54,6	g	OS	DIN EN 12457-4 (2003-01) A	RM
Erstellung eines Eluats	ja		OS	DIN EN 12457-4 (2003-01) A	RM
Feuchtegehalt	8,2	Gew%	TS	DIN EN 12457-4 (2003-01) A	RM



Im Eluat**Physikalische Untersuchung**

	23-052455-02	Einheit	Bezug	Methode	aS
pH-Wert	8,3		EL 10:1	DIN EN ISO 10523 (2012-04) ^A	RM
Messtemperatur pH-Wert	21,1	°C	EL 10:1	DIN EN ISO 10523 (2012-04) ^A	RM
Leitfähigkeit [25°C], elektrische	129	µS/cm	EL 10:1	DIN EN 27888 (1993-11) ^A	RM

Anionen

	23-052455-02	Einheit	Bezug	Methode	aS
Chlorid (Cl)	<1	mg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 10304-1 (2009-07) ^A	RM
Sulfat (SO ₄)	4,3	mg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 10304-1 (2009-07) ^A	RM

Elemente

	23-052455-02	Einheit	Bezug	Methode	aS
Arsen (As)	<3	µg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Blei (Pb)	<5	µg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Cadmium (Cd)	<0,5	µg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Chrom (Cr)	<4	µg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Kupfer (Cu)	<5	µg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Nickel (Ni)	<5	µg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Zink (Zn)	<30	µg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01) ^A	RM
Quecksilber (Hg)	<0,2	µg/l	EL 10:1	DIN EN ISO 17294-2 (2017-01)	RM

Norm

DIN 38414 S17 mod. (2017-01)

Modifikation

zusätzlich Böden, Extraktion mit Ultraschall

Legende

aS	ausführender Standort	OS	Originalsubstanz	TS	Trockensubstanz
EL 10:1	Eluat mit Wasser-Feststoff-Verhältnis 10:1	n. n.	nicht nachgewiesen (chemisch), nicht nachweisbar (mikrobiologisch)	n. b.	nicht bestimmbar
n. a.	nicht analysiert (chemisch), nicht auswertbar (mikrobiologisch)	RM	WESSLING GmbH Rhein-Main (Weiterstadt)	OP	WESSLING GmbH Oppin

Deutsche
Akkreditierungsstelle
D-PL-14162-01-00

Durch die DAkkS nach DIN EN ISO/IEC 17025 akkreditiertes Prüflaboratorium. Die Akkreditierung gilt für den in der Urkundenanlage [D-PL-14162-01-00] aufgeführten Akkreditierungsumfang. Akkreditierte Verfahren sind mit ^A gekennzeichnet. Prüfberichte dürfen ohne Genehmigung der WESSLING GmbH nicht auszugsweise vervielfältigt werden. Messergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die vorliegenden Prüfobjekte.

Geschäftsführer:
Anna Weßling,
Florian Weßling,
Sven Polenz
HRB 1953 AG Steinfurt

Gegenüberstellung von Messwerten und Zuordnungswerten gemäß

LAGA – Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Abfällen: Teil II:

Technische Regeln für die Verwertung 1.2 Bodenmaterial (TR Boden) – (Stand 05.11.2004)

Anhang zum Prüfbericht: **CHA23-010213-1**Proben-Nr.: **23-052455-01**Bodenart gemäß Probenahmeprotokoll bzw. Kundenangabe: **k.A.****Zuordnungswerte Feststoff für Boden (Tabelle II 1.2.-2 und Tabelle II 1.2-4)**

Parameter	Dimension	Analysenwert	Z 0			Z 0* ¹⁾	Z 1	Z 2	Zuordnung
			Sand	Lehm / Schluff	Ton				
Arsen	mg/kg TS	<5	10	15	20	15 ²⁾	45	150	Z 0
Blei	mg/kg TS	9,1	40	70	100	140	210	700	Z 0
Cadmium	mg/kg TS	<0,2	0,4	1	1,5	1 ³⁾	3	10	Z 0
Chrom (gesamt)	mg/kg TS	6,4	30	60	100	120	180	600	Z 0
Kupfer	mg/kg TS	9	20	40	60	80	120	400	Z 0
Nickel	mg/kg TS	7,2	15	50	70	100	150	500	Z 0
Thallium	mg/kg TS	n.a.	0,4	0,7	1	0,7 ⁴⁾	2,1	7	k.A.
Quecksilber	mg/kg TS	0	0,1	0,5	1	1,0	1,5	5	k.A.
Zink	mg/kg TS	33	60	150	200	300	450	1500	Z 0
Cyanide gesamt	mg/kg TS	n.a.	-	-	-	-	3	10	k.A.
TOC (Masse%)		1,2	0,5(1,0) ⁵⁾			0,5(1,0) ⁵⁾	1,5	5	Z 1
EOX	mg/kg TS	<0,61	1			1 ⁶⁾	3 ⁶⁾	10	Z 0
Kohlenwasserstoffe (C10-C22)	mg/kg TS	<37	100			200 ⁷⁾	300 ⁷⁾	1000 ⁷⁾	Z 0
Kohlenwasserstoffe (C10-C40)	mg/kg TS	<37	-			(400) ⁷⁾	(600) ⁷⁾	(2000) ⁷⁾	k.A.
BTX	mg/kg TS	n.a.	1			1	1	1	k.A.
LHKW	mg/kg TS	n.a.	1			1	1	1	k.A.
PCB ₆	mg/kg TS	n.a.	0,05			0,1	0,15	0,5	k.A.
PAK ₁₆	mg/kg TS	1	3			3	3(9) ⁸⁾	30	Z 0
Benzo(a)pyren	mg/kg TS	<0,02	0,3			0,6	0,9	3	Z 0

Zuordnungswerte Eluat für Boden (Tabelle II. 1.2-3 und Tabelle II. 1.2.-5)

Parameter	Dimension	Analysenwert	Z 0/Z 0*	Z1.1	Z1.2	Z2	Zuordnung
pH-Wert	-	8	6,5 - 9,5	6,5 - 9,5	6 - 12	5,5 - 12	Z 0/Z 0*
Leitfähigkeit	µS/cm	169	250	250	1500	2000	Z 0/Z 0*
Chlorid	mg/l	<1	30	30	50	100 ⁹⁾	Z 0/Z 0*
Sulfat	mg/l	1,2	20	20	50	200	Z 0/Z 0*
Cyanid	µg/l	n.a.	5	5	10	20	k.A.
Arsen	µg/l	<3	14	14	20	60 ¹⁰⁾	Z 0/Z 0*
Blei	µg/l	<5	40	40	80	200	Z 0/Z 0*
Cadmium	µg/l	<0,5	1,5	1,5	3	6	Z 0/Z 0*
Chrom (gesamt)	µg/l	<4	12,5	12,5	25	60	Z 0/Z 0*
Kupfer	µg/l	<5	20	20	60	100	Z 0/Z 0*
Nickel	µg/l	<5	15	15	20	70	Z 0/Z 0*
Quecksilber	µg/l	n.a.	<0,5	<0,5	1	2	k.A.
Zink	µg/l	<30	150	150	200	600	Z 0/Z 0*
Phenolindex	µg/l	n.a.	20	20	40	100	k.A.

n.n. = nicht nachgewiesen

n.b. = nicht bestimmbar

n.a. = nicht analysiert

k.A. = keine Angabe

-/- = alle Einzelmesswerte < Bestimmungsgrenze

1) maximale Feststoffgehalte für die Verfüllung von Abgrabungen unter Einhaltung bestimmter Randbedingungen (siehe "Ausnahmen von der Regel" für die Verfüllung von Abgrabungen in Nr. II.1.2.3.2)

2) Der Wert 15 mg/kg gilt für Bodenmaterial der Bodenarten Sand und Lehm/Schluff. Für Bodenmaterial der Bodenart Ton gilt der Wert 20 mg/kg

3) Der Wert 1 mg/kg gilt für Bodenmaterial der Bodenarten Sand und Lehm/Schluff. Für Bodenmaterial der Bodenart Ton gilt der Wert 1,5 mg/kg

4) Der Wert 0,7 mg/kg gilt für Bodenmaterial der Bodenarten Sand und Lehm/Schluff. Für Bodenmaterial der Bodenart Ton gilt der Wert 1,0 mg/kg

5) Bei einem C:N-Verhältnis > 25 beträgt der Zuordnungswert 1 Masse-%.

6) Bei Überschreitung ist die Ursache zu prüfen.

7) Die angegebenen Zuordnungswerte gelten für Kohlenwasserstoffverbindungen mit einer Kettenlänge von C10 bis C22. Der Gesamtgehalt, bestimmt nach E DIN EN 14039 (C10 bis C40), darf insgesamt den in Klammern genannten Wert nicht überschreiten.

8) Bodenmaterial mit Zuordnungswerten > 3 mg/kg und < 9 mg/kg darf nur in Gebieten mit hydrogeologisch günstigen Deckschichten eingebaut werden.

9) bei natürlichen Böden in Ausnahmefällen bis 300 mg/l

10) bei natürlichen Böden in Ausnahmefällen bis 120 µg/l

Hinweis:

Die Zuordnung erfolgt ausschließlich auf formaler Grundlage und ist nicht Gegenstand der akkreditierten Leistung. Einzel- und Sonderfallregelungen (z. B. durch Fußnoten) sind nicht berücksichtigt. Diese Zuordnung ersetzt keine Gutachterleistung unter Berücksichtigung aller Rahmenbedingungen.

Gegenüberstellung von Messwerten und Zuordnungswerten gemäß

LAGA – Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Abfällen: Teil II:

Technische Regeln für die Verwertung 1.2 Bodenmaterial (TR Boden) – (Stand 05.11.2004)

Anhang zum Prüfbericht: **CHA23-010213-1**Proben-Nr.: **23-052455-02**Bodenart gemäß Probenahmeprotokoll bzw. Kundenangabe: **k.A.****Zuordnungswerte Feststoff für Boden (Tabelle II 1.2.-2 und Tabelle II 1.2.-4)**

Parameter	Dimension	Analysenwert	Z 0			Z 0* ¹⁾	Z 1	Z 2	Zuordnung
			Sand	Lehm / Schluff	Ton				
Arsen	mg/kg TS	<5	10	15	20	15 ²⁾	45	150	Z 0
Blei	mg/kg TS	<5	40	70	100	140	210	700	Z 0
Cadmium	mg/kg TS	<0,2	0,4	1	1,5	1 ³⁾	3	10	Z 0
Chrom (gesamt)	mg/kg TS	17	30	60	100	120	180	600	Z 0
Kupfer	mg/kg TS	5,5	20	40	60	80	120	400	Z 0
Nickel	mg/kg TS	16	15	50	70	100	150	500	k.A.
Thallium	mg/kg TS	n.a.	0,4	0,7	1	0,7 ⁴⁾	2,1	7	k.A.
Quecksilber	mg/kg TS	0	0,1	0,5	1	1,0	1,5	5	k.A.
Zink	mg/kg TS	22	60	150	200	300	450	1500	Z 0
Cyanide gesamt	mg/kg TS	n.a.	-	-	-	-	3	10	k.A.
TOC (Masse%)		0,23	0,5(1,0) ⁵⁾		0,5(1,0) ⁵⁾	1,5	5	5	Z 0
EOX	mg/kg TS	<0,54	1		1 ⁶⁾	3 ⁶⁾	10	10	Z 0
Kohlenwasserstoffe (C10-C22)	mg/kg TS	<32	100		200 ⁷⁾	300 ⁷⁾	1000 ⁷⁾	1000 ⁷⁾	Z 0
Kohlenwasserstoffe (C10-C40)	mg/kg TS	<32	-		(400) ⁷⁾	(600) ⁷⁾	(2000) ⁷⁾	(2000) ⁷⁾	k.A.
BTX	mg/kg TS	n.a.	1		1	1	1	1	k.A.
LHKW	mg/kg TS	n.a.	1		1	1	1	1	k.A.
PCB ₆	mg/kg TS	n.a.	0,05		0,1	0,15	0,5	0,5	k.A.
PAK ₁₆	mg/kg TS	0,37	3		3	3(9) ⁸⁾	30	30	Z 0
Benzo(a)pyren	mg/kg TS	<0,02	0,3		0,6	0,9	3	3	Z 0

Zuordnungswerte Eluat für Boden (Tabelle II. 1.2-3 und Tabelle II. 1.2.-5)

Parameter	Dimension	Analysenwert	Z 0/Z 0*	Z 1.1	Z 1.2	Z 2	Zuordnung
pH-Wert	-	8,3	6,5 - 9,5	6,5 - 9,5	6 - 12	5,5 - 12	Z 0/Z 0*
Leitfähigkeit	µS/cm	129	250	250	1500	2000	Z 0/Z 0*
Chlorid	mg/l	<1	30	30	50	100 ⁹⁾	Z 0/Z 0*
Sulfat	mg/l	4,3	20	20	50	200	Z 0/Z 0*
Cyanid	µg/l	n.a.	5	5	10	20	k.A.
Arsen	µg/l	<3	14	14	20	60 ¹⁰⁾	Z 0/Z 0*
Blei	µg/l	<5	40	40	80	200	Z 0/Z 0*
Cadmium	µg/l	<0,5	1,5	1,5	3	6	Z 0/Z 0*
Chrom (gesamt)	µg/l	<4	12,5	12,5	25	60	Z 0/Z 0*
Kupfer	µg/l	<5	20	20	60	100	Z 0/Z 0*
Nickel	µg/l	<5	15	15	20	70	Z 0/Z 0*
Quecksilber	µg/l	n.a.	<0,5	<0,5	1	2	k.A.
Zink	µg/l	<30	150	150	200	600	Z 0/Z 0*
Phenolindex	µg/l	n.a.	20	20	40	100	k.A.

n.n. = nicht nachgewiesen

n.b. = nicht bestimmbar

n.a. = nicht analysiert

k.A. = keine Angabe

-/- = alle Einzelmesswerte < Bestimmungsgrenze

1) maximale Feststoffgehalte für die Verfüllung von Abgrabungen unter Einhaltung bestimmter Randbedingungen (siehe "Ausnahmen von der Regel" für die Verfüllung von Abgrabungen in Nr. II.1.2.3.2)

2) Der Wert 15 mg/kg gilt für Bodenmaterial der Bodenarten Sand und Lehm/Schluff. Für Bodenmaterial der Bodenart Ton gilt der Wert 20 mg/kg

3) Der Wert 1 mg/kg gilt für Bodenmaterial der Bodenarten Sand und Lehm/Schluff. Für Bodenmaterial der Bodenart Ton gilt der Wert 1,5 mg/kg

4) Der Wert 0,7 mg/kg gilt für Bodenmaterial der Bodenarten Sand und Lehm/Schluff. Für Bodenmaterial der Bodenart Ton gilt der Wert 1,0 mg/kg

5) Bei einem C:N-Verhältnis > 25 beträgt der Zuordnungswert 1 Masse-%.

6) Bei Überschreitung ist die Ursache zu prüfen.

7) Die angegebenen Zuordnungswerte gelten für Kohlenwasserstoffverbindungen mit einer Kettenlänge von C10 bis C22. Der Gesamtgehalt, bestimmt nach E DIN EN 14039 (C10 bis C40), darf insgesamt den in Klammern genannten Wert nicht überschreiten.

8) Bodenmaterial mit Zuordnungswerten > 3 mg/kg und < 9 mg/kg darf nur in Gebieten mit hydrogeologisch günstigen Deckschichten eingebaut werden.

9) bei natürlichen Böden in Ausnahmefällen bis 300 mg/l

10) bei natürlichen Böden in Ausnahmefällen bis 120 µg/l

Hinweis:

Die Zuordnung erfolgt ausschließlich auf formaler Grundlage und ist nicht Gegenstand der akkreditierten Leistung. Einzel- und Sonderfallregelungen (z. B. durch Fußnoten) sind nicht berücksichtigt. Diese Zuordnung ersetzt keine Gutachterleistung unter Berücksichtigung aller Rahmenbedingungen.

Protokoll

Messung des spezifischen Erdwiderstands

Ausführende Firma
Anschrift
Gepla mbH & Co. KG
Schepser Damm 15 A
26188 Edewecht

Name Aufführende(r)
Frank Metting

Projekt
WP Sassenberg, 48336 Füchtorf (SG20230014)

Bauwerk
WEA 1

Geo-Referenz:
UTM ETRS 89 R
Zone 32N H

Messgerät Typ:
CA 6472 (Inv.-Nr. G54)

Umgebungstemperatur,
Wetter, Bodenzustand:
6 °C, sonnig, feucht

a [m]	R [Ω]	$\rho_s = R \times 2 \times \pi \times a$ [Ωxm]	Bemerkungen
0,5		./.	Messung nicht durchführbar
1		./.	Messung nicht durchführbar
2		76,90	
3		64,80	
5		48,30	
8		44,10	
12		42,30	
16		37,40	
20		32,60	
25		27,40	
30		23,20	

Mit der Unterschrift bestätigt der Ausführende die Messung nach der Wenner-Methode durchgeführt zu haben.



Sassenberg, 05.04.2023

Ort, Datum, Unterschrift des Ausführenden

Protokoll

Messung des spezifischen Erdwiderstands

Ausführende Firma
Anschritt
Gepla mbH & Co. KG
Schepser Damm 15 A
26188 Edewecht

Name Aufführende(r)
Frank Metting

Projekt
WP Sassenberg, 48336 Füchtorf (SG20230014)

Bauwerk
WEA 2

Geo-Referenz:
UTM ETRS 89 R
Zone 32N H

Messgerät Typ:
CA 6472 (Inv.-Nr. G54)

Umgebungstemperatur,
Wetter, Bodenzustand:
6 °C, sonnig, feucht

a [m]	R [Ω]	$\rho_s = R \times 2 \times \pi \times a$ [Ωxm]	Bemerkungen
0,5		./.	Messung nicht durchführbar
1		./.	Messung nicht durchführbar
2		142,00	
3		121,00	
5		97,90	
8		80,40	
12		72,00	
16		62,40	
20		53,10	
25		42,70	
30		35,20	

Mit der Unterschrift bestätigt der Ausführende die Messung nach der Wenner-Methode durchgeführt zu haben.



Sassenberg, 05.04.2023

Ort, Datum, Unterschrift des Ausführenden

Protokoll

Messung des spezifischen Erdwiderstands

Ausführende Firma
Anschritt

Gepla mbH & Co. KG
Schepser Damm 15 A
26188 Edeweicht

Name Aufführende(r)

Frank Metting

Projekt

WP Sassenberg, 48336 Füchtorf (SG20230014)

Bauwerk

WEA 3

Geo-Referenz:

UTM ETRS 89 R
Zone 32N H

Messgerät Typ:

CA 6472 (Inv.-Nr. G54)

Umgebungstemperatur,
Wetter, Bodenzustand:

6 °C, sonnig, feucht

a [m]	R [Ω]	$\rho_s = R \times 2 \times \pi \times a$ [Ωxm]	Bemerkungen
0,5		./.	Messung nicht durchführbar
1		./.	Messung nicht durchführbar
2		92,60	
3		83,70	
5		81,20	
8		63,30	
12		59,30	
16		48,50	
20		34,90	
25		25,60	
30		18,60	

Mit der Unterschrift bestätigt der Ausführende die Messung nach der Wenner-Methode durchgeführt zu haben.



Sassenberg, 05.04.2023

Ort, Datum, Unterschrift des Ausführenden

Protokoll

Messung des spezifischen Erdwiderstands

Ausführende Firma
Anschritt
Gepla mbH & Co. KG
Schepser Damm 15 A
26188 Edeweicht

Name Aufführende(r)
Frank Metting

Projekt
WP Sassenberg, 48336 Füchtorf (SG20230014)

Bauwerk
WEA 4

Geo-Referenz:
UTM ETRS 89 R
Zone 32N H

Messgerät Typ:
CA 6472 (Inv.-Nr. G54)

Umgebungstemperatur,
Wetter, Bodenzustand:
6 °C, sonnig, feucht

a [m]	R [Ω]	$\rho_s = R \times 2 \times \pi \times a$ [Ωxm]	Bemerkungen
0,5		./.	Messung nicht durchführbar
1		./.	Messung nicht durchführbar
2		99,00	
3		92,80	
5		72,50	
8		63,40	
12		52,40	
16		49,40	
20		42,50	
25		36,80	
30		31,20	

Mit der Unterschrift bestätigt der Ausführende die Messung nach der Wenner-Methode durchgeführt zu haben.



Sassenberg, 05.04.2023

Ort, Datum, Unterschrift des Ausführenden