

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG

Angewandte Geologie, Baugrundsachverständigenwesen
Geophysik & Geotechnik



BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG · Glockenplatz 1 · 34388 Trendelburg

MeisterEnergie GmbH & Co. KG
Johannes - Schulte - Allee 5

59602 Rüthen

Projektnummer: 222478-1

Ansprechpartner: Johannes Sucke

Datum: 19.09.2023

Telefon: 0 56 71 – 77 97 0

Fax: 0 56 71 – 77 97 10

eMail: info@bbu-schubert.de

www.bbu-schubert.de

INGENIEURGEOLOGISCHES GUTACHTEN

Rüthen - Meiste, Windpark Meiste - Errichtung von 2 Windenergieanlagen

Hier: Orientierende geologische Voruntersuchung nach DIN 4020 mit ingenieurgeologischer Baugrundbeurteilung sowie gründungs- und erdbautechnischen Empfehlungen

Bauvorhaben: Errichtung von 2 Windenergieanlagen (WEA 01 und 02)
NORDEX N149 5.X mit 164 m Nabenhöhe
59602 Rüthen - Meiste

Bauherr: MeisterEnergie GmbH & Co. KG
Johannes - Schulte - Allee 5
59602 Rüthen

Auftraggeber: wie vor

Projektplanung: wie vor

Anlagenhersteller: Nordex SE
Langenhorner Chaussee 600
22419 Hamburg

Nachfolgend wird das Ingenieurgeologische Gutachten mit den Seiten 2 bis 58 und den Anlagen 1.1 bis 4.8 vorgelegt.



Inhaltsverzeichnis:

1	Bauvorhaben	3
2	Auftrag	4
3	Grundlagen, Bearbeitungsunterlagen	4
4	Örtliche Situation, geologischer Untergrund	6
5	Baugrunderkundung.....	9
5.1	Erkundungsprogramm	9
5.2	Erkundeter Bodenaufbau	10
5.3	Bodenwasserverhältnisse	14
5.4	Goelektrische Messungen	15
5.5	Charakteristische Bodenkennwerte	26
5.6	Bautechnische Einteilung.....	26
5.7	Erdbebensicherheit.....	27
5.8	Durchlässigkeit und Versickerungsfähigkeit.....	28
5.9	Messung des spezifischen Erdwiderstandes	28
5.10	Bauchemische Bodenanalyse.....	29
6	Ingenieurgeologische Beratung	31
6.1	Planungsvorhaben	31
6.2	Geotechnische Rahmenbedingungen (Zusammenfassung)	34
6.3	Gründung der Anlagen.....	35
6.4	Auftriebssicherheit	42
6.5	Geotechnische Nachweise	42
6.6	Erdarbeiten, Baugrubenabnahme	46
6.7	Wasserhaltung	47
6.8	Bodenaustausch	48
6.9	Frischbetoneigengewicht	49
6.10	Arbeitsraumverfüllung	49
6.11	Erdüberschüttung und Auftrieb	50
7	Zuwegungen.....	51
8	Kranstell- und Vormontageflächen.....	54
9	Schlussbemerkungen.....	58

1 Bauvorhaben

Die **MeisterEnergie GmbH & Co. KG, Rüthen**, beabsichtigt die Errichtung und den Betrieb von 2 Windenergieanlagen im zukünftigen Windpark Meiste, nordöstlich von Rüthen bzw. südwestlich von Meiste (Kreis Soest - Nordrhein - Westfalen). Zur Aufstellung vorgesehen ist das Anlagensystem:

- **NORDEX N149 5.X mit 164 m Nabenhöhe**

Die Anlagen tragen die Bezeichnung **WEA 01** und **WEA 02**.

In der nachfolgenden Abbildung wird die Verortung der geplanten Anlagen dargestellt.

Abbildung 1: Verortung der Anlagen



Für das Anlagensystem wurden folgende Unterlagen des Anlagenherstellers zur Verfügung gestellt:

- **Allgemeine Dokumentation Fundamente Nordex N149/5.X Hybridturm TCS164 (Fundament mit Auftrieb)**, Nordex Energy SE & Co. KG, Rev. 08/25.05.2021
- **Schalplan Fundament 24 m**, Max Bögl, Rev. C, 20.05.2021

Gleichzeitig sind folgende Spezifikationen des Anlagenherstellers zu berücksichtigen u.a.:

- **Technische Spezifikation, Baugrundgutachten und Geotechnischer Bericht, E0004353911, Revision 00** vom 01.11.201, Nordex Energy GmbH
- **Spezifikation - "Allgemeine Dokumentation - Transport, Zuwegung und Krananforderungen** vom 31.05.2019 (Rev. 00)", Nordex Energy GmbH



2 Auftrag

Zur Prüfung der geotechnischen Rahmenbedingungen und für die Beurteilung einer technisch einwandfreien und sicheren Gründungsausführung wird die Erkundung der anstehenden Boden- und Bodenwasserverhältnisse erforderlich.

In diesem Zusammenhang hat der **Bauherr** die **BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG** beauftragt, die im Gründungseinwirkungsbereich der geplanten Standorte vorhandenen Untergrundverhältnisse festzustellen, auf deren Grundlage eine Empfehlung für die Gründung, einschließlich erdbau- und gründungstechnischer Ausführungsvorschläge zu bearbeiten sowie die Zulässigkeitskriterien entsprechend den anlagenherstellerseitigen Vorgaben zu bestätigen.

Gemäß der vorstehenden Zielsetzung wird das Ergebnis der **orientierenden ingenieurgeologischen Voruntersuchung** mit nachfolgendem **Gutachten** dargestellt, ausgewertet und bekannt gegeben.

Das vorliegende Gutachten beschreibt die Baugrunderkundung, -untersuchung und -bewertung der geologischen Voruntersuchung nach DIN 4020 und entbehrt zur Realisierung von erd- und grundbautechnischen Arbeiten nicht die geologische Hauptuntersuchung nach DIN 4020.

Die schriftliche Ausarbeitung gilt nur nach Verifizierung und vorbehaltlich einer ausreichenden Fachbauleitung bzw. geotechnischen Baustellenbegleitung durch das Unterzeichnerbüro.

Anmerkung: Der örtlich begrenzte Untersuchungsumfang kann Änderungen der außerhalb des Untersuchungsbereiches anstehenden Baugrundverhältnisse, die Einfluss auf die geotechnischen Rahmenbedingungen sowie die erdbau- und gründungstechnischen Arbeiten haben können, naturgemäß nicht ausschließen.

3 Grundlagen, Bearbeitungsunterlagen

Als Grundlage zur Bearbeitung wurden die einschlägigen Normen, Regelwerke und sonstigen Bauvorschriften sowie das zugehörige Fachschrifttum herangezogen, unter anderem:

- **DIN 4020**
"Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke"
- **DIN EN ISO 22 475**
"Geotechnische Erkundung und Untersuchung (ersetzt DIN 4021)"
- **DIN EN ISO 14 688-1, 2**
"Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Böden (ersetzt DIN 4 022 und DIN 4 023)"

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG

Angewandte Geologie, Baugrundsachverständigenwesen
Geophysik & Geotechnik



- **DIN EN ISO 14689-1**
"Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels"
- **DIN 1997 - 1 (Eurocode EC - 7)**
"Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln"
und nationales Anwendungsdokument (NAD)
- **DIN 1997 - 2 (Eurocode EC - 7)**
"Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrundes" und nationales Anwendungsdokument (NAD)
- **DIN 1054**
"Baugrund, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau"
- **DIN 18299**
"VOB - Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Regelungen für Bauarbeiten jeder Art"
- **DIN 18300**
"VOB - Verdingungsordnung für Bauleistungen: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen; Erdarbeiten"
- **DIN 4124**
"Baugruben und Gräben; Böschungen, Arbeitsraumbreiten, Verbau"
- **DIBt - Richtlinie für Windenergieanlagen**
"Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung"
- **Grundbau - Taschenbuch (GBT)**
"fünfte Auflage, Teil 1, Ernst & Sohn"
- **RStO**
"Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen"
- **ZTV E - StB**
"Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau".
- **Floss, Rudolf**
"ZTVE Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, Kommentar mit Kompendium Erd- und Felsbau - 3. Auflage, Bonn, 2006"
- **ZTV V - SoB - StB**
"Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau"
- **TL SoB - StB**
"Technische Lieferbedingungen für Baustoffgemische und Böden zur Herstellung von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau"

Zum Zeitpunkt der Berichtsverfassung standen dem Unterzeichnerbüro folgende Projektunterlagen für die Bearbeitung zur Verfügung:

- **Amtlicher Lageplan der geplanten Nordex N163 / 6.X - Standort WEA 01 (Entwurf)** vom 05.07.2023, Maßstab 1 : 1.500, Dipl.-Ing. Frank Brülke, Lichtenau - Atteln



- **Amtlicher Lageplan der geplanten Nordex N163 / 6.X - Standort WEA 02 (Entwurf)** vom 05.07.2023, Maßstab 1 : 1.500, Dipl.-Ing. Frank Brülke, Lichtenau - Atteln

4 Örtliche Situation, geologischer Untergrund

Die geplanten Anlagen kommen zwischen den Ortschaften Rüthen und Meiste, benachbart zum Gewerbegebiet Meiste zur Aufstellung.

Die Positionierung der Standorte ist gemäß UTM – Koordinaten (ETRS89 UTM 32 zE-N) wie folgt festgelegt:

Standort	Rechts [X]	Hoch [Y]
WEA 01	32463521,2	5705726,1
WEA 02	32463448,6	5706156,9

Tabelle 1: Standortkoordinaten

Verkehrstechnisch erschlossen werden die Aufstellpositionen über die "Meister Straße" im Norden und von hier aus über Wirtschaftswege in südliche Richtung.

Die Umgebung ist durch landwirtschaftlich genutzte Betriebsflächen auf topografischen Höhen zwischen 350 und 400 m ü. NHN geprägt. Im Nahfeld der Standorte liegt eine weitgehend ebene Geländeoberfläche vor.

Nachstehende Fotoaufnahmen zeigen die Umgebungsverhältnisse zum Erkundungszeitpunkt.

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG

Angewandte Geologie, Baugrundsachverständigenwesen
Geophysik & Geotechnik



Foto 1: Standort WEA 01 - Blick in nördliche Richtung



Foto 2: Standort WEA 02 - Blick in nördliche Richtung





Nach Auswertung der vorliegenden geologischen Kartierungen werden im Untersuchungsgebiet die Gesteine der **Oberkreide** der Stufe *Cenoman* ausgewiesen.

Die Gesteine treten als Kalk-, Mergelkalk- und Kalkmergelstein, grau bis weißgrau, Tonmergelstein, dunkelgrau, örtlich sandig, glaukonitisch (Essen - Grünsand), grüngrau in Erscheinung. In den **Deckschichthorizonten** liegen meist **Verwitterungsstrukturen** vor, so dass je nach Intensität lockergesteinsähnliche Ablagerungen erwartbar sind.

Örtlich, je nach Lage, werden die Gesteine des Cenoman von quartären Hanglehm, -schutt und Fließerden überlagert, welche aus Schluff, tonig, sandig, grusig, steinig, braun bis grau, untergeordnet Schluff, feinsandig, tonig, z.T. kalkhaltig (Löss, Lösslehm) bestehen.

Anthropogene Ablagerungen oder sonstige schädliche Bodenveränderungen im Planungsgebiet sind nicht bekannt.

Verkarstung und Erdfälle/ Tektonik

Auslaugungsfähige Gesteine (hierzu zählt insbesondere Kalkstein) können verschiedene sogenannte Verkarstungserscheinungen zeigen. Hierzu gehören z.B. erweiterte Klüfte (häufig lehmgefüllt) oder Hohlraumbildung (Karsthöhlen, luft- wasser- oder lehmgefüllt). Geschieht die Auslaugung rein unterirdisch, so spricht man von Subrosion. Solche Hohlräume können nach oben durchbrechen bzw. kollabieren (sog. Subrosionsbrekzien) und zu Erdfällen führen. Auch oberflächennah können so genannten Einsturzbrekzien entstehen (siehe Kap. Geoelektrik).

Von einem Erdfall spricht man, wenn eine plötzliche Absackung im Gelände erfolgt und eine zylindrische Form mit senkrechter Abbruchwand entsteht. Dolinen entstehen durch eine langsame Sackung, in der ein Hohlraum durch fortschreitende Auslaugung mit der Zeit in Tiefe und Breite wächst.

Der Anlagenstandort befindet sich in einem Gebiet mit Erdfallvorkommen. Auf dem geologischen Kartenblatt sind keine Erdfälle verzeichnet.

Grundwasser

Im Bereich der geplanten Anlagenstandorte wird innerhalb des geländenahen und bauwerksrelevanten Untergrundes kein zusammenhängender Grundwasserspiegel erwartet. Dennoch können lokale Grundwasserführungen in stärker klüftigen und verwitterten Partien nicht ausgeschlossen werden. Diese treten in Abhängigkeit des jahreszeitigen Klimaverlaufes in Form von **Schicht- und Sickerwasser** auf. Des Weiteren können sich innerhalb der geländenahen, lehmigen Verwitterungsprodukten **Stauwässer** einstellen.

Hinweis: Das Gebiet befindet sich im **Wasserschutzgebiet Rüthen - Reißneital, Zone III**.



5 Baugrunderkundung

5.1 Erkundungsprogramm

Zur Erzielung eines **orientierenden** Überblickes über die tatsächlichen Boden- und Bodenwasserverhältnisse im Lasteinwirkungsbereich der Standorte und als Grundlage für die **Vorbeurteilung** der Gründung wurden auftragsgemäß ausgeführt:

am 30.06.2023

4 Baggerschürfe

(Kurzbezeichnung: je Standort **SCH 1** bis **SCH 2**)

nach DIN 4020 bzw. DIN EN ISO 14688 und

am 25.08.2023

Geophysikalische Messungen

(mit je Kreuzprofil)

nach dem Multielektroden - Wenner - Verfahren sowie

Messung spezifischer Erdwiderstand

nach VDE 0185-305 und DIN VDE 0413.

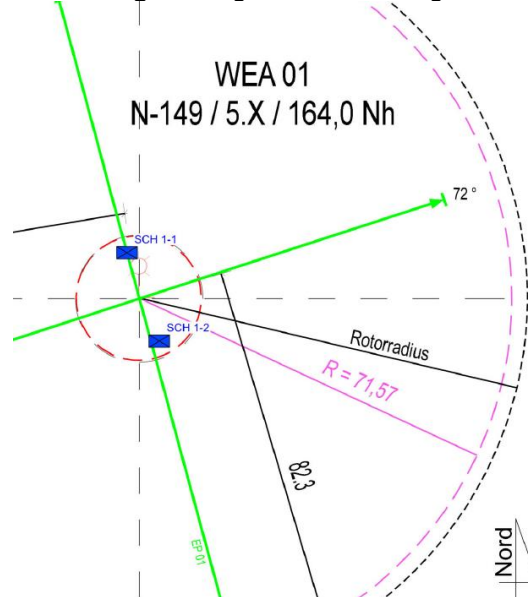
Die Erkundungsstellen sind hinsichtlich ihrer Lage in den Lageplanausschnitten der **Anlagen 1.1 und 1.2** eingetragen.

5.2 Erkundeter Bodenaufbau

Das im Verlauf der Erkundungsarbeiten angetroffene Bodenprofil wurde ingenieurgeologisch detailliert aufgenommen. Nachfolgend werden die Profilaufnahmen wiedergegeben.

Standort WEA 01

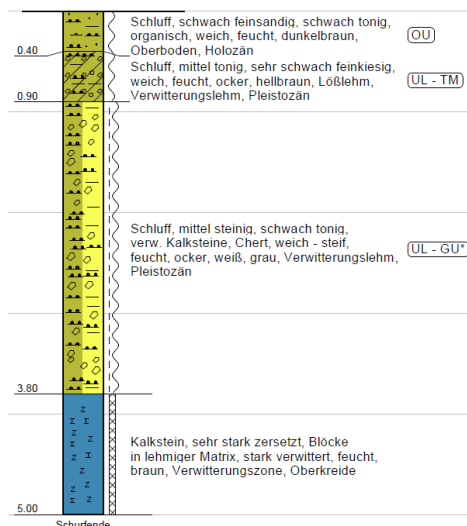
Abbildung 2a: Lage der Erkundungsstellen



Abbildungen 2b bis 2d: Profilbalkendarstellung der Erkundungsstellen

SCH 1

0,0 m = GOK



SCH 2

0,0 m = GOK

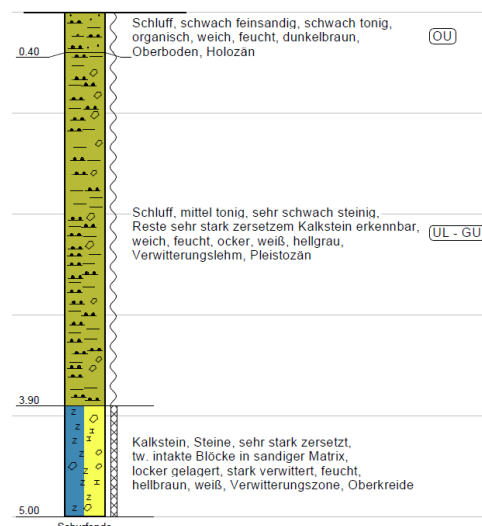


Foto 3: Blick in SCH 1

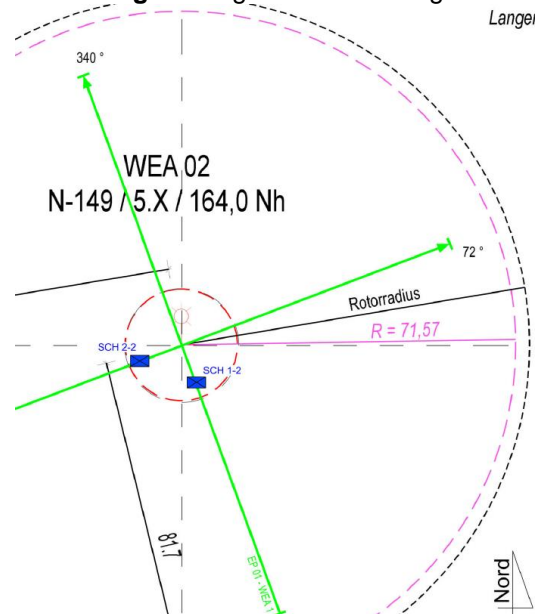


Foto 4: Blick in SCH 2



Standort WEA 02

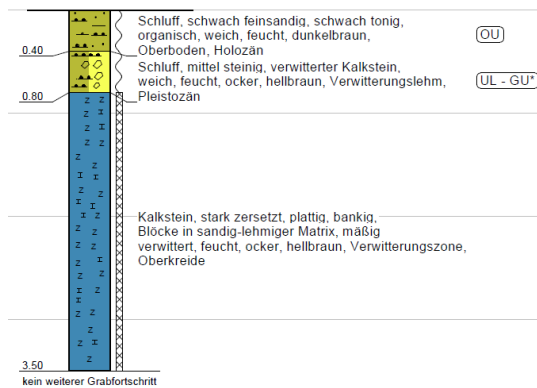
Abbildung 3a: Lage der Erkundungsstellen



Abbildungen 3b und 3c: Profilbalkendarstellung der Erkundungsstellen

SCH 1

0,0 m = GOK



SCH 2

0,0 m = GOK

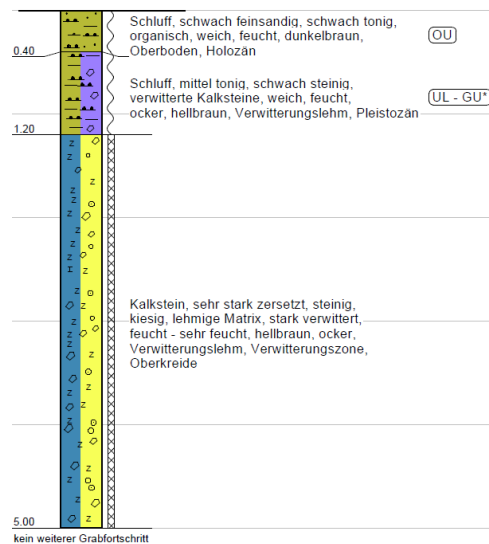


Foto 5: Blick in SCH 1



Foto 6: Blick in SCH 2



Zusammenfassung:

Standort WEA 01: Unter geländeabdeckendem und dünnmächtigem Oberboden folgt Verwitterungslehm aus schwach tonigen - mittel tonigen - sehr schwach feinkiesigen und sehr schwach steinigen bis mittel steinigen Schluff in weich bis steifer Konsistenz. Ab Tiefe von 3,80 / 3,90 m unter GOK schließt sich sehr stark zersetzter Kalkstein aus Steinen und Blöcken in lehmiger oder sandiger Matrix sowie teils lockerer Lagerung an (Verwitterungszone, Oberkreide).

Bei Tiefe von 5,00 m unter GOK wurde das Schurfende erreicht.

Standort WEA 02: Unter geländeabdeckendem und dünnmächtigem Oberboden folgt Verwitterungslehm aus mittel steinigen oder mittel tonigen und schwach steinigen



Schluff in weicher Konsistenz. Ab Tiefe von 0,80 / 1,20 m unter GOK schließt sich sehr stark zersetzter oder schwach zersetzter Kalkstein entweder plattig - bankig mit Blöcken in sandig - lehmiger Matrix oder steinig - kiesig in lehmiger Matrix an (Verwitterungszone, Oberkreide).

Ab Tiefe von 3,50 bzw. 5,00 m unter GOK konnte aufgrund rapide zunehmender Gesteinsfestigkeit kein weiterer Grabfortschritt mehr erreicht werden.

Organoleptisch auffällige Schichten wurden im Zuge der Erkundung bis in max. Erkundungstiefe nicht festgestellt.

Die **Anlagen 2.1 bis 2.4** zeigen nochmal in separaten Darstellungen die aufgenommenen Bodenprofile.

5.3 Bodenwasserverhältnisse

Im Verlauf der Erkundungsarbeiten wurde bis zur maximalen Erkundungstiefe festgestellt:

- kein zusammenhängendes und / oder lokal freies Grundwasser
- Bodenhorizonte "feucht" bis lokal "feucht - sehr feucht"

Prinzipiell ist darauf hinzuweisen, dass es sich um eine aktuelle Feststellung zum Zeitpunkt der Erkundungsarbeiten handelt. Langzeitmessungen liegen nicht vor.

Der Bodenwasserhaushalt ist niederschlagsabhängig und jahreszeitlich bedingten Veränderungen unterworfen. Im Verlauf niederschlagsreicher Jahreszeiten können in Schichtabschnitten sowohl überhöhte Bodenfeuchte als auch lokale Schichtwasserleiter bzw. -ansammlungen auftreten.

Langfristige Aussagen der bodenhydrologischen Verhältnisse können nur nach Herstellung von verrohrten Messpegeln bzw. -brunnen erfolgen. Die u.s. Empfehlungen sind daher vorbehaltlich einer eingehenderen und langfristigeren Grundwasserbeobachtung zu sehen.

5.4 Geoelektrische Messungen

Vorbemerkungen

Beeinträchtigungen des Baugrundes durch Verkarstung oder Erdfälle

Auslaugungsfähige Gesteine (hierzu zählt insbesondere Kalkstein) können verschiedene sogenannte Verkarstungserscheinungen zeigen. Hierzu gehören z. B. erweiterte Klüfte (häufig lehmgefüllt) oder Hohlrumbildung (Karsthöhlen, luft-, wasser- oder lehmgefüllt).

Geschieht die Auslaugung rein unterirdisch, so spricht man von Subrosion. Solche Hohlräume können nach oben durchbrechen bzw. kollabieren (sogenannte Subrosionsbrekzien) und zu Erdfällen führen. Auch oberflächennah können auf diese Weise Einsturzbrekzien entstehen.

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die unterschiedlichen Situationen der Dolinenentstehung.

Blockbild a zeigt die Entstehung einer Doline in einem verkarstungsfähigen Gestein durch Auslaugungserweiterung von vorgezeichneten Schwächezonen, in Blockbild b sieht man einen Erdfall durch Einsturz eines Karsthohlraumes. Die Blockbilder c und d zeigen die analogen Situationen für den Fall, dass das verkarstungs- bzw. auslaugungsgefährdete Gestein von einem anderen überdeckt wird.

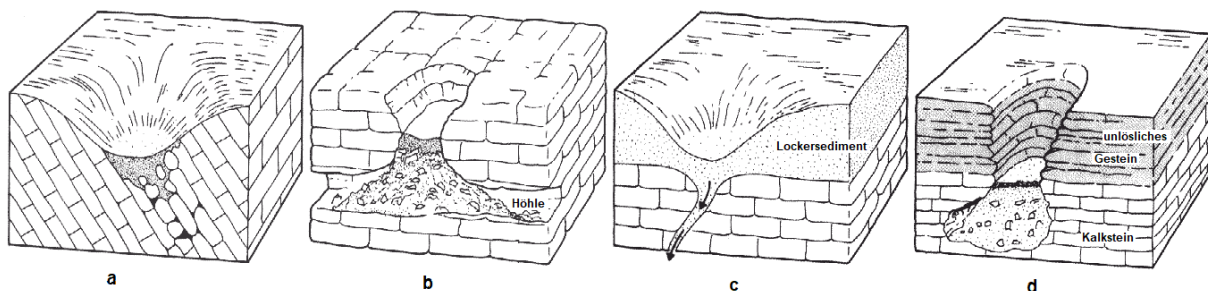


Abbildung 4: Verkarstung oberflächlich anstehender (a & b) und überdeckter Gesteine (c & d)

Zusätzlich gibt es in den Verbreitungsgebieten von Anhydrit (wasserfreies Calciumsulfat) die Möglichkeit der Bildung von sogenannten Quellkuppen. Durch hinzutretendes Wasser wird Anhydrit in Gips umgewandelt, was mit einer Volumenzunahme verbunden ist. Dadurch können überlagernde Gesteinsschichten angehoben werden.

Auch Dolinen, die im Laufe der Zeit mit Lockergestein wieder aufgefüllt wurden, welches bereits konsolidiert (also u. U. lastabtragungsfähig) ist, können eine Gefährdung darstellen. Bedingt durch die Tatsache, dass weiterhin Lockergestein über die Wasserwegsamkeiten abgeführt wird, ergeben sich gelegentlich schlotartige Nachbrüche in der Dolinenfüllung. Ein Beispiel dafür zeigt nachfolgende Abbildung.



Abbildung 5: Erdfall in einer alten Dolinenfüllung auf der Briloner Hochfläche

Beeinträchtigungen des Baugrundes durch Steinbruchflächen und tektonische Verwerfungen

Insbesondere in Hangnähe können Gebirgsauflockerungen durch Hangzerreiung oder rückwärtige Kluftbildungen auftreten, welche eine nachhaltige Gefahr für das Bauvorhaben darstellen können. Tektonische Störungszone, Kluftzone und Rutschkörper können auch ohne oberirdisch erkennbare Anzeichen die Stabilität des Bodens beeinflussen. Dies ist insbesondere bei Sandstein der Fall.

Die folgende Abbildung zeigt skizzenhaft die Bildung von Gleitkrpern (Translationsrutschungen) in einer Hangsituation in mehr oder weniger shlig gelagertem Gebirge. Die Abbildung verdeutlicht beispielhaft, dass sich die akute Bildung von Rutschkörpern an einem Hang zunächst als Auflockerungs- oder Störungszone im rückwärtigen Gebirge bemerkbar macht.

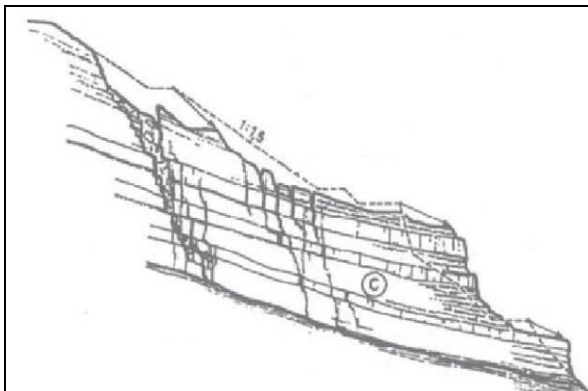


Abbildung 6: Typ einer Translationsrutschung in einem Schichtgestein (aus ZARUBA & MENCL 1969)



Indikation möglicher Spalten oder Klüfte sowie Verkarstungserscheinungen durch geoelektrische Messungen

Spalten oder Klüfte zeichnen sich im Allgemeinen in ansonsten kompaktem Gestein durch geänderte spezifische elektrische Widerstände aus. Auch steil stehende Strukturen können so erkannt werden. Beispiele hierfür sind dem Verfasser aus eigener Erfahrung hinreichend bekannt. Variierende Boden- und Gesteinseigenschaften wie Lagerungsdichten, Verwitterungsgrad, Klüftigkeit oder Porenvolumen haben Einfluss auf den elektrischen Widerstand und können sich entsprechend im Widerstandsmodell eines ansonsten homogenen geologischen Gebirges widerspiegeln. So führt z.B. eine geringere Lagerungsdichte in einer ansonsten dichten Umgebung eines gut leitfähigen Gesteins, wie beispielsweise Tonstein, zu einer signifikanten Erhöhung des spezifischen elektrischen Widerstandes.

Ältere Strukturen (wie Klüfte, Spalten, Dolinen, etc.) können u. U. nicht direkt im Gelände beobachtet werden, da sie im Laufe der Zeit verfüllt wurden. Die Verfüllung kann hierbei schlechter oder besser leitfähig sein als die Umgebung. Diese Strukturen sind dann nicht direkt an den charakteristischen Veränderungen des spezifischen elektrischen Widerstandes erkennbar, sondern z.B. an ihrer mulden- oder grabenförmigen Gestalt im ermittelten Widerstandsmodell. Daher ist bei der Interpretation von Hohlräumen, Dolinen, Klüften, Störungszonen, etc. insbesondere die sich abzeichnende Form des ermittelten Widerstandsmodells zu beachten, da die Gestalt z.B. Hinweise auf natürliche oder anthropogene Auffüllungen geben kann.

Eine zusammenfassende Aufstellung der genannten Charakteristika findet sich in nachfolgender Übersicht:

Interpretationshilfen zur Bewertung der „spezif. elektrischen Widerstände“

Allgemein:

Je größer die elektr. Leitfähigkeit eines Materials, desto geringer der spezif. elektr. Widerstand.

Detektion von Schichtgrenzen:

Schichtgrenzen (z.B. Locker- / Festgestein) korrelieren meist mit sich ändernden elektr. Widerständen.

Boden- und Gesteinseigenschaften

Variierende Boden- und Gesteinseigenschaften wie Lagerungsdichten, Verwitterungsgrad, Klüftigkeit oder Porenvolumen haben Einfluss auf den elektrischen Widerstand und können sich entsprechend im Widerstandsmodell des ansonsten homogenen geologischen Gebirges widerspiegeln.

Wassereinfluss / Bodenfeuchte:

geringer Wassergehalt -> erhöhter elektrischer Widerstand

hoher Wassergehalt -> verringerter elektrischer Widerstand

(dabei besitzt Süßwasser einen höheren elektrischen Widerstand als Salzwasser).

„Hohlräume“ z.B. Karsthöhlen, Dolinen, Klüfte, Spalten, etc.:

Hohlraum über Grundwasser -> erhöhter elektrischer Widerstand

Hohlraum, wassergefüllt -> verringerter elektrischer Widerstand

offene Kluft -> erhöhter elektrischer Widerstand



lehmgefüllte Kluft -> verringerter elektrischer Widerstand

lehmgefüllte Kluft in hochohmiger Umgebung (z.B. Sandstein, Kristallin) -> verringerter el. Widerstand
lehmgefüllte Kluft in niederohmiger Umgebung (z.B. Tonstein, Tonschiefer) -> erhöhter el. Widerstand

Hinweis:

Bei der Interpretation von Hohlräumen, Dolinen, Klüften, Störungszonen, etc. ist insbesondere auch die sich abzeichnende Form des ermittelten Widerstandsmodells zu beachten (z.B. mulden- oder graben-förmige Gestalt), da die Verfüllung der Strukturen, je nach Umgebung, sowohl schlechter als auch besser leitfähig erscheinen kann. Ferner ist zu beachten, dass ältere Strukturen, z.B. aufgrund natürlicher oder anthropogener Auffüllungen, im Gelände oft nicht mehr als solche erkennbar sind.

Beschreibung des Verfahrens - Geoelektrische Widerstandsmessungen

Geologische und technische Materialien zeichnen sich durch ihre spezifischen elektrischen Eigenschaften aus. Diese sind bei geologischen Materialien (Fest- und Lockergesteine) von verschiedenen Faktoren und Umweltbedingungen abhängig.

Dazu gehören z. B. die mineralogische Zusammensetzung, die Lagerungsdichte, der Verwitterungszustand, das Porenvolumen bzw. die Klüftigkeit und der Wassergehalt. In Bezug auf umwelttechnische Fragestellungen gibt es hier noch Einflüsse von Kontaminationen mit festen und flüssigen Stoffen zu beachten.

Der spezifische elektrische Widerstand des geologischen Untergrundes ist also eine geeignete Messgröße zum Aufsuchen von Inhomogenitäten, die durch lokale Veränderungen der oben genannten Parameter verursacht werden. Mit geeignetem Gerät lässt sich der spezifische elektrische Widerstand des Erdreiches zügig und mit guter Genauigkeit messen und so eignen sich geoelektrische Messungen besonders zur Vorerkundung von größeren Flächen.

Typische Anwendungsfälle sind die Erkundung der Schichtgrenze von Locker- zu Festgestein. Bei ansonsten homogenen geologischen Verhältnissen lassen sich Variationen in der Lagerungsdichte von Lockergesteinen, welche Auswirkungen auf die bodenmechanischen Kennwerte des Baugrundes haben, feststellen. Hierbei wird oberhalb des Grundwasserspiegels eine Erhöhung des spezifischen elektrischen Widerstandes durch eine verringerte Lagerungsdichte ausgenutzt. Unterhalb des Grundwasserspiegels erkennt man Auflockerungen oder Hohlräume in schlechter leitfähigem Nebengestein durch eine entsprechende Erniedrigung des spezifischen elektrischen Widerstandes.



Grundprinzip der Messungen

Zur Messung des spezifischen elektrischen Widerstandes des Erdreiches wird ein Strom über zwei Elektroden in den Boden eingespeist. Neben Einflüssen durch die Leitfähigkeit und den schichtigen Aufbau des geologischen Untergrundes bestimmt der räumliche Abstand dieser beiden Elektroden, die Eindringtiefe des Prüfstromes in das Erdreich. Durch Vergrößerung des Abstandes der Einspeiseelektroden erhält man also sukzessive Informationen aus zunehmender Tiefe unterhalb der Geländeoberkante.

Um den Widerstand zu bestimmen, wird die an der Erdoberfläche durch den oben genannten Prüfstrom verursachte Spannung gemessen. Dazu benutzt man zwei weitere Elektroden, die in der Regel, räumlich betrachtet, zwischen den Stromeinspeiseelektroden angeordnet werden.

Das Verhältnis der gemessenen Spannung zum eingespeisten Strom ergibt unter entsprechender mathematischer Berücksichtigung der geometrischen Elektrodenanordnung den spezifischen elektrischen Widerstand des Erdreiches.

Führt man an jedem Messpunkt eine Messung mit festem Elektrodenabstand aus, so erhält man nur einen Widerstandswert, der über die verschiedenen Schichten des geologischen Untergrundes gemittelt ist. Misst man mit verschiedenen Abständen oder unterschiedlichen geometrischen Anordnungen der vier Elektroden, so lassen sich Aussagen über den schichtigen Aufbau des Untergrundes herleiten. Dadurch haben sich für unterschiedliche Fragestellungen bestimmte Elektrodenanordnungen als Standard etabliert. Verschiedene Präsentationsformen für die Ergebnisse der Auswertungen erlauben eine problemangepasste Darstellung.

Für die flächenhafte Erkundung des Baugrundes eignen sich die beiden weiter unten beschriebenen Methoden besonders gut.

Einflüsse auf die Durchführbarkeit oder die Qualität der Messungen

Es gibt Störeinflüsse auf die Messungen, welche nur teilweise in der Auswertung korrigiert werden können:

Hierzu gehören metallische Körper (insbesondere Leitungen und Zäune) im Untersuchungsgebiet, die im Prinzip Kurzschlüsse für den eingespeisten Prüfstrom ermöglichen. Geschlossene Bodenversiegelung z.B. durch Beton, Asphalt, etc. behindert das Einstecken der Elektroden und im Falle von bewehrtem Beton besteht ebenfalls die Möglichkeit von Kurzschlüssen. Starker Bewuchs des Geländes (Bäume, Büsche oder ähnlich hinderliche Vegetation) führt zu einer Verringerung des Messfortschrittes oder erzwingt eine starke Abweichung von einer geraden (idealen) Profillinie. Bodenfrost oder starke Trockenheit behindern die Einspeisung des Prüfstromes.



Sehr geringe Unterschiede im spezifischen elektrischen Widerstand der zu unterscheidenden geologischen Schichten können im Grenzfall dazu führen, dass eine Auflösung in einzelne Schichten unmöglich wird.

Widerstandskartierung nach Wenner

Beim sogenannten Wenner-Verfahren liegen die beiden Einspeiseelektroden an den beiden Enden der Gesamtauslage (als Auslage bezeichnet man die gesamte Anordnung mit Kabeln und Elektroden). Die beiden Spannungsmesselektroden liegen auf einer geraden Linie dazwischen. Der Abstand a der einzelnen Elektroden untereinander ist bei der Wenner-Anordnung immer gleich. Die Gesamtauslage beträgt somit dreimal den Einzelabstand a .

Diese gesamte Anordnung wird bei der Messung versetzt, so dass man entlang von Profillinien die horizontale Veränderung des spezifischen elektrischen Widerstandes beobachten kann. Eine Unterscheidung verschiedener Schichten in vertikaler Richtung ist durch den konstanten Elektrodenabstand bei der Messung nicht gegeben. Das Wenner-Verfahren ist somit ein ortendes Verfahren für Störungen im geologischen Untergrund, die durch die Messung auf die Oberfläche abgebildet werden. Es ist besonders zur schnellen und zielsicheren Auswahl von nachfolgenden Sondierungen oder sonstigen Aufschlüssen geeignet.

Ordnet man mehrere Profillinien verteilt über die Untersuchungsfläche an, so erhält man ein Kartenbild des spezifischen elektrischen Widerstandes. Die Ergebnisse können in einem Isoliniendiagramm (analog zu Höhenlinien einer topografischen Karte) dargestellt werden. Auffälligkeiten und Störungen im geologischen Untergrund können daraus abgelesen und mit dem erzeugten Kartenbild im Gelände wieder aufgefunden werden.

Sondierungskartierung im Multielektroden-Wenner-Verfahren

Um eine Aussage über den Aufbau der Schichten des geologischen Untergrundes zu bekommen, ist eine sukzessive Veränderung des Abstandes der Einspeiseelektroden notwendig.

Das sogenannte Multielektroden-Wenner-Verfahren verbindet die kartierenden Möglichkeiten des Wenner-Verfahrens mit einer Tiefenauflösung. Hierbei wird eine Reihe von Elektroden entlang einer Profillinie gesteckt. Die Elektroden werden dann analog zum Wenner-Verfahren äquidistant beschaltet. Im ersten Durchgang wird fortschreitend jeweils eine Viererkette von Elektroden mit dem festen Elektrodenabstand a beschaltet/gemessen. Nach dem Durchlauf des Messzyklus wird dieses Verfahren mit einem vergrößerten Elektrodenabstand ($2 \cdot a$) wiederholt, wobei entsprechend andere Elektroden bei der Schaltung/Messung angesprochen werden. Diese Messzyklen werden, unter Vergrößerung des Elektrodenabstandes um jeweils



eine Einheit a , wiederholt, bis der maximal mögliche (auslageabhängige) Abstand erreicht ist.

Man erhält im Ergebnis also eine Verknüpfung von ortsauflösender (bzgl. der Erdoberfläche) und tiefenaflösender Widerstandsmessung. Mit einem geeigneten Softwareprogramm und unter Berücksichtigung von geologischen und geophysikalischen Kenntnissen ergeben sich zweidimensionale Schnitte durch den geologischen Untergrund. In Abhängigkeit vom berechneten spezifischen elektrischen Widerstand erhält man so farbige Isoliniendiagramme. Dies lassen sich als anschauliche grafische Darstellungen für den Schichtaufbau des geologischen Untergrundes interpretieren.

Durchgeführte Arbeiten bei den geoelektrischen Messungen

Zur Erkundung des geologischen Untergrundes wurden an den geplanten Standorten geoelektrische Widerstandssondierungen nach dem Multielektroden-Wenner-Beta-Verfahren (s.o.) durchgeführt. Zur Ausführung der Messungen und der Interpretation bzw. numerischen Auswertung der Messergebnisse wurden folgende Geräte und Software verwendet:

Messgerät	ABEM Terrameter S1000 mit ABEM LUND Schalteinheit ES64-10C
Anzahl Kanäle	42
Elektrodenmaterial	Edelstahl
Software Konvertierung	S4KWin (Hersteller: ABEM)
Software Auswertung	AGS Res2Dinv oder Zond Res2D

Tabelle 2: Verwendetes Equipment

Folgende Parameter wurden für die Messkampagne festgelegt:

Ausführungszeitraum	25.08.2023
Summe Profillängen [m]	492
Summe Messungen	1092
Messkonfiguration	2 Profile je Standort, kreuzweise zueinander angeordnet
Witterung	feucht, bewölkt, 25°C
Einmessen	Eigene Einmessung mittels DGPS, Kompass, Maßband

Tabelle 3: Parameter der Messkampagne

Lagepläne mit Angabe der Standortkoordinaten wurden durch den Auftraggeber bereitgestellt. Die Profillinien und die Elektrodenpositionen wurden nach Lage eingemessen. Die Profilrichtungen wurden mittels Kompasses und die Einmessung der einzelnen Elektrodenpositionen geschah mit einem Bandmaß, so dass die Positionierungsfehler der Elektroden kleiner als 5 cm sind.

Die Störeinflüsse durch natürliche und technisch initialisierte Fremdströme waren gering.

Wahl der Messprofile und einschränkende Bedingungen

Die Bezeichnungen der Profile und ihre Auslagerichtungen (= Himmelsrichtung, in die das positive Profilende zeigt) sind in nachfolgender Tabelle aufgelistet:

Profil	Standort	Richtung [°]	Länge [m]	Bemerkung
EP 1-1	WEA 01	354	123	Acker
EP 1-2	WEA 01	72	123	Acker
EP 2-1	WEA 02	340	123	Acker
EP 2-1	WEA 02	70	123	Acker

Tabelle 4: Gemessene Profile

Die Lagepläne in Anlage 1 geben die Anordnung der Profile im Gelände wieder. Nachfolgende Abbildungen zeigen exemplarisch einzelne geoelektrische Auslagen der Profile:



Abbildung 7a und 7b: Profil EP 1-S Blickrichtung Norden und EP 3-S Blickrichtung Norden.

Auswertung der geoelektrischen Messungen

Die elektrischen Rohdaten wurden auf die Konsistenz der Datensätze hin überprüft und vom proprietären Format des Instrumentenherstellers ein Standardformat konvertiert und anschließend in geeigneter Software invertiert. Die gewonnenen Schichtenmodelle wurden insbesondere im Hinblick auf die in diesem Fall interessierende Fragestellung analysiert. Diese Schichtenmodelle sind in den folgenden Abschnitten abgebildet und erläutert.

Ergebnisse und Interpretationen

Die Ergebnisse mit der entsprechenden geologischen Interpretation sind nachfolgend wiedergegeben. Dabei werden Aufschlüsse aus der ingenieurgeologischen Erkundung zur Interpretation genutzt.

Die Längen- und Tiefen an den Profildarstellungen sind in Metern angegeben. Zu beachten ist, dass kein fester Maßstab für die Skalierung von Tiefen- und Längenangaben gewählt wurde. Als Einheit für den spezifischen elektrischen Widerstand wird $1 \Omega\text{m}$ verwendet

Die Ergebnisse werden nachfolgend ausführlich beschrieben:

Standort WEA 01

Profil EP 1-1

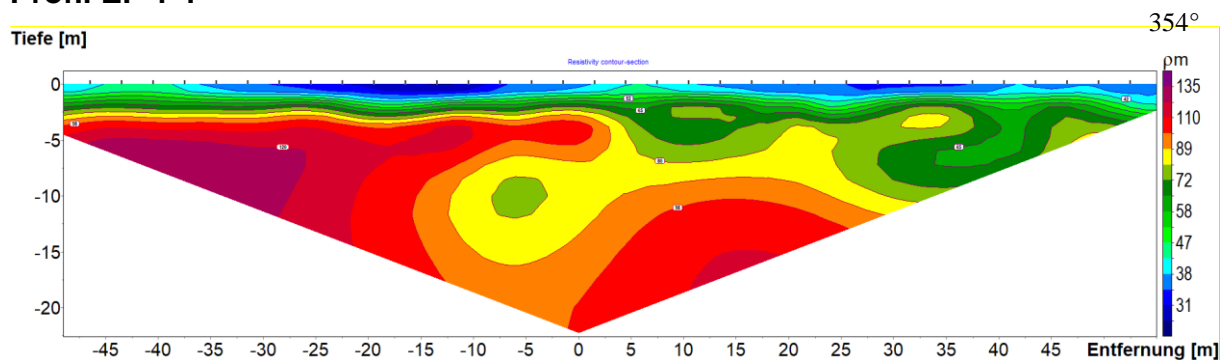


Abbildung 8: Modell des spezifischen elektrischen Widerstands

Der Anlagenmittelpunkt liegt bei Profilmeter (PM) 0.

Die Inversionsrechnung zeigt dreischichtiges Untergrundmodell ohne nennenswertes Einfallen. Zudem zeigen sich laterale Variationen in der zweiten Schicht.

Die oberste Schicht verläuft sählig mit Widerstandswerten unter $40 \Omega\text{m}$ und einer Mächtigkeit von 1 bis 2 m. Darunter folgt eine dünne Übergangsschicht mit Werten von 40 bis $70 \Omega\text{m}$. Im südlichen Teil des Profils, bis ca. PM 5 schließt sich darunter, bis in die max. Erkundungstiefe, eine Schicht mit Werten von ca. 70 bis $130 \Omega\text{m}$ an, welche in den Bereich für Kalkstein passen. Weiter nördlich, ab PM 5 zeigt sich eine Stufe bis in ca. 6 m Tiefe, mit Werten um $70 \Omega\text{m}$, welche für stärker verwitterten Kalkstein oder Mergelstein sprechen.

Profil EP 1-2

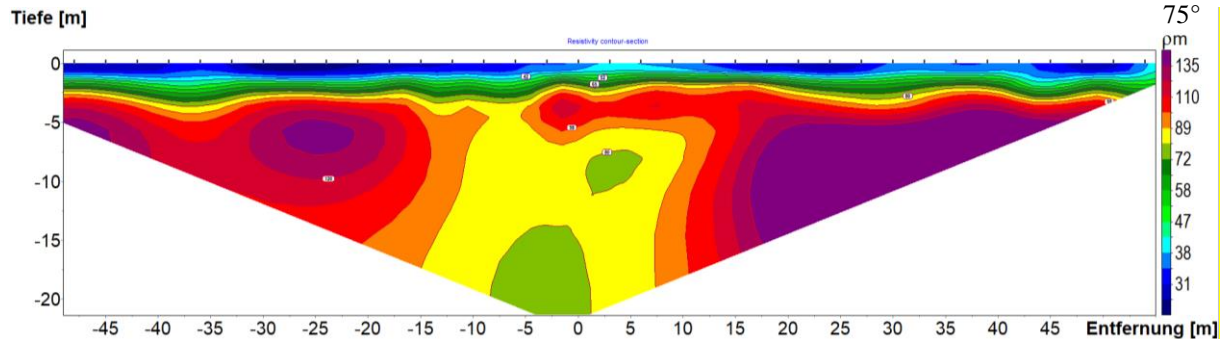


Abbildung 9: Modell des spezifischen elektrischen Widerstands

Der Anlagenmittelpunkt liegt bei Profilmeter (PM) 0.

Die Inversionsrechnung zeigt, wie oben, ein dreischichtiges Untergrundmodell mit den gleichen Schichten ohne nennenswertes Einfallen. Zudem zeigt sich eine laterale Anomalie geringen Kontrasts zentral in der dritten Schicht. Aufgrund des geringen Kontrasts ist jedoch nicht von einer nennswerten Kluft oder Störung auszugehen.

Standort WEA 02

Profil EP 3-S

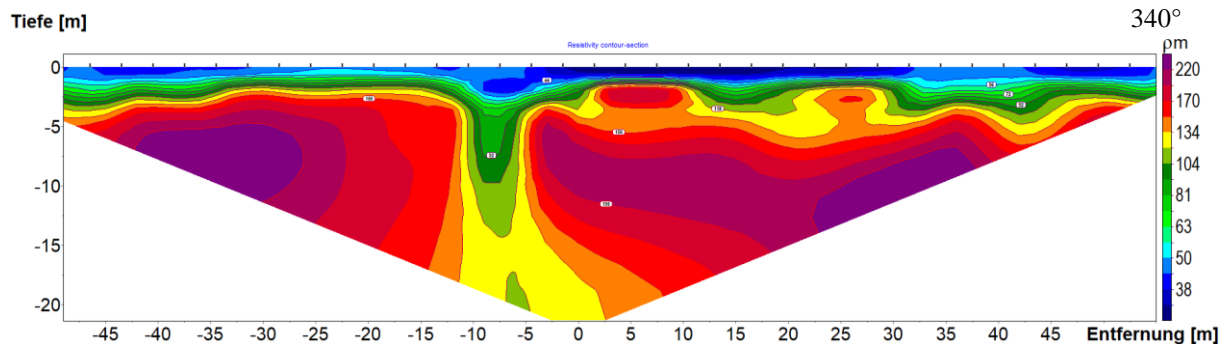


Abbildung 10: Modell des spezifischen elektrischen Widerstands

Der Anlagenmittelpunkt liegt bei Profilmeter (PM) 0.

Die Inversionsrechnung zeigt zwei- bis dreischichtiges Untergrundmodell ohne nennenswertes Einfallen. Zudem zeigen sich laterale Variationen.

Die oberste Schicht verläuft weitgehend sählig mit Widerstandswerten unter 50 Ωm und einer Mächtigkeit von 1 bis 2 m. Darunter schließt sich, bis in die max. Erkundungstiefe, eine Schicht mit Widerstandswerten zwischen 100 und 200 Ωm an, welche für bankigen, mittel klüftigen Kalkstein mit wenig Mergelanteil sprechen. Diese Schicht ist oberflächennah jedoch durch einige Anomalien geringeren Widerstands unterbrochen, welche für größere Bereiche höheren Verwitterungsgrads sprechen und bereichsweise als zwischengeschaltete Schicht interpretiert werden können.

Unterbrochen wird diese Schicht von einer Anomalie hohen Kontrasts im zentralen Bereich bei PM -9. Dies deutet auf größere Kluft- oder Störung hin, welche sich bis in die max. Erkundungstiefe fortsetzt.

Diese Kluftstruktur wurde in den Baggerschürfen bestätigt und muss beim Aufbau des Gründungspolsters entsprechend berücksichtigt werden. Es wird dringend empfohlen dafür einen Sachverständigen hinzuzuziehen.

Profil EP 4-W

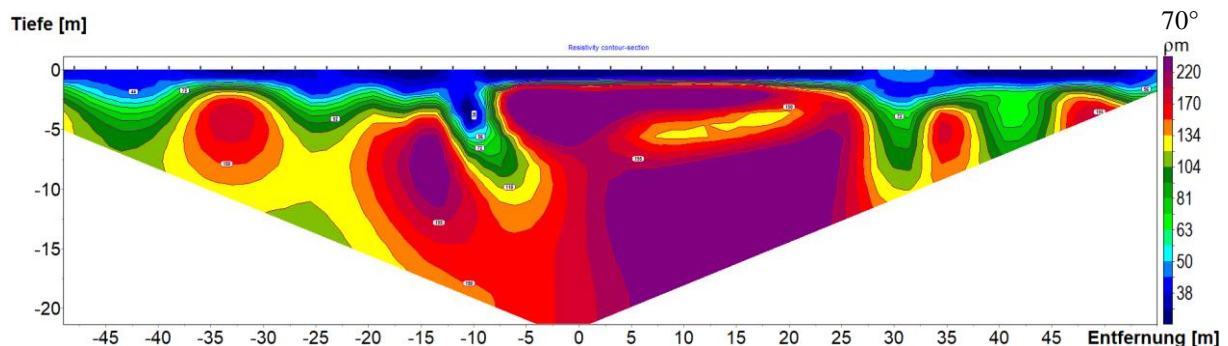


Abbildung 11: Modell des spezifischen elektrischen Widerstands

Der Anlagenmittelpunkt liegt bei Profilmeter (PM) 0.

Das Modell verhält sich analog zu dem zugehörigen Querprofil, wobei die Widerstände in der zweiten Schicht mit bis zu 400 Ωm noch höher sind. Dieser Anisotropieeffekt spricht für eine richtungsabhängige Klüftigkeit des Felses, was für Kalkstein nicht unüblich ist.

Mehrere kleinräumige, laterale Anomalien sind sichtbar. Davon kommt eine im Randbereich des geplanten Fundaments bei PM -10 zu liegen.

Auch hier ist beim Aushub der Baugrube mit besonderer Sorgfalt vorzugehen. Es wird dringend empfohlen dafür einen Sachverständigen hinzuzuziehen.

5.5 Charakteristische Bodenkennwerte

Bis zur maximalen Tiefe der Erkundungsstellen werden die angetroffenen Bodenschichten hinsichtlich ihrer wahrscheinlichen Kennwerte abgeleitet und sind **Mittelwerte**. Die Kennwerte der Tabelle gelten für den natürlichen, d.h. ungestörten Zustand.

Bodenschicht	Wichte γ / γ' kN / m ³	Reibungs- winkel φ' Grad	Steife- modul E_s kN / m ²	Kohäsion c' / c_u kN / m ²
Schluff, organisch (Oberboden)	17,0 / 7,0	17,5	kein Lastboden	0,0 / 15,0
Schluff (Verwitterungslehm, Pleistozän)	19,5 / 9,5	25,0	4.000	2,0 / 10,0
Kalkstein, zersetzt (Verwitterungszone, Oberkreide)	21,5 / 11,5	40,0	80.000	0,0 / 2,0

Tabelle 5: Charakteristische Bodenkennwerte

5.6 Bautechnische Einteilung

Nach den örtlichen Feststellungen ist der angrenzende Untergrund bis zur maximalen Erkundungstiefe für bautechnische Zwecke wie folgt einzuordnen:

Bodenschicht	Boden- gruppe DIN 18196	Klassifikation DIN 18196	Boden- klasse DIN 18300	Homogen- bereich "Erdarbeiten" *)	Frost- empfindlichkeit ZTVE - StB
Schluff, organisch (Oberboden)	OU	organogene Böden	1	A	F 2
Schluff (Verwitterungslehm, Pleistozän)	UL - TM, UL - GU*	bindige, feinkörnige und bindige, gemischt- körnige Böden	4	B	F 3
Kalkstein, zersetzt (Verwitterungszone, Oberkreide)	-----	-----	6	C	F 1 - F 3

Tabelle 6: Bautechnische Einteilung

*) Vorschlag - ohne VOB - rechtswirksamen Charakter



Erläuterungen zu den Einteilungen

➤ Bodengruppen (DIN 18196)

- **GE:** enggestufte Kiese **GW** weitgestufte Kies - Sand - Gemische **GI:** intermittierend gestufte Kies - Sand - Gemische
- **SE:** enggestufte Sande **SW** weitgestufte Sand - Kies - Gemische **SI:** intermittierend gestufte Sand - Kies - Gemische
- **GU bzw. GU*:** Kies - Schluff - Gemische **GT bzw. GT*:** Kies - Ton - Gemische
- **SU bzw. SU*:** Sand - Schluff - Gemische **ST bzw. ST*:** Sand - Ton - Gemische
- **UL:** leicht plastische Schluffe **UM:** mittelplastische Schluffe **UA:** ausgeprägt plastische Schluffe
- **TL:** leicht plastische Tone **TM:** mittelplastische Tone **TA:** ausgeprägt plastische Tone
- **OU:** Schluffe mit organischen Beimengungen **OT:** Tone mit organischen Beimengungen
- **OH:** grob- bis gemischtkörnige Böden mit Beimengungen humoser Art **HN:** nicht bis mäßig zersetzte Torfe (Humus)
- **HZ:** zersetzte Torfe **A:** Auffüllungen

➤ Bodenklassen (DIN 18300 und VOB "Erdarbeiten"):

- **Bodenklasse 1:** Oberboden (Mutterboden) - oberste Bodenschicht, die neben anorganischen Stoffen auch Humus und Bodenlebewesen enthält.
- **Bodenklasse 2:** Fließende Bodenarten - von flüssiger bis zähflüssiger Beschaffenheit, die das Wasser schwer abgeben.
- **Bodenklasse 3:** Leicht lösbare Bodenarten - nicht bindige bis schwach bindige Sande, Kiese, und Sand - Kies - Gemische mit bis zu 15 Gewichtsprozent Beimengungen an Schluff und Ton und mit höchstens 30 Gew.-% Steinen über 63 mm Korngröße und bis zu 0,01 m³ Rauminhalt. Organische Bodenarten mit besserer als breiiger Konsistenz sowie Torfe.
- **Bodenklasse 4:** Mittelschwer lösbare Bodenarten - Gemische von Sand, Kies, Schluff und Ton mit einem Anteil von mehr als 15 Gew.-%, sowie bindige von leichter bis mittlerer Plastizität und höchstens 30 Gew.-% Steine von über 63 mm Korngröße bis zu 0,01 m³ Rauminhalt.
- **Bodenklasse 5:** Schwer lösbare Bodenarten - Bodenarten nach den Bodenklassen 3 und 4, jedoch mit mehr als 30 Gew.-% Steinen von über 63 mm Korngröße bis zu 0,01 m³ Rauminhalt. Ebenso nicht bindige und bindige Bodenarten mit höchstens 30 Gew.-% Steinen von über 0,01 m³ bis 0,1 m³ Rauminhalt sowie ausgeprägt plastische Tone, die je nach Wassergehalt weich bis fest sind.
- **Bodenklasse 6:** Felsarten, die einen inneren, mineralisch gebundenen Zusammenhalt haben, jedoch stark klüftig, brüchig, bröckelig, schiefrig, weich oder verwittert sind, sowie vergleichbare verfestigte bindige und nicht bindige Bodenarten, wie sie z.B. durch Austrocknen, Gefrieren oder chemischen Bindungen hervorgerufen werden; nicht bindige und bindige Bodenarten mit mehr als 30 Gew.-% Steinen von über 0,01 m³ bis 0,1 m³ Rauminhalt.
- **Bodenklasse 7:** Schwer lösbarer Fels - Felsarten, die einen inneren, mineralisch gebundenen Zusammenhalt und hohe Gefügesteifigkeit haben und die nur wenig klüftig oder verwittert sind. Festgelagerter, unverwitterter Tonschiefer, Nagelfluhschichten, Schlackenhalde der Hüttenwerke sowie dergleichen.

➤ Homogenbereiche (DIN 18300 (2015) und VOB / C "Erdarbeiten"):

- **Definition:** Gemäß ATV DIN 18304 (2012) sind Boden und Fels in Homogenbereiche (Schichteneinteilung) einzuteilen. Ein Homogenbereich ist ein begrenzter Bereich aus einer oder mehreren Boden- und Felsschichten nach DIN 4020 und DIN EN 1997, T. 2, dessen bautechnische Eigenschaften eine definierte Streuung aufweisen und sich von den Eigenschaften der abgegrenzten Bereiche abheben.
- Die DIN 18300 (2012) wurde zurückgezogen - die Einteilung in Bodenklassen (bisher 1 - 7) entfällt.

➤ Frostempfindlichkeit (ZTVE - StB 09):

- **Frostempfindlichkeitsklasse F1:** nicht frostempfindlich
- **Frostempfindlichkeitsklasse F2:** gering bis mittel frostempfindlich
- **Frostempfindlichkeitsklasse F3:** sehr frostempfindlich

Hinweis: Die Abschätzung der Werte für die Homogenbereiche erfolgt auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen und der Erfahrung aus Projekten mit ähnlichen / vergleichbaren Böden sowie auf Grundlage von Literatur- und Tafelwerten. Die Angabe der nach DIN 18300 vorgesehenen Kennwerte für die Homogenbereiche ist mit entsprechender Genauigkeit und Aussagekraft nur auf der Grundlage eines entsprechenden Umfangs an Feld- und Laboruntersuchungen möglich.

5.7 Erdbebensicherheit

Nach DIN EN 1998-1 / NA: 2011-01 und der aktuellen zugehörigen "Karte der Erdbebenzonen in der Bundesrepublik Deutschland" gehört die Umgebung zu **keiner Erdbebenzone**.

5.8 Durchlässigkeit und Versickerungsfähigkeit

Für die Entscheidung über die Wahl des Fundamenttyps (Lagesicherheit gegen Aufschwimmen) ist die Beurteilung der Durchlässigkeit und Versickerungsfähigkeit des Untergrundes maßgebend.

Zur Beurteilung der hydraulischen Leitfähigkeit (= Wasserdurchlässigkeit) des Untergrundes ist es notwendig, den k_f - Wert (so genannter "Durchlässigkeitsbeiwert") zu bestimmen.

Für die Bodenschichten bis in maximale Tiefe des Erkundungsaufschlusses werden die Durchlässigkeiten nach Erfahrung wie folgt angegeben:

Bodenschicht	k_f - Wert m / s	Durchlässigkeit nach DIN 18130
Schluff, organisch (Oberboden)	10^{-5} - unter 10^{-6}	durchlässig bis schwach durchlässig
Schluff (Verwitterungslehm, Pleistozän)	unter 10^{-6} - unter 10^{-8}	schwach durchlässig bis sehr schwach durchlässig
Kalkstein, zersetzt (Verwitterungszone, Oberkreide)	10^{-5} - unter 10^{-8} *)	durchlässig bis sehr schwach durchlässig

Tabelle 7: Abschätzung Durchlässigkeit

*) je nach Kluftverlehmung

Verwitterungslehme, verwitterte Gesteine der Oberkreide mit lehmiger Kluftverfüllung und sehr dichte Festgesteinsstrukturen der Gebirgsformationen sind Wasserstauer und behindern eine rasche Versickerung von Bodenwässern. Der Untergrund wird als nicht geeignet angesehen, mögliche temporäre Wasserführungen rasch in die tieferen Untergrundregionen abzuführen.

5.9 Messung des spezifischen Erdwiderstandes

Für Windenergieanlagen des Anlagenherstellers ist gemäß den Anforderungen der spezifische Erdwiderstand zu messen.

Grundlage für die Ausführung derartiger Messungen ist die VDE-Richtlinie 0185-305. Darin wird für die Messungen ein Vierpol-Verfahren (z.B. Wenner-Verfahren) und ein Mindestabstand Erder - Hilfserder (= Stromeinspeiseelektroden) von 20 m gefordert.

Die Messarbeiten wurden am 25.08.2023 ausgeführt. Dazu wurde ein Erdwiderstandsmessgerät vom Typ Terrameter SAS 1000 der Firma ABEM

verwendet. Als Elektrodenkonfiguration kam gemäß der vorgenannten Technischen Information die Wenner- α Anordnung zur Anwendung.

Aus den gemessenen Widerstandswerten wurde nach der Formel:

$$\rho_s = 2\pi aR$$

der scheinbare spezifische elektrische Widerstand ρ_s ermittelt. R bezeichnet dabei den am Messgerät abgelesenen Widerstandswert.

Die verwendeten Elektrodenabstände a in m und der spezifische elektrische Widerstand ρ_s in Ωm sind der nachfolgenden Tabelle zu entnehmen.

Elektrodenabstand a [m]	WEA 01 ρ_s [Ωm]	WEA 02 ρ_s [Ωm]
2	50.8	51.2
3	55.2	61.7
5	63.3	79.9
8	73.7	101.4
12	84.8	120.9
16	93.3	132.5
20	99.6	139.3
25	105.4	145.4
30	109.9	150.9

Tabelle 8: Scheinbarer spezifischer Erdwiderstand an den Standorten

5.10 Bauchemische Bodenanalyse

Während den Erkundungen wurden keine freien Wasserführungen angetroffen. Gemäß den Anforderungen des Anlagenherstellers wurde für die Untersuchung auf betonaggressive Stoffe demnach die Bodenaggressivität nach DIN 4030 bestimmt.

Analysiert wurde eine Mischprobe je Standort aus dem Aushubmaterial der Schürfgruben.

Die folgende Tabelle gibt die Grenzwerte zur Einordnung des Angriffgrads nach DIN 4030 an (Tabelle entnommen aus Baustoffchemie,.. Springer Verlag, Tab. 4.38)

Tabelle 4.38: Angreifende Bestandteile in Wässern zur Einordnung des chemischen Angriffs (DIN 4030 und EN 206)

Angreifende Bestandteile	Prüfverfahren	Angriffsgrad (Expositionsklasse)		
		Schwach (XA1)	Mäßig (XA2)	Stark (XA3)
Grundwasser				
pH-Wert	ISO 4316 DIN 4030-2	≤ 6,5 und ≥ 5,5	< 5,5 und ≥ 4,5	< 4,5 und ≥ 4,0
Kalklösendes CO ₂ in $\frac{\text{mg}}{\text{l}}$	DIN 4030-2	≥ 15 und ≤ 40	> 40 und ≤ 100	> 100 bis Sättigung
Ammonium NH ₄ ⁺ in $\frac{\text{mg}}{\text{l}}$	ISO 7150-1 ISO 7150-2 oder DIN 4030-2	≥ 15 und ≤ 30	> 30 und ≤ 60	> 60 und ≤ 100
Magnesium Mg ²⁺ in $\frac{\text{mg}}{\text{l}}$	ISO 7980 oder DIN 4030-2	≥ 300 und ≤ 1 000	≥ 1 000 und ≤ 3 000	> 3 000 bis Sättigung
Sulfat SO ₄ ²⁻ in $\frac{\text{mg}}{\text{l}}$	DIN EN-196-2 DIN 4030-2	≥ 200 und ≤ 600	> 600 und ≤ 3 000	> 3 000 und ≤ 6 000
Boden				
Säuregrad des Bodens in $\frac{\text{ml}}{\text{kg}}$	DIN 4030-2	> 200 Baumann-Gully	In der Praxis nicht anzutreffen	
Sulfat in $\frac{\text{mg}}{\text{kg}}$ insgesamt	DIN EN 196-2	≥ 2 000 und ≤ 3 000	> 3 000 und ≤ 12 000	> 12 000 und ≤ 24 000

Tabelle 9a: Grenzwerttabelle nach DIN 4030

Das Ergebnis der Analytik ist in der **Anlage 3** beigefügt. Der Laborbefund hat folgendes Ergebnis bestimmt:

Parameter	WEA 01	WEA 02
SO ₄	868 mg / kg	687 mg / kg
Säuregrad nach Baumann - Gully	260 ml / kg	41 ml / kg

Tabelle 9b: Ausgewählte Vorgaben der DIN 4030 für betonangreifende Stoffe im Boden.

Am Standort WEA 01 ist gemäß dem Befund dem analysierten Material ein **schwacher Angriffsgrad** zuzuordnen (Expositionsklasse XA1). Demgegenüber liegt am Standort WEA 02 **kein Angriffsgrad** vor.

Die ermittelten Werte sind ergänzend vom Betonlieferanten hinsichtlich der erforderlichen Betonrezeptur zu beurteilen.

6 Ingenieurgeologische Beratung

6.1 Planungsvorhaben

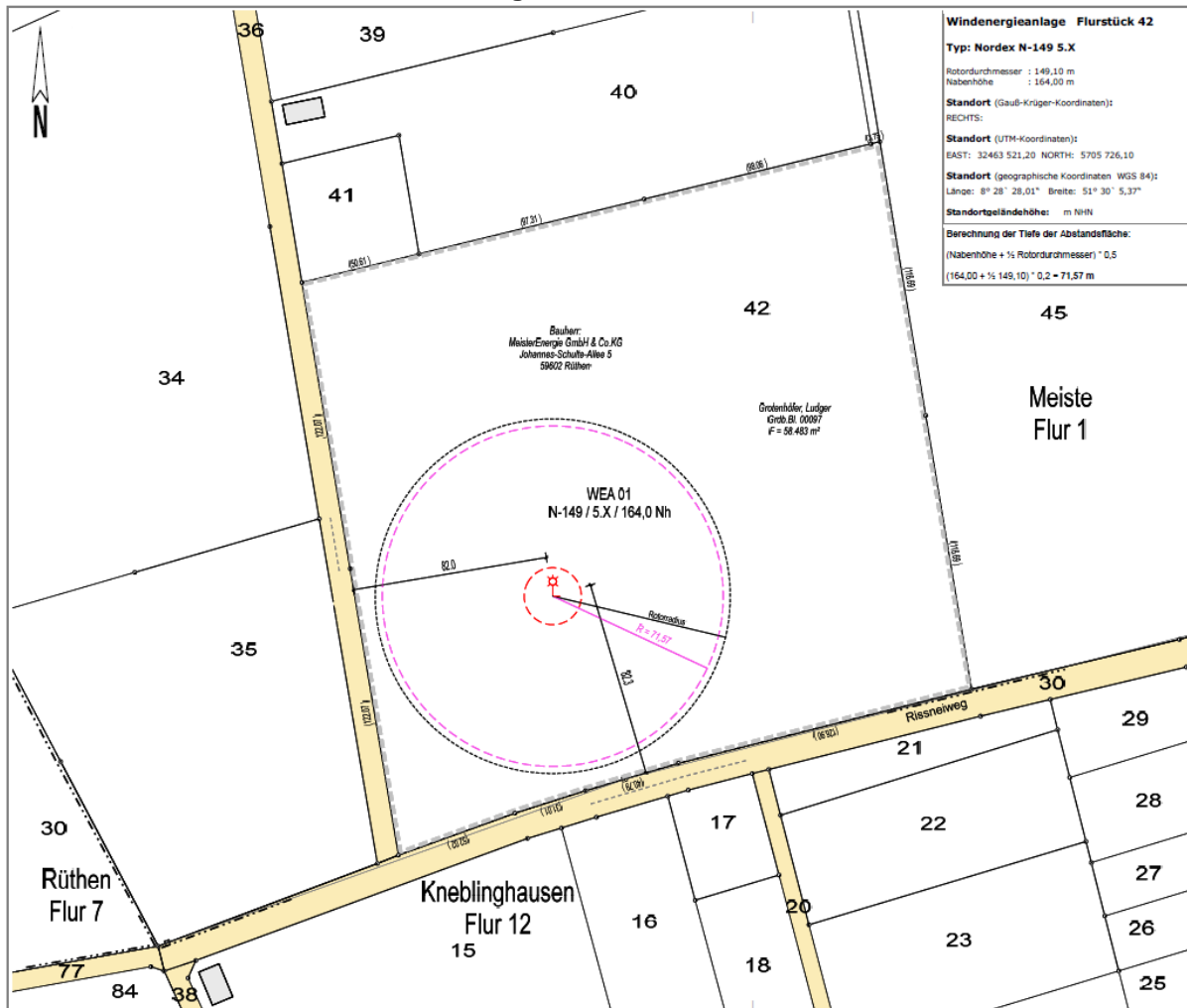
Das Planungsvorhaben sieht die Errichtung von 2 Windenergieanlagen des Anlagensystems:

- **NORDEX N149 5.X mit 164 m Nabenhöhe**

vor. Nachfolgend werden die Standorte auf der Grundlage der vorliegenden Amtlichen Lagepläne zum Bauantrag dargestellt.

Standort WEA 01

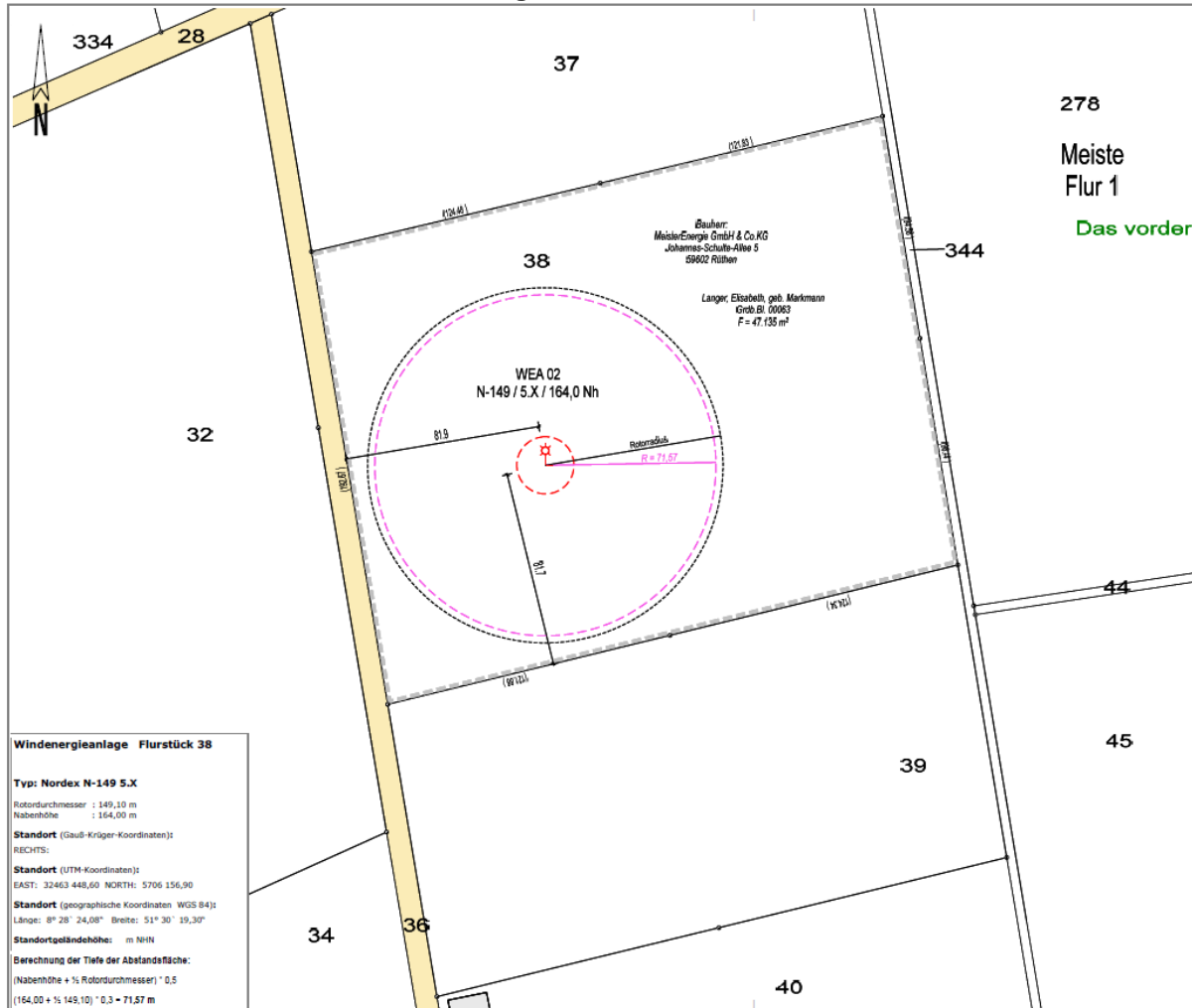
Abbildung 12a: Standort WEA 01



Quelle: ÜbV. Dipl.-Ing. Brülke, Lichtenau - Atteln

Standort WEA 02

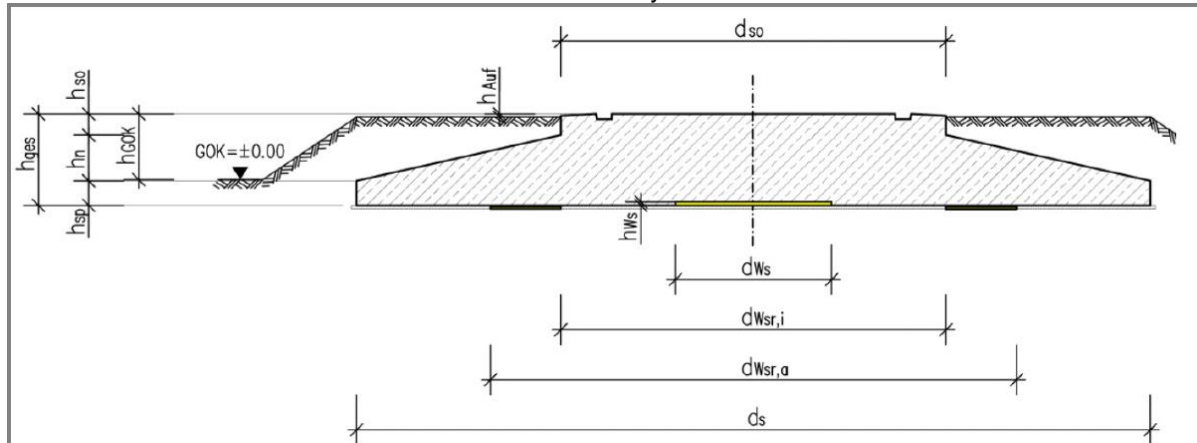
Abbildung 12b: Standort WEA 02



Auf der Grundlage der vom Bauherrn zur Verfügung gestellten Unterlage:

- **Allgemeine Dokumentation Fundamente Nordex N149/5.X Hybridturm TCS164 (Fundament mit Auftrieb)**, Nordex Energy SE & Co. KG, Rev. 08/25.05.2021

erhält das Typenfundament folgenden Querschnitt:

Abbildung 13: Querschnitt Typenfundament "Flachgründung mit Auftrieb für N149 / 5.X auf einem Hybridturm TCS 164"

Quelle: Nordex Energy GmbH

 $d_s = 24,00 \text{ m}$ (Außendurchmesser) $d_{so} = 10,90 \text{ m}$ (Sockeldurchmesser) $d_{ws} = 4,40 \text{ m}$ (Weichschichtdurchmesser) $d_{wsr,i} = 10,90 \text{ m}$ (Innere Weichschichtsringsdurchmesser) $d_{wsr,a} = 14,90 \text{ m}$ (Äußere Weichschichtsringsdurchmesser) $h_{ges} = 2,80 \text{ m}$ (Fundamenthöhe) $h_{sp} = 0,70 \text{ m}$ (Spornhöhe) $h_n = 1,50 \text{ m}$ (Spornneigungshöhe) $h_{so} = 0,60 \text{ m}$ (Sockelhöhe) $h_{GOK} = 1,91 \text{ m}$ (Abstand Fundamentoberkante - Grundoberkante) $h_{Auf} = 0,10 \text{ m}$ (Abstand Fundamentoberkante - Überschüttungoberkante) $h_{ws} = 0,05 \text{ m}$ (Weichschichtsdicke)

Unter dem inneren Bereich wird eine Weichschicht mit einem Durchmesser von $d_{ws} = 4,40 \text{ m}$ angeordnet. Das Fundament wirkt dadurch statisch als **Kreisringplatte**.

Grundwasserstand max. in Oberkante Gelände.

Die **Einbindetiefe** für die Flachgründung ist gem. der o.g. Spezifikation mit $0,89 \text{ m}$ unter GOK festgelegt (Anagenmittelpunkt). Hinzu kommt eine Sauberkeitsbetonschicht von mind. $d = 0,10 \text{ m}$, so dass die **effektive Fundamenteinbindung bei $0,99 \text{ m}$ unter Gelände** liegen wird.

Im Hinblick auf die +/- ebene topografische Oberflächensituation am jeweils unmittelbaren Standortbereich wird im Zuge der Umsetzung des Bauvorhabens mit keinen nennenswerten Geländeänderungen gerechnet.



6.2 Geotechnische Rahmenbedingungen (Zusammenfassung)

Die geotechnischen Rahmenbedingungen wurden an den Standorten im Zuge der orientierenden ingenieurgeologischen Voruntersuchungen mit Baggerschürfgruben und geophysikalischen Messungen geprüft.

In den vorhergehenden Abschnitten wurden die Ergebnisse der bodenkundlichen Feststellungen beschrieben. Im Folgenden werden die geotechnischen Rahmenbedingungen zusammenfassend wiedergegeben.

Standort WEA 01

Unter geländeabdeckendem und dünnmächtigem Oberboden folgt Verwitterungslehm aus schwach tonigen - mittel tonigen - sehr schwach feinkiesigen und sehr schwach steinigen bis mittel steinigen Schluff in weich bis steifer Konsistenz. Ab Tiefe von 3,80 / 3,90 m unter GOK schließt sich sehr stark zersetzter Kalkstein aus Steinen und Blöcken in lehmiger oder sandiger Matrix sowie teils lockerer Lagerung an (Verwitterungszone, Oberkreide).

Bei Tiefe von 5,00 m unter GOK wurde das Schurfende erreicht.

Durch die geoelektrischen Widerstandsmessungen konnte die geologische Situation am Standort weiter aufgeklärt werden. Unter einer Verwitterungszone von einer mittleren Mächtigkeit von ca. 5 m wird Festgestein erwartet. Im zentralen Bereich der Fundamentaufstandsfläche wurden Hinweise auf eine Stufe des Festgesteinshorizontes festgestellt.

Grundwasser: Am Erkundungstag konnte keine freie Wasserführung festgestellt werden.

Standort WEA 02

Unter geländeabdeckendem und dünnmächtigem Oberboden folgt Verwitterungslehm aus mittel steinigen oder mittel tonigen und schwach steinigen Schluff in weicher Konsistenz. Ab Tiefe von 0,80 / 1,20 m unter GOK schließt sich sehr stark zersetzter oder schwach zersetzter Kalkstein entweder plattig - bankig mit Blöcken in sandig - lehmiger Matrix oder steinig - kiesig in lehmiger Matrix an (Verwitterungszone, Oberkreide).

Ab Tiefe von 3,50 bzw. 5,00 m unter GOK konnte aufgrund rapide zunehmender Gesteinsfestigkeit kein weiterer Grabfortschritt mehr erreicht werden.

Durch die geoelektrischen Widerstandsmessungen konnte die geologische Situation am Standort weiter aufgeklärt werden. Unter einer



Verwitterungszone von einer mittleren Mächtigkeit von ca. 2 m wird Festgestein erwartet. Auffällig zeigten sich Kluffstrukturen, welche bei der Gründungsplanung zu berücksichtigen sind.

Grundwasser: Am Erkundungstag konnte keine freie Wasserführung festgestellt werden.

Bei einer standardisierten Einbindetiefe des Fundamentes von -0,99 m wird an den Standorten mit folgender Einbindung zu rechnen sein:

Standort WEA 01 → **Schluff - weich bis steif (Verwitterungslehm)**

Standort WEA 02 → **Schluff - weich (Verwitterungslehm) oder Kalkstein, stark zersetzt (Verwitterungszone, Oberkreide)**

Die in Tiefe der Lasteinwirkung anstehenden plastischen oder plastisch beeinflussten Böden weisen geringe Verformungsresistenz auf und müssen somit als **nicht ausreichend tragfähig** bewertet werden. Eine konzentrierte Lastaufbringung lässt größere und im ungünstigsten Fall unzulässige differenzielle Setzungen befürchten.

Optimale Tragfähigkeitsverhältnisse sind für die bankigen Kalksteine gegeben, die praktisch kaum signifikante Nachgiebigkeiten aufweisen.

6.3 Gründung der Anlagen

Maßgebend ist der Tiefenbereich, bis in den die Einwirkung der Anlagenlasten unter Beachtung der für das festgelegte Anlagensystem erforderlichen Bodenpressung (aufnehmbarer Sohldruck des Untergrundes) reicht. Gemäß der vorliegenden Dokumentation des standardisierten Fundamentes liegen die Anforderungen bei einer max. zulässigen Bodenpressung im BS - P bei $\sigma_{\max} \geq 258 \text{ kN / m}^2$ und im BS - A bei $\sigma_{\max} \geq 359 \text{ kN / m}^2$. Dies ist in den geländenah anstehenden "weichen" Lehmen bzw. den lehmig verwitterten Kalksteinen nicht gewährleistet.

Die Absetzung der Turmlasten erfordert daher zur Ausschließung unzulässiger Setzungsverformungen aufgrund statischer und zyklischer Lastbeanspruchungen mindestens dichte Lagerungsverhältnisse des Untergrundes. Diese müssen gleichmäßig über die gesamte Einwirkungstiefe der Turmlasten gewährleistet werden.

Vordergründiges Ziel zur standsicheren Lastabtragung der Anlage ist die Sicherstellung gleichmäßiger und tragfähiger Gründungsbedingungen.

Für die Standorte ist eine ausreichende Tragfähigkeit des Untergrundes zur Aufnahme der einwirkenden statischen und zyklischen Lasten ausschließlich in den harten und kompakten bankigen Felsgesteinen der Oberkreide gegeben. Innerhalb der



Felsformation sind bei Lastaufbringung hohe Scherwiderstände zu erwarten, so dass mit wenigen bis gegen nahe Null gehenden Verformungen zu rechnen sein wird.

Mit der Lasteinleitung in die Felsgesteine kann sichergestellt werden, dass die Lasten im Hinblick auf die zu berücksichtigenden (möglichen) Lastwechsel und der hiermit einhergehenden erhöhten Eck- und Kantenpressung schadlos aufgenommen werden.

Aufgrund der geländenahen Tiefenfestlegung der Fundamentaufstandsfläche und der Tiefenlage ausreichend belastungsfähiger Untergrundstrukturen werden entsprechend dimensionierte Überbrückungsmaßnahmen erforderlich. Gemäß der Feststellungen wird mit dem Beginn felsiger Festgesteine in folgenden Tiefen gerechnet:

Standort WEA 01 → **ab ca. 5,0 m unter GOK**

Standort WEA 02 → **ab ca. 3,5 / 5,0 m unter GOK**

Hieraus ergeben sich bei einer effektiven Fundamenteinbindung von -0,99 m unter GOK folgende Fehlhöhen:

Standort WEA 01 → **ca. 4,0 m**

Standort WEA 02 → **ca. 2,5 / 4,0 m**

Anmerkung: Die genauen Fehlhöhen und Austauschmächtigkeiten des Bodenmaterials können erst nach Anlegen der Baugrube festgelegt werden. Aufgrund der Heterogenität der anstehenden Kalk-(Mergel)-Steine kann nicht ausgeschlossen werden, dass lokal tiefgreifendere Bodenaustauschmaßnahmen erforderlich werden. Das Hinzuziehen eines Baugrundsachverständigen während der Aushubarbeiten wird angeraten.

Der Ausgleich erfolgt durch Bodenaustausch mit Auskoffnung der betreffenden Schichtbereiche und dem Ersatz mit geeigneten Erdbaustoffen.

Der Bodenaustausch erfolgt mit gleichmäßig kornabgestuften, einbau- und verdichtungsfähigen sowie raumbeständigen Erdbaustoffen (z.B. mineralisches Brechkorngemisch 0 - 32, 0 - 45 oder 0 - 56 mm). Das Material wird in Lagen zu höchstens $d = 0,30$ m eingebaut und lagenweise verdichtet (s. Abschn., 6.8 - "Bodenaustausch").

Die endgültige Festlegung wird unter Hinzuziehung des Baugrundsachverständigen im Rahmen der Baugrubenabnahme und Freigabe der weiteren Arbeiten festgelegt.

Zweck der baugrundsachverständigen Beteiligung ist zudem, ungünstige Einflüsse auf die Gründung der Anlagen auszuschließen und frühzeitig eventuell notwendige Maßnahmen zur Vergleichmäßigung der Tragfähigkeitseigenschaften durchzuführen.



Die Beteiligung des Baugrundsachverständigen ist dringend geboten, da die Beurteilung der Gründungsverhältnisse erst in der fertig gestellten Baugrube über den gesamten Baugrubenquerschnitt ermöglicht wird.

Für den Fall, dass lehmgefüllte Klüfte angetroffen werden sollte wie folgt verfahren werden:

Kleinräumige Störungen oder Anomalien etwa im wenigen dm - Bereich erfordern aufgrund der Erfahrungen bei vergleichbaren Anlagen und Untergrundbedingungen keine Zusatzmaßnahmen.

Im Falle breiterer Bereiche (etwa größer als eine Baggerlöffelbreite) wird ein auf die örtlichen Verhältnisse angepasster Bodenaustausch in der Art durchgeführt, dass unter Beteiligung des Baugrundsachverständigen entweder eine tiefenmäßig begrenzte Verdickung der Betonsauberkeitsschicht oder ein Ersatz mit gleichmäßig kornabgestuften, einbau- und verdichtungsfähigen sowie raumbeständigen Erdbaustoffen vorgenommen wird (z.B. mineralisches Brechkorngemisch 0 - 32, 0 - 45 oder 0 - 56 mm). Das Material prinzipiell in Lagen zu $d = 0,30$ m eingebaut und lagenweise verdichtet.

Bei sach- und fachgerechter Umsetzung der Maßnahme kann eine standsichere Gründung der Anlagen gewährleistet werden, so dass die von der Windenergieanlage abzutragenden maßgeblichen Bauwerkslasten vom anstehenden Baugrund ausreichend aufgenommen werden können. Dies gilt insbesondere für den Lastfall "BS - A" und der hiermit einhergehenden erhöhten Eck- und Kantenpressung.

Alternativer Gründungsvorschlag WEA 1:

Falls auf die tiefreichenden Bodenaustauschmaßnahmen (ca. 5,0 m) an WEA 1 verzichtet werden soll, bietet sich als Alternative eine Baugrundverbesserung mit **Geopier GP3™-Bohrrammsäulen** an.

Das Geopier GP3 - System verwendet sogenannte Rammed Aggregate Pier® (RAP)-Elemente, auch bekannt als Geopier® - Bohrrammsäulen, um die Eigenschaften eines nicht oder gering tragfähigen Baugrundes, wie z.B. weichen bis steifen Schluff und Ton, lockeren bis mitteldichten schluffigen oder tonigen Sand, Böden mit organischen Beimengungen sowie anthropogene Auffüllungen, zu verbessern.

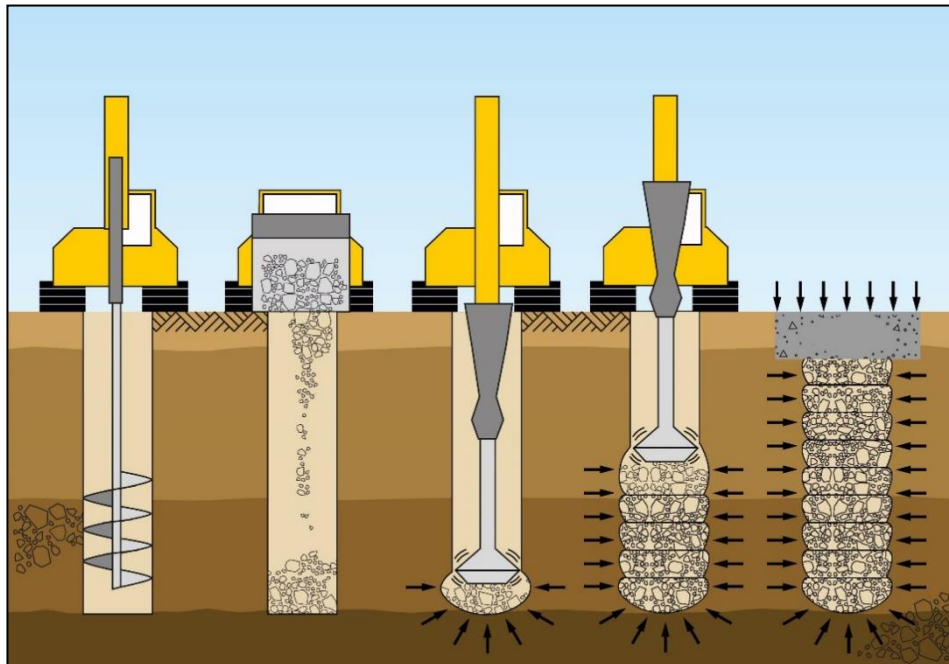
Geopier GP3-Bohrrammsäulen bieten eine Möglichkeit, um sowohl die Gesamtsetzung als auch Setzungsunterschiede zu limitieren sowie die Tragfähigkeit zu erhöhen und so den projektspezifischen Anforderungen gerecht zu werden. Die Herstellung der Geopier GP3 Bohrrammsäulen erfolgt folgendermaßen:

- Zunächst wird ein Hohlraum mit einem Durchmesser von 60 cm bzw. 75 cm erbohrt. Übliche Tiefen liegen zwischen 2 m und 10 m. Sowohl der Durchmesser als auch die Länge der Säulen richtet sich nach den projektspezifischen Gegebenheiten und Anforderungen. Der Bohrprozess erlaubt eine in

Augenscheinnahe des erbohrten Materials. So kann sichergestellt werden, dass die Schottersäulen bis auf den tragfähigen Boden geführt werden.

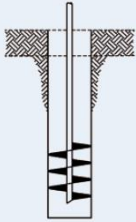

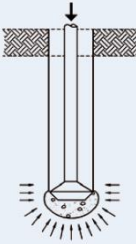

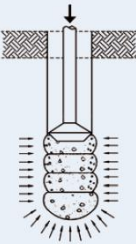

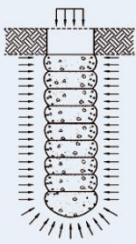

- Nach dem Bohrvorgang wird lagenweise ein geeignetes Schottermaterial in den erbohrten Hohlraum gefüllt. Jede Lage wird dann durch vertikale Rammenergie mittels eines Verdichtungstellers hochgradig verdichtet. Dies resultiert in einer hohen Steifigkeit sowie einer verbesserten Tragfähigkeit der Gründungsebene. Des Weiteren wird das Schottermaterial durch die spezielle Form des Verdichtungstellers seitlich in und gegen den anstehenden Baugrund gedrückt. Dadurch entsteht zum einen ein sehr guter Verbund zwischen Boden und Schottermaterial, zum anderen wird auf diese Weise ein hoher Seitendruck erzeugt, der ganz wesentlich zum Tragverhalten der Schottersäulen beiträgt.
- Die Lasten werden zum Großteil von den im Vergleich zum anstehenden Baugrund wesentlich steiferen Geopier GP3-Bohrrammsäulen aufgenommen. Auf diese Weise lassen sich diese Bohrrammsäulen sowohl zur Setzungsreduzierung und Tragfähigkeitserhöhung von Einzel- und Streifenfundamenten als auch von Bodenplatten einsetzen.

Abbildung 14a: Schematische Darstellung des Geopier GP3 - Herstellungsverfahrens



Die einzelnen Herstellungsschritte umfassen:

Abbildung 14b: Herstellungsschritte

1. Ausbohren des anstehenden Bodens	
	Durchmesser Bohrschnecke: 60-75 cm Säulenlänge bis zu 7,5 m
	
2. Herstellung Säulenfuß mit Grobschlag	
	1 Lage Grobschlag (z.B. 32/56) Verdichtung durch Schlagenergie
	
3. Aufbau der Säulen	
	Lagenweise Einbringung der Schotterportionen aus dem Schotter-Splitt Gemisch (z.B. 4/32) Verdichtung jeder Schotter- lage auf eine Schichtdicke von ca. 30 cm
	
4. Verdichtung jeder Schotterlage mit dem geopiertypischen Stampfer	
	Dichte Lagerung des Schotters Säulen können direkt überbaut werden definierter seitlicher Aus- wuchs und Verzahnung in jeder Lage durch die geopier- typische Form des Stampfers
	

Quelle: Geopier®-Spezialtiefbau GmbH, Bebra

Die wesentlichen Vorteile des Verfahrens sind:



- Beschleunigter Bauablauf
- Zuverlässigkeit
- Wirtschaftlichkeit
- Qualitätskontrolle durch visuelle Begutachtung des Bohrgutes sowie durch Probelastungen
- Außer einer Arbeitsebene ist keine Baustelleninfrastruktur erforderlich
- Tragfähigkeitserhöhung
- Setzungsreduktion
- Hohe Einzeltragfähigkeit

Das Last - Verformungsverhalten der Geopier - Bohrrammsäulen hängt ab von den vorliegenden Baugrundeigenschaften sowie den aufzunehmenden Lasten. Im Rahmen der Bemessung wird die Kapazität im Sinne des Last - Verformungsverhaltens der Säulen auf Grundlage der vorliegenden Baugrundeigenschaften ermittelt. Dies erfolgt mit Hilfe fundierter Erfahrungswerte für die unterschiedlichsten Baugrundverhältnisse. So wird sichergestellt, dass die von den Säulen aufzunehmenden Lasten in dem prognostizierten Last - Verformungsverhalten resultieren. Dabei werden die Lasten der Einzelsäulen auf der Grundlage eines Federmodells ermittelt, wonach der Boden als weiche Feder und die Geopier GP3-Bohrrammsäulen als steife Federn betrachtet werden.

Aufgrund der höheren Steifigkeit der Säulen gegenüber dem anstehenden Boden kommt es im Bereich der Säulen zu einer Spannungskonzentration, die sich aufgrund theoretischer Überlegungen in Kombination mit Forschungsergebnissen sowie Erfahrungswerten ermitteln lässt.

Bei Bedarf kann das Last - Verformungsverhalten projektspezifisch anhand von Probelastungen überprüft und somit die im Rahmen der Bemessung getätigten Annahmen verifiziert werden.

Aus den Kennwerten der Geopier GP3 - Bohrrammsäulen und denen des umgebenden Bodens werden entsprechend den Verhältniswerten verbesserte Berechnungskennwerte ermittelt, auf deren Grundlage dann die üblichen erdstatischen Nachweise geführt sowie das Setzungsverhalten prognostiziert werden kann.

Bei der Herstellung von Geopier GP3-Bohrrammsäulen wird i.d.R. kein Zement verwendet, so dass eventuelle Abbindezeiten nicht zu berücksichtigen sind.

Verfahrensbedingt fällt bei der Herstellung Bohrgut an, dass entsprechend zu entsorgen ist.

Bei dem beschriebenen Verfahren handelt es sich um ein durch die Geopier Foundation Company Inc. patentiertes Verfahren. Die Bemessung, der Entwurf und die Ausführung von Geopier - Bohrrammsäulen erfolgt durch lizenzierte Bauunternehmen.



Die Ausführung erfolgt ab Geländeniveau, wobei in einem ersten Schritt der Oberboden (organischer Schluff) entsprechend der ausgebildeten Schichtdicke vollflächig abgetragen wird. Anschließend erfolgt zur Stabilisierung der Arbeitsebene (Stand- und Fahrfläche der Geräteeinheit) die Aufbringung einer Schotterschicht in Dicke von $d = 0,50$ m, welche sorgfältig bzw. intensiv verdichtet wird.

Nach der Einbringung der Schottersäulen kommen die Arbeiten zur Herstellung der Geländeauffüllung zur Ausführung. Diese umfassen entsprechend der planungsseitigen Festlegung der Fundamentbasis mehrere Meter Mächtigkeit und müssen hinsichtlich der Anforderungen als Lastboden qualifiziert vorgenommen werden.

Empfohlen wird ein Brechkorngemisch 0 - 32, 0 - 45 oder 0 - 56 mm (Kornkurve nach TL SoB-StB / ZTV SoB-StB), welches in Schichtlagen von höchstens $d = 0,30$ m aufgebracht und je Lage verdichtet wird.

Der Einbau erfolgt ab äußerem Fundamentplattenrand im Lastausbreitungswinkel von 45° nach unten. Anschließend wird das Material intensiv und "kreuzweise" verdichtet. Auf die sorgfältige Verdichtung am äußeren Fundamentrand wird ausdrücklich hingewiesen. Zur Gewährleistung der ausreichenden Verdichtung am Fundamentrand ist prinzipiell eine Verbreiterung der Schicht auf mindestens $b = 0,50$ m zu empfehlen.

Der Erfolg der Tragfähigkeitsverbesserung ist zweckmäßigerweise durch Fremdprüfung nachzuweisen. Als Verdichtungsziel sollte nachgewiesen werden:

$D_{pr} \geq 103\%$ Proctor

oder ersatzweise

$E_{v2} \geq 120$ MN / m² Verformungsmodul

$E_{v2} / E_{v1} \leq 2,3$ Verdichtungsverhältnis

Mindestens in halber und ganzer Aufbauhöhe ist jeweils ein Lastplattendruck - Versuch nach DIN 18134 zur Bestätigung der Verdichtung und der E - Module auszuführen.

Um eine gleichmäßige Lastverteilung in die vorab hergestellten Schottersäulen zu erreichen, sollte zwischen den Säulenköpfen und der ersten Lage der Geländeauffüllung ein Geogitter mit Vlies aufgelegt werden (TENAX GT HM3). Für die Verlegung des Geogitters gelten die Angaben des Herstellers.

6.4 Auftriebssicherheit

Das vorgelegte Fundamentdatenblatt des Anlagenherstellers enthält die Voraussetzungen einer Flachgründung mit einem maximalen Grundwasserstand in Oberkante Gelände.

6.5 Geotechnische Nachweise

Die Aufstellung und der Betrieb der Anlagen erfordern die Einhaltung bestimmter Anforderungskriterien. Diese werden in der Veröffentlichung von Allgemeinen Dokumentationen bekanntgegeben.

Auf der Grundlage der vom Bauherrn zur Verfügung gestellten Unterlage

- **Allgemeine Dokumentation Fundamente Nordex N149/5.X Hybridturm TCS164 (Fundament mit Auftrieb)**, Nordex Energy SE & Co. KG, Rev. 08/25.05.2021

werden folgende Anforderungen an den Baugrund gestellt:

Abbildung 14: Anforderungen Baugrund

- Maximal zulässige Bodenpressung im BS-P: $\sigma_{\max,BS-P} \geq 258 \text{ kN/m}^2$
- Maximal zulässige Bodenpressung im BS-A: $\sigma_{\max,BS-A} \geq 359 \text{ kN/m}^2$
- Statische Drehfederkonstante: $k_{\phi,stat} \geq 60000 \text{ MNm/rad}$
- Dynamische Drehfederkonstante: $k_{\phi,dyn} \geq 300000 \text{ MNm/rad}$

Tab. 2: *Charakteristische Lasten in der Sohlfuge der Gründung nach DIBt für Fundament TCS164 FmA; Durchmesser 24,0 m*

	M_{b,k} [kNm]	V_k [kN]	H_k [kN]
BS-P	178216	35139	1115
BS-T	65867	34654	599
BS-A	231401	35448	1577



Eigengewicht, Erdüberschüttung und Auftrieb

Betonvolumen

- Betonwichte $\gamma_C = 25,0 \text{ kN/m}^3$
- Betongewicht $G_C = 18687 \text{ kN}$

Überschüttung

- Höhe Erdüberschüttung innen $t_{\text{ÜS,inn}} = 0,50 \text{ m}$
- Höhe Erdüberschüttung außen $t_{\text{ÜS,aus,max}} = 2,00 \text{ m}$
- Bodenwichte $\gamma_{\text{ÜS}} = 18,0 \text{ kN/m}^3$
- Gewicht Erdüberschüttung $G_{\text{ÜS,max}} = 8686 \text{ kN}$

Auftrieb

- Höhe Wassersäule $h_{\text{GW,max}} = 0,892 \text{ m}$
- Auftriebskraft $G_{\text{GW,max}} = -4035 \text{ kN}$

Quelle: Nordex Energy GmbH

Weiterhin sind einschlägige DIN-Normen und Regelwerke zu beachten.

Auf der Grundlage der Bodenkennwerte wurden Grundbruch - und Setzungsprognosen, Nachweise gegen Gleiten und Kippen sowie der Lagesicherheit mit Hilfe des Programmes "*GGU - Footing*" erstellt, dessen Rechnerausdrucke in den **Anlagen 4.1 bis 4.8** ersichtlich sind.

Die in der Berechnung eingesetzten Belastungswerte sind gemäß den Vorgaben der Allgemeinen Dokumentation berücksichtigt worden (siehe o.s. Zusammenstellung). Die in den Nachweisen eingesetzten Schnittgrößen sind vom Anlagenhersteller auf Plausibilität zu prüfen!

Die Belastungswerte beziehen sich auf Unterkante Fundament.

An dem Standort erfolgt die Lasteinleitung der Gesamtkonstruktion aufgrund der erforderlichen Überbrückung zwischen der Fundamentunterkante und dem ausreichend belastungsfähigen Untergrund in einen mineralischen und nicht bindigen Tragschichtunterbau (Bodenaustausch).

Das Gründungsniveau wird mit folgenden Tiefen berücksichtigt (Fehlhöhe zuzügl. effektive Fundamenteinbindung):

Standort WEA 01 → ca. 5,00 m

Standort WEA 02 → ca. 3,50 / 5,00 m i.M. = 4,25 m

Bei bestimmungsgemäßer Herstellung, Prüfung und Freigabe des Bodenaustausches werden folgende bodenphysikalische Kennwerte erwartet:

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG

Angewandte Geologie, Baugrundsachverständigenwesen
Geophysik & Geotechnik



γ / γ'	= 19,0 / 12,0 kN / m ³	Wichte
φ	= 37,5 °	Reibungswinkel
c	= 0,0 kN / m ²	Kohäsion
E_s	= 100.000 kN / m ²	Steifemodul

Für den Fels der Kreide wurden folgende Kennwerte **als Mittelwerte** für die Lasteinflusstiefe angesetzt:

γ / γ'	= 24,0 / 14,0 kN / m ³	Wichte
φ	= 45,0 °	Reibungswinkel
c	= 0,0 kN / m ²	Kohäsion
E_s	= 300.000 kN / m ²	Steifemodul

Berechnet wurden die Lastfälle: "BS-P" und "BS-A", jeweils mit / ohne Auftrieb.

Die nachstehende Tabelle enthält die Ergebnisdarstellung.

Programm- berechnung	WEA 01	WEA 02
Setzungen: in cm	mit / ohne Auftrieb BS - P: $s = 0,03 - 0,95 / 0,03 - 0,92$ BS - A: $s = 0,02 - 1,18 / 0,01 - 1,11$	mit / ohne Auftrieb BS - P: $s = 0,03 - 0,88 / 0,05 - 0,92$ BS - A: $s = 0,02 - 1,09 / 0,01 - 1,02$
Zul. Schiefstellung: $\Delta s \leq 3 \text{ mm / m}$ $24,00 \times 3 \approx 72 \text{ mm}$ $24,00 / 0,072 = 1 : 333$	mit / ohne Auftrieb BS - P: $1 : 2.218 / 1 : 2.294 < 1 : 333$ BS - A: $1 : 1.745 / 1 : 1.850 < 1 : 333$	mit / ohne Auftrieb BS - P: $1 : 2.403 / 1 : 2.323 < 1 : 333$ BS - A: $1 : 1891 / 1 : 2.017 < 1 : 333$
Grundbruchsicherheit: Ausnutzungsgrad $\mu = V_d / R_d$ $\leq 1,0 \rightarrow$ Nachweis erbracht!	mit / ohne Auftrieb BS - P: $\mu = 0,028 / 0,019 \leq 1,0$ BS - A: $\mu = 0,031 / 0,019 \leq 1,0$	mit / ohne Auftrieb BS - P: $\mu = 0,028 / 0,027 \leq 1,0$ BS - A: $\mu = 0,031 / 0,019 \leq 1,0$
Gleitwiderstand: Ausnutzungsgrad $\mu = T_{,d} / R_{t,d}$ $\leq 1,0 \rightarrow$ Nachweis erbracht!	mit / ohne Auftrieb BS - P: $\mu = 0,066 / 0,060 \leq 1,0$ BS - A: $\mu = 0,068 / 0,062 \leq 1,0$	mit / ohne Auftrieb BS - P: $\mu = 0,066 / 0,060 \leq 1,0$ BS - A: $\mu = 0,068 / 0,052 \leq 1,0$
Lagesicherheit $\mu_{\text{EQU}} = M_{\text{dst}} / M_{\text{stb}} \leq 1,0$ \rightarrow Nachweis erbracht!	mit / ohne Auftrieb BS - P: $\mu = 0,622 / 0,565$ BS - A: $\mu = 0,506 / 0,460$	mit / ohne Auftrieb BS - P: $\mu = 0,622 / 0,565$ BS - A: $\mu = 0,506 / 0,460$

Tabelle 10: Geotechnische Standsicherheitsnachweise - Programmberechnung

Die Programmberechnung hat unter den gegebenen Lastbeanspruchungen für die betrachteten Lastfälle zulässige Setzungsverformungen nachgewiesen. Grundbruchsicherheit, Kippsicherheit, Gleitwiderstand und Lagesicherheit sind ausreichend.

Für die Fundamenteinspannung zwischen Fundament und Baugrund ist eine dynamische Mindestdrehfedersteifigkeit in der Größenordnung entsprechend den o.s. Angaben zu bestätigen. Diese beinhalten ferner, dass sich die erforderlichen dynamischen Steifemodule in Abhängigkeit von Fundamentgeometrie und Querdehnzahl ergeben. Die Anforderungen gelten für jede Baugrundsicht im Lasteinflussbereich des Fundamentes.

Neben den erkundeten Schichtdaten sind die Werte für $E_{\text{oed,stat.}}$ und $E_{\text{oed,dyn.}}$ als mittlere Kennwerte bzw. nach GbT, 5. Auflage, Bild 39, bestimmt worden. Die empirische Querdehnzahl wurde in Abhängigkeit des inneren Reibungswinkels berechnet

Die nachfolgenden Tabellen enthalten das Nachweisergebnis der nach Excel - Kalkulation berechneten Werte.

WP Meiste				Nachweis Drehfedersteifigkeit								
Datum	13.09.2023											
Turmtyp	N149, 164mNH											
Gründungsart	FlmA			Standort	WEA 01					60.000	300.000	Sollwerte
Schichten unter Fundament:	Innerer Reibungswinkel	Lagerung / Konsistenz	UK Schicht von GOK (m)	Schicht-höhe (m)	Eoed,stat (MN/m ²)	Eoed,dyn (MN/m ²)	Querdehn-zahl	Fundament-radius (m)	Kappa phi, stat (MNm/rad)	Kappa phi, dyn (MNm/rad)	Bemerkung	
UK Sauberkeitsschicht			0,99					12				
Bodenaustausch	37,5	sehr dicht	5,00	4,01	100	300	0,28	12,00	195.133	585.400	ausreichend	
Kreide	45	sehr dicht	35,00	30,00	300	3000	0,23	15,08	1.253.288	12.532.879	ausreichend	

Tabelle 11a: Dynamische Drehfedersteifigkeit - statischer / dynamischer Steifemodul

WP Meiste				Nachweis Drehfedersteifigkeit								
Datum	13.09.2023											
Turmtyp	N149, 164mNH											
Gründungsart	FlmA			Standort	WEA 02					60.000	300.000	Sollwerte
Schichten unter Fundament:	Innerer Reibungswinkel	Lagerung / Konsistenz	UK Schicht von GOK (m)	Schicht-höhe (m)	Eoed,stat (MN/m ²)	Eoed,dyn (MN/m ²)	Querdehn-zahl	Fundament-radius (m)	Kappa phi, stat (MNm/rad)	Kappa phi, dyn (MNm/rad)	Bemerkung	
UK Sauberkeitsschicht			0,99					12				
Bodenaustausch	37,5	sehr dicht	4,25	3,26	100	300	0,28	12,00	195.133	585.400	ausreichend	
Kreide	45	sehr dicht	35,00	30,75	300	3000	0,23	14,50	1.115.181	11.151.805	ausreichend	

Tabelle 11b: Dynamische Drehfedersteifigkeit - statischer / dynamischer Steifemodul

Die geforderten Mindestwerte werden rechnerisch eingehalten.

Der anstehende Baugrund muss folgenden Sohldruck aufnehmen:

Sohldruck	N-149 5.X, 164 m NH
aufnehmbarer Sohldruck:	erforderlicher Sohldruck:
Bodenaustausch $\sigma_{k,zul} = 400 \text{ kN / m}^2$	$\sigma_{max, BS-P} \geq 258 \text{ kN / m}^2$ (BS-P) $\sigma_{max, BS-A} \geq 359 \text{ kN / m}^2$ (BS-A)

* Voraussetzung: Verwendung von weitgestuften mineralischen Erdbaustoffen der Bodengruppe GW in optimaler Verdichtung ($D_{pr} = 103\%$).

Tabelle 12: Gegenüberstellung aufnehmbarer / erforderlicher Sohldruck

Der aufnehmbare Sohldruck wird somit unterschritten.

Die Anlagen können gemäß den Nachweisen in den Bodenaustausch gegründet werden.

6.6 Erdarbeiten, Baugrubenabnahme

An dem Standort erfolgt ein Bodenaustausch mit Ausgleich der Differenzhöhe zwischen der effektiven Fundamentaufstandsfläche und der zur Lastabtragung empfohlenen, ausreichend belastungsfähigen Kreidestrukturen.



Auf der Grundlage des Erkundungsbefundes ist aufgrund der bindigen und bindig beeinflussten Verwitterungsböden der Oberkreide (lehmige Matrix!) hierbei mit Abgrabungstiefen zwischen ca. 3,5 und 5,0 m zu rechnen:

Für die Abgrabungen zur Profilierung der Baugrube sollte schweres Tieflöffelbaggergerät mit "Reißzähnebestückung" (sog. Felszähne) eingesetzt werden.

Zur Anlegung ist eine Böschungsneigung unter $\beta = 45^\circ$ einzuhalten, da die im Einschnitt anstehenden Verwitterungslehme lediglich über weiche und weich bis steife Konsistenz verfügen. Auf die Beachtung der DIN 4124 - *Baugruben und -gräben* - sowie der einschlägigen Unfallschutzvorschriften wird nachdrücklich hingewiesen. In diesem Zusammenhang ist der Abschnitt 4.2.8 der genannten Norm zu berücksichtigen, wonach die Standsicherheit von Böschungen nach DIN EN 1997 - 1, DIN 1054 bzw. DIN 4084 nachzuweisen ist, wenn diese höher als 5 m ist.

Nach der Erreichung des Sollprofils ist das Planum intensiv "kreuzweise" zu verdichten (mind. 10 t - Walze). Der Verdichtung sollte mindestens 3 Tage niederschlagsfreies Wetter vorausgegangen sein. Aufgeweichte Böden sind vollflächig auszuräumen und in Erdbauweise zu ersetzen.

Unmittelbar nach Fertigstellung ist das Planum vom Baugrundsachverständigen abzunehmen.

Anschließend erfolgt unverzüglich das Aufbringen der Betonsauberkeitsschicht zur Versiegelung der Fundamentaufstandsfläche.

Entlang der oberen Baugrubenränder wird die Einhaltung eines lastfreien Schutzstreifens von $\geq 1,50$ m empfohlen.

6.7 Wasserhaltung

Nach den Erkundungsergebnissen ist bis in Tiefen der Erkundungsaufschlüsse kein Grundwasser angetroffen worden.

Bei ungünstigen Witterungsverhältnissen (z.B. lang andauernde Niederschläge) können jedoch vermehrt bzw. intensiver auftretende Schicht-, Sicker- und Tagwässer nicht ausgeschlossen werden. Hierdurch kann eine Behinderung der erd- und gründungstechnischen Arbeiten eintreten.

Wasserhaltungsmaßnahmen sind grundsätzlich an die örtlichen Verhältnisse anzupassen.

Zum Auffangen und Ableitung von Wasserzuläufen wird zweckmäßigerweise der Einsatz von leistungsfähigen, schwimmergeschalteten Schmutzwasserpumpen vorgeschlagen, die randlich und außerhalb des Fundamentgrundrisses in vertiefte



Gruben (als Pumpensumpf) eingestellt werden. Die Anzahl richtet sich nach der Intensität des Zulaufes, welche im jahreszeitigen Klimaverlauf unterschiedlich ausfallen kann. So wird in den Sommermonaten mit geringeren und in den Winter- und Frühjahrsmonaten mit deutlich vermehrten Bodenwasseraufkommen zu rechnen sein.

6.8 Bodenaustausch

An den Standorten kommt zur Verbesserung der Tragfähigkeitseigenschaften ein Bodenaustausch und Ersatz mit mineralischen Erdbaustoffen zur Herstellung.

Auf der Grundlage des Erkundungsbefundes ist hierbei mit Austauschmächtigkeiten zwischen ca. $d = 2,5$ und $4,0$ m zu rechnen.

Aufgrund der Anforderungen sind ausschließlich mineralische und raumbeständige Brechkorngemische in gleichmäßiger Kornabstufung zur Verwendung zuzulassen (z.B. Körnung 0 - 32, 0 - 45 oder 0 - 56 mm). Der Einbau erfolgt dabei prinzipiell in Lagen von höchstens $d = 0,30$ m und Verdichtung je Lage.

Auswahl, Einbau und Verdichtung der Erdbaustoffe erfolgen zweckmäßigerweise in Anlehnung an die

- **ZTV V - SoB - StB**
"Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau"
- **TL SoB - StB**
"Technische Lieferbedingungen für Baustoffgemische und Böden zur Herstellung von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau"

Die Erdbaustoffe sind ab Fundamentrand im Lastausbreitungswinkel von 45° nach unten einzubauen.

Zur Gewährleistung der ausreichenden Verdichtung am Fundamentrand ist zusätzlich eine Verbreiterung der mineralischen Schicht auf mindestens $b = 0,50$ m zu empfehlen.

Generell gilt, dass die Verdichtung je Einzeleinbaulage intensiv und "kreuzweise" durchzuführen ist. Auf die sorgfältige Verdichtung am äußeren Fundamentrand wird ausdrücklich hingewiesen.

Als Verdichtungsziel sollte nachgewiesen werden:

$D_{pr} \geq 103\%$ Proctor

oder ersatzweise

$E_{v2} \geq 120 \text{ MN} / \text{m}^2$ Verformungsmodul



$E_{v2} / E_{v1} \leq 2,3$ Verdichtungsverhältnis

Die Prüfung erfolgt mittels Lastplattendruckversuchen nach DIN 18134, wobei diese mindestens in halber und ganzer Aufbauhöhe vorgenommen werden sollte.

Der Erfolg der Tragfähigkeitsverbesserung ist zweckmäßigerweise durch Fremdprüfung nachzuweisen.

Einbau, Verdichtung und Kontrolle erfolgt grundsätzlich mit dem Baugrundsachverständigen in enger Abstimmung.

6.9 Frischbetoneigengewicht

Die Baugrundbedingungen sind bei Einhaltung und Prüfung der Empfehlungen sowie nach Freigabe durch den Baugrundsachverständigen geeignet, die Belastung aus dem Frischbetoneigengewicht des Fundamentes schadlos aufzunehmen.
Das jeweilige Fundament kann somit in einem Durchgang betoniert werden.

6.10 Arbeitsraumverfüllung

Vom Grundsatz her ist der umlaufende Arbeitsraum durch den Einbau von verdichtungsfähigen Erdbaustoffen zu verfüllen. Die Baustoffe sind lagenweise einzubauen und zu verdichten ($D_{pr} \geq 100 \%$).

Die Baugrube zwischen dem Fundament und der Kranstellfläche unterliegt einer besonderen Beanspruchung, da hier eine Lastbeanspruchung aus Richtung der Kranstellfläche stattfindet. Aufgrund langjähriger Erfahrungen bei gleichartigen Bauvorhaben sollte ein nachzuweisendes Verdichtungskriterium entsprechend der vorgenannten Proctordichte und ein Verdichtungsverhältnis von $E_{v2} / E_{v1} \leq 2,3$ vor (ermittelt durch Lastplattendruckversuche nach DIN 18134) bestätigt werden.

Aufgrund der Anforderungen können voraussichtlich in den relevanten Bereichen nur qualifizierte Erdbaustoffe gemäß:

- **ZTV V - SoB - StB**
"Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau"
- **TL SoB - StB**
"Technische Lieferbedingungen für Baustoffgemische und Böden zur Herstellung von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau"

zur Verwendung zugelassen werden.



Die erreichte Verdichtung ist nachzuweisen und die Zulässigkeit mit dem Baugrundgutachter abzustimmen.

Die Verwendung der beim Aushub gewonnenen Lehme und lehmigen Verwitterungsbildungen der Kreide zum Zweck der Arbeitsraumverfüllung in den Bereichen außerhalb des Lasteinflusses kann in Aussicht gestellt werden. Eine Verwendung von überhöht feuchtigkeitsangereicherten bzw. aufgeweichten Böden ist nicht zulässig. Ggf. ist eine Vergütung bzw. Verfestigung in Abstimmung mit dem Anlagenhersteller zu prüfen.

Für derartige Maßnahmen eignet sich das Einarbeiten von Kalk / Zement (ggf. als Mischbinder). Zugabemengen können allerdings erst nach vorherigen labortechnischen Untersuchungen angegeben werden, da diese von den im jahreszeitigen Verlauf veränderlichen natürlichen Wassergehalten abhängen.

Im Bauablauf muss darauf geachtet werden, dass die zwischengelagerten Böden nicht austrocknen oder durch Niederschlag Feuchte aufnehmen können.

6.11 Erdüberschüttung und Auftrieb

Um für die Fundamentüberschüttung die geforderte Mindestwichte von $18 \text{ kN} / \text{m}^3$ zu erreichen, wird ein lagenweiser Einbau der Schüttböden (Eignungskontrolle analog der Arbeitsraumverfüllung) und eine Verdichtung jeder Einzeleinbaulage mittels statischem Verdichtungsgerät (Walzen - mindestens 4 kontrollierte Übergänge je Einbaulage) angeraten.

Zur Andeckung des oberen Überschüttbereichs eignen sich eher Lehme, die zur raschen Abführung von Oberflächenwässern geglättet und mit Gefälle vom Anlagenmittelpunkt weg profiliert werden sollten.

Als Schichtdicke der Einzeleinbaulage wird $d < 0,25 \text{ m}$ vorgeschlagen.

Oberböden sind zu separieren, da sie eine geringere Wichte aufweisen und nicht ausreichend verdichtungsfähig sind. Ggf. finden sie für die obere Abdeckung (nicht Teil der statisch erforderlichen Auflast) und für Schutzmaßnahmen gegen Erosionsbildungen Verwendung.

Eine Prüfung und Bestätigung der anlagenherstellerseitigen Mindestwichte sind erforderlich.

Die Vorgaben des Anlagenherstellers hinsichtlich des Lastfalles "mit Auftrieb" und der Vorgehensweise für die Erdüberschüttung sind zu beachten.

Da die Möglichkeit einer Auftriebswirkung infolge der gering durchlässigen und damit wassersperrenden Untergrundbedingungen nicht auszuschließen ist, ist die Erdüberschüttung zwingend anlagenkonform einzuhalten.

7 Zuwegungen

Für den Bau der unmittelbaren Zuwegungen ist zu beachten, dass diese eine landwirtschaftlich genutzte Fläche (Acker) queren.

Fahrwege werden während der Bauphase durch häufig wiederkehrenden Schwerlastverkehr beansprucht. Bei entsprechenden Belastungen können erhebliche Einsenkungen und Rinnenbildungen auftreten. Insbesondere im Verlauf niederschlagsreicher Zeiten stellen sich entlang der Verkehrsflächen u.U. tiefgründige Aufweichungen ein, die dann nicht mehr befahrbar bzw. ungehindert nutzbar sind.

Um die Anforderungen zu erfüllen, müssen in den betroffenen Abschnitten entsprechende bautechnische Maßnahmen eingeleitet werden.

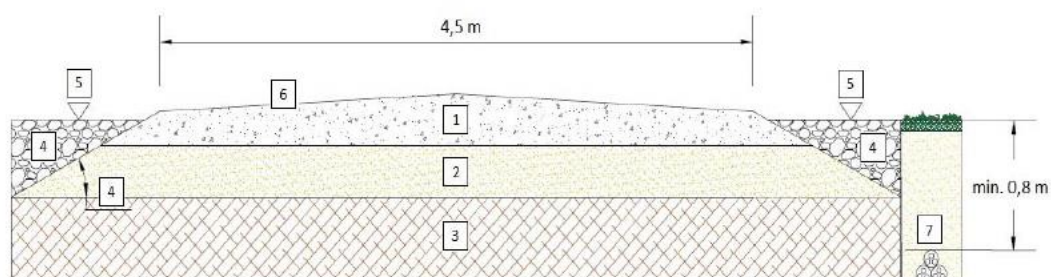
Die Ausbaubreite der Fahrwege, einschließlich der Bankette, Begegnungsflächen etc. richtet sich nach den Vorgaben des Anlagenherstellers. Generell gilt, dass diese anforderungsgerecht ertüchtigt werden müssen. Dies betrifft u.a. Maßnahmen zur Verbreiterung sowie Aufweitungen der Fahrwege in Kurvenbereichen.

Anlagenherstellerseitige Anforderungen werden in der Spezifikation:

- **Spezifikation - "Allgemeine Dokumentation - Transport, Zuwegung und Krananforderungen vom 31.05.2019 (Rev. 00)", Nordex Energy GmbH**

veröffentlicht. Hierin wird beispielhaft eine Abbildung zum konstruktiven Aufbau von Windpark - Zuwegungen dargestellt.

Abbildung 15: Beispielhafter Aufbau einer Zuwegung



Quelle: Nordex

- 1 Tragschicht verdichtet, Schotter: 0 - 32, 0 - 45 oder 0 - 56 mm, Stärke 15 - 30 cm
- 2 Unterbau verdichtet 30 - 100 cm
- 3 Tragfähiger Boden
- 4 Böschung 1 : 2
- 5 Geländeoberkante
- 6 Querneigung ≤ 2 %
- 7 Kabelgräben

Folgende Anforderungen an die Tragfähigkeit sind zu erfüllen:



$E_{v2} \geq 45 \text{ MN / m}^2$ Tragfähigkeit Untergrund

$E_{v2} \geq 100 \text{ MN / m}^2$ Tragfähigkeit Oberkante Tragschicht

Außerdem wird in Oberkante Tragschicht mittels Lastplattendruckversuchen nach DIN 18134 der Nachweis eines Verhältnswertes von $E_{v2} / E_{v1} \leq 2,3$ vorgegeben.

Anmerkung: Wenn der E_{v1} - Wert bereits 60 MN / m^2 erreicht, sind auch höhere Verhältnswerte E_{v2} / E_{v1} zulässig.

Kies- und Schottertragschichten können aus Baustoffgemischen der Körnungen 0 - 32 mm, 0 - 45 mm oder max. 0 - 56 mm bestehen. Im Lieferzustand darf der Feinanteil ($< 0,063 \text{ mm}$) max. 5 % betragen, im eingebauten Zustand 7 %.

Der Nachweis des Verdichtungsgrades (D_{pr}) erfolgt nach DIN 18127 und schichtweise (Unterbau und Tragschicht).

Das Verformungsmodul (E_{v2}) wird mit statischem Plattendruckversuch nach DIN 18134 ebenfalls schichtweise nachgewiesen (Unterbau und Tragschicht).

Da eine gesonderte Erkundung für die unmittelbare Zuwegung nicht beauftragt war und eine erste Einschätzung der Bedingungen ermöglicht werden soll, werden für die Beurteilung hilfsweise die Erkundungsstellen der unmittelbar am Aufstellungsort durchgeführte Baugrunderkundung genutzt (s. Abschnitt 5.2).

Folgerungen

Der Oberboden ist hoch verformungsempfindlich und daher ungenügend tragfähig. Er muss in einem ersten Schritt entsprechend seiner ausgebildeten Schichtdicken vollständig abgetragen werden.

Bei dem unterhalb des Oberbodens anstehenden Untergrund handelt es sich nach den kleinräumigen Prüfstellen im unmittelbaren Aufstellungsbereich der Anlagen um Verwitterungslehm aus meist tonigen Schluffen in weicher oder weich bis steifer Konsistenz. Die Böden sind als hoch verformungsempfindlich einzustufen.

Nach ZTVE - StB ist der Untergrund in die Frostempfindlichkeitsklasse **F 3** → **sehr frostempfindlich** einzuteilen.

Für die Gründung der Verkehrsflächen ist ein Mindestverformungsmodul für das Planum von $E_{v2} = 45 \text{ MN / m}^2$ vorauszusetzen. Dies entspricht im Übrigen auch den Richtlinien der ZTVE - StB, Abschn. 4.5. Das Leistungsmerkmal wird durch den Lastplattendruckversuch nach DIN 18134 ermittelt. Hiervon ausgehend wird auf dem Planum im Bauzustand ein ausreichend tragfähiger Untergrund abgeleitet.

Bei der Beurteilung ist zu beachten, dass im jahreszeitigen Verlauf und den dann herrschenden Klimabedingungen Änderungen des natürlichen Wassergehaltes auftreten können. Bei erhöhter Feuchteanreicherung neigen die geländenahen



lehmigen Böden zur Abnahme der Konsistenz / Lagerungsdichte, so dass im Anschluss eine Verschlechterung der Eigenschaften einhergeht.

Zunächst wird das Erdplanum mit einer Breite von $b = 4,0$ m (bzw. nach Angaben des Anlagenherstellers) angelegt und zur raschen Abführung von Niederschlagswässern mit einem einseitigen Gefälle (ggf. Dachgefälle) von wenigstens 2 - 3 % zum Wegrand hin glättend profiliert sowie intensiv statisch verdichtet (Glattmantelwalze 4 bis 6 überlappende Übergänge). Der Verdichtung sollten mindestens 3 Tage niederschlagsfreies Wetter vorausgegangen sein.

Zur Vermeidung von Vernässungen am seitlichen Rand sollte erwogen werden, eine Entwässerungseinrichtung in Form eines Grabenprofils und Ausbildung eines vorflutseitigen Gefälles herzurichten. Hierdurch soll vermieden werden, dass das anfallende Niederschlagswasser zu einer Aufweichung des Planums führen kann. Dies gilt auch für den Endzustand.

Aufgrund der bodentypischen Eigenschaften der anstehenden Lehme ist davon auszugehen, dass sich die Mindestanforderungen an die Tragfähigkeit ($E_{v2} = 45$ MN / m^2) aufgrund der Verdichtungsunfähig- bzw. -unwilligkeit der Lehme auch nicht durch eine intensive Nachverdichtung bestätigen lassen. Daher wird ein Bodenaustausch und Ersatz in Erdbauweise durchzuführen sein.

Zur Verwendung kommen gleichmäßig kornabgestufte Brechkorngemische, vorzugsweise der Körnung 0 - 32 oder 0 - 45 mm (keine sogenannte Steinerde!).

Die erforderliche Austauschdicke und deren Optimierung sollte in einem integrierten Prüffeld ermittelt und festgelegt werden.

Ggf. empfiehlt sich zur Optimierung der Einbaufertigdicke nach der Freigabe des Planums das Erdplanum ein hochreißfestes Baustellenvlies (GRK III). Nach deren Verlegung erfolgt der Aufbau der mineralischen Tragschicht.

Voraussetzung für das Erreichen des geforderten Verformungsmoduls von $E_{v2} = 100$ MN / m^2 in Oberkante Tragschicht ist eine entsprechend Dimensionierung mit geeigneten mineralischen Gesteinen.

Zu diesem Zweck sollte der durchlaufende Einbau einer Oberbaukonstruktion aus gleichmäßig kornabgestuftem und raumbeständigem, frostsicherem, frostbeständigem sowie einbau- und verdichtungsfähigem Brechkorngemisch vorgesehen werden (z.B. Korngröße 0 - 32 oder 0 - 45 mm). Sofern eine umweltrelevante Unbedenklichkeit und sonstige Eignung für den vorgesehenen Zweck vorliegen, kann auch Recycling - Material verwendet werden (besondere Freigabe erforderlich!).

Für die Materialgüte, Beschaffenheit, Einbau sowie Verdichtung sollte in Anlehnung an folgende Richtlinien verfahren werden:

- **ZTV V - SoB - StB**



"Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau"

➤ **TL SoB - StB**

"Technische Lieferbedingungen für Baustoffgemische und Böden zur Herstellung von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau"

Der Aufbau der Tragschicht orientiert sich an der Schichtstärke des Oberbodenabtrages und den je nach Erfordernis ggf. abzutragenden unzureichend tragfähigen Böden.

Zudem sollte die Deckschicht möglichst gleichmäßig mit einer Überhöhung von mindestens 10 cm zum anliegenden Gelände eingebaut werden.

Der Einbau und die Verdichtung müssen den anlagenherstellerseitigen Vorgaben entsprechen, mittels Lastplattendruckversuchen geprüft und freigegeben werden. Es wird angeraten, die baubegleitenden Kontrollprüfungen entlang der Trasse durch das Büro des Baugrundsachverständigen oder einem anderen öffentlich bestellten und vereidigten Sachverständigen durchführen zu lassen.

8 Kranstell- und Vormontageflächen

Kranstell- und Vormontageflächen unterliegen einer besonderen Beanspruchung. Insbesondere die Kranstellflächen werden im Hinblick auf die eingesetzten Hebefahrzeuge durch hohe Sohldrücke beansprucht.

Der Untergrund muss gewährleisten, dass infolge der Beanspruchungen keine unzulässigen Schiefstellungen auftreten können. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass die Lastbeanspruchung in die angrenzende Arbeitsraumverfüllung des Fundamentes hineinreicht. Zudem gelten die Anforderungen analog zu den Zuwegungen sinngemäß. Dies betrifft vor allem die Dauerhaftigkeit der Eigenschaften und Beschaffenheit sowie die Frostsicherheit.

Folgende Anforderungen werden vorgegeben u.a.:

250 kN / m² mind. Flächenpressung bzw. in Anpassung an die eingesetzte Krantechnik

120 kN / m² Tragfähigkeit der Auffahrrampe seitlich von der KSF auf das Fundament / geschottert auf den geschotterten / befahrbaren Fundamentbereich

(Abklärung mit dem Anlagenhersteller erforderlich)



Empfehlung:

$E_{v2} \geq 45 \text{ MN} / \text{m}^2$ Tragfähigkeit Untergrund

$E_{v2} \geq 100 \text{ MN} / \text{m}^2$ Tragfähigkeit Oberkante Tragschicht

Gemäß den Herstellerangaben erfolgen Prüfungen mittels Lastplattendruckversuchen nach DIN 18134 und / oder Rammsondierungen nach DIN 4094.

Favorisiert wird eine grobkörnige ebene Oberfläche mit einer Deckschicht aus Mineralgemisch (oder Recycling - Material Z0) mit einer Körnungsstärke von 0 - 32 mm oder 0 - 45 mm. Die ebene Kranstellfläche sollte vom Höhenniveau über Geländeoberkante liegen, damit der Ablauf von Oberflächenwasser gewährleistet wird.

Zur Niederschlagsabführung wird der Einbau einer Drainage erforderlich. Zu diesem Zweck sind Gräben zu profilieren, in denen Drainageleitungen DN 100 mm im Gefälle von mindestens $I = 1\%$ verlegt werden. Die Drainagen sind allseitig $d = 0,15 \text{ m}$ mit filterwirksamen Kiessand zu ummanteln und vorflutseitig rückstaufrei abzuleiten.

Eine gesonderte Erkundung wurde nicht beauftragt. Daher werden im Folgenden zwecks erster Einschätzung auf der Grundlage der unmittelbar an den Aufstellungsorten durchgeführten Baugrunderkundung die Untergrundverhältnisse gemäß den Beschreibungen im Abschnitt 5.2 - "*Erkundeter Bodenaufbau*" genutzt.

Folgerungen

Der Oberboden ist hoch verformungsempfindlich und daher ungenügend tragfähig. Er muss entsprechend seiner ausgebildeten Schichtdicke vollständig abgetragen werden.

Bei dem unterhalb des Oberbodens anstehenden Untergrund handelt es sich nach den kleinräumigen Prüfstellen im unmittelbaren Aufstellungsbereich der Anlagen um stark konsistenzabgeminderte Verwitterungslehme und im Anschluss um lehmig beeinflusste Verwitterungsbildungen der Oberkreide in Form von Kalkstein in meist bindiger Matrix.

Am Standort der WEA 01 reicht die Basis der Verwitterungslehme bis in Tiefe von 3,80 / 3,90 m unter GOK, am Standort WEA 02 bis 0,80 bzw. 1,20 m. Die Böden sind als hoch verformungsempfindlich einzustufen.

Nach ZTVE - StB ist der Untergrund in die Frostempfindlichkeitsklasse **F 3** → **sehr frostempfindlich** einzuteilen.

Für die Gründung der Flächen ist ein Mindestverformungsmodul für das Planum von $E_{v2} = 45 \text{ MN} / \text{m}^2$ vorzusetzen. Dies entspricht im Übrigen auch den Richtlinien der ZTVE - StB, Abschn. 4.5. Das Leistungsmerkmal wird durch den



Lastplattendruckversuch nach DIN 18134 ermittelt. Hiervon ausgehend wird auf dem Planum im Bauzustand ein ausreichend tragfähiger Untergrund abgeleitet.

Bei der Beurteilung ist zu beachten, dass im jahreszeitigen Verlauf und den dann herrschenden Klimabedingungen Änderungen des natürlichen Wassergehaltes vorhanden sein können. Bei erhöhter Feuchteanreicherung neigen die geländenahe lehmigen Böden zur Abnahme der Konsistenz, sodass im Anschluss eine Verschlechterung der Eigenschaften einhergeht.

Im Hinblick auf die erhöhten Flächenbelastungen wird erwartet, dass an den Standorten ein Bodenaustausch notwendig wird. Dieser entspricht neben dem Oberboden die anstehenden Lehme. Während am Standort WEA 02 die gesamte Schichtdicke zum Tragen kommt, ist am Standort WEA 01 aufgrund der tiefreichenden Schichtbasis eine Festlegung zu treffen, welche den Erfordernissen genügt.

Da die Schichtstärke unter technisch notwendigen und wirtschaftlichen Aspekten vorab nicht exakt anzugeben werden kann, sollte die Festlegung in einem integrierten Prüffeld unter Beteiligung des Baugrundsachverständigen bestimmt werden.

Der Einbau des Bodenaustausches erfolgt aus gleichmäßig kornabgestuften und raumbeständigen Brechkorngemischen in Einzeleinbaulagen von höchstens $d = 0,30$ m und Verdichtung je Lage.

Außerdem ist die Schichtmächtigkeit den planungsgemäß festzulegende Geländebeziehungen anzupassen.

Eine wirtschaftliche Optimierung kann dadurch erreicht werden, wenn zwischen dem Erdplanum und dem Bodenaustausch der Einbau eines Geogitters mit aufkaschiertem Vlies vorgenommen wird (Typ: TENAX GT HM 3 empfohlen).

Voraussetzung für das Erreichen des Verformungsmoduls von $E_{v2} = 100 \text{ MN} / \text{m}^2$ in Oberkante der Flächen ist eine entsprechend dimensionierte Schicht aus geeigneten mineralischen Gesteinen.

Zu diesem Zweck sollte durchlaufend, d.h. entlang aller verkehrsbeanspruchten Flächen der Einbau einer frostsicheren Oberbaukonstruktion (Tragschicht = Frostschutzschicht) aus gleichmäßig kornabgestuftem, frostsicherem, frostbeständigem sowie raumbeständig verdichtungsfähigem Brechkorngemisch vorgesehen werden (z.B. Korngröße 0 - 32 oder 0 - 45 mm).

Sofern eine umweltrelevante Unbedenklichkeit und sonstige Eignung für den vorgesehenen Zweck vorliegen, kann auch Recycling - Material verwendet werden (besondere Freigabe erforderlich!).

Wegen der bislang noch unbekanntem Lastgröße des tatsächlich zum Einsatz kommenden Kranes gilt zudem, dass das System auf die Belastungssituation abzustimmen ist.

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG

Angewandte Geologie, Baugrundsachverständigenwesen
Geophysik & Geotechnik



Für die Flächenbereiche wird aufgrund umfangreicher Erfahrungen zur Prüfung und Optimierung der bestimmungsgemäßen Aufbauten das Anlegen von Testfeldern zwingend erforderlich.

Das Erdplanum und die eingebauten mineralischen Schichten (OK Planum / OK Bodenaustausch und OK Tragschicht) ist durch Lastplattendruckversuche abzunehmen.

Die dauerhafte Standsicherheit der abgenommenen Flächen ist für die Bau- und Betriebszeit sicherzustellen.

Im Übrigen gelten die Vorgaben des Anlagenherstellers.



9 Schlussbemerkungen

Sollten während der Arbeiten Abweichungen von den punktuell gewonnenen Erkundungsfeststellungen angetroffen werden, bitten wir rechtzeitig um Benachrichtigung. Dies gilt auch für Planungsänderungen gegenüber den zur Verfügung gestellten Bearbeitungsgrundlagen und Planunterlagen.

Das Gutachten gilt nur vollständig und nach Prüfung bzw. Abnahme der Gründungsempfehlungen sowie den Hinweisen zur Bauausführung durch den Baugrundsachverständigen. Wir bitten um Verständnis, dass nur nach örtlicher Prüfung während der bautechnischen Arbeiten Gewähr für die Richtigkeit des Gutachtens sowie der umgesetzten Baugrundbeurteilungen übernommen werden kann.

Für weitere Gründungsberatungen stehen wir Ihnen selbstverständlich gerne zur Verfügung.

Aufgestellt: Trendelburg, den 19.09.2023

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG

vertreten durch Dr. Schubert Verwaltungsgesellschaft mbH

Angewandte Geologie, Baugrundsachverständigenwesen
Geophysik & Geotechnik

Glockenplatz 1 • 34388 Trendelburg
Tel. 056 71 - 7797/0 • Fax 056 71 - 7797/10

Dr. Malte Schindler m.schindler@bbu-schubert.de

Geschäftsführer www.bbu-schubert.de
Personenzertifizierter Sachverständiger
nach DIN EN ISO/IEC 17024:2012 für die UBB

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG

vertreten durch Dr. Schubert Verwaltungsgesellschaft mbH

Angewandte Geologie, Baugrundsachverständigenwesen
Geophysik & Geotechnik

Glockenplatz 1 • 34388 Trendelburg

M.Sc. Geow. Johannes Sucke

Projektbearbeitung • BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
www.bbu-schubert.de

Anlage 1.1 und 1.2	-	Lagepläne mit Einkartierung der Erkundungsstellen und geophysikalischen Messrichtungen sowie Übersichtsplan
Anlage 2.1 bis 2.4	-	Profilbalkendarstellung der Baggerschürfgruben
Anlage 3	-	Analysebefund der bauchemischen Bodenbeprobung
Anlage 4.1 bis 4.8	-	Geotechnische Nachweise

Schutzvermerk ISO 16016:

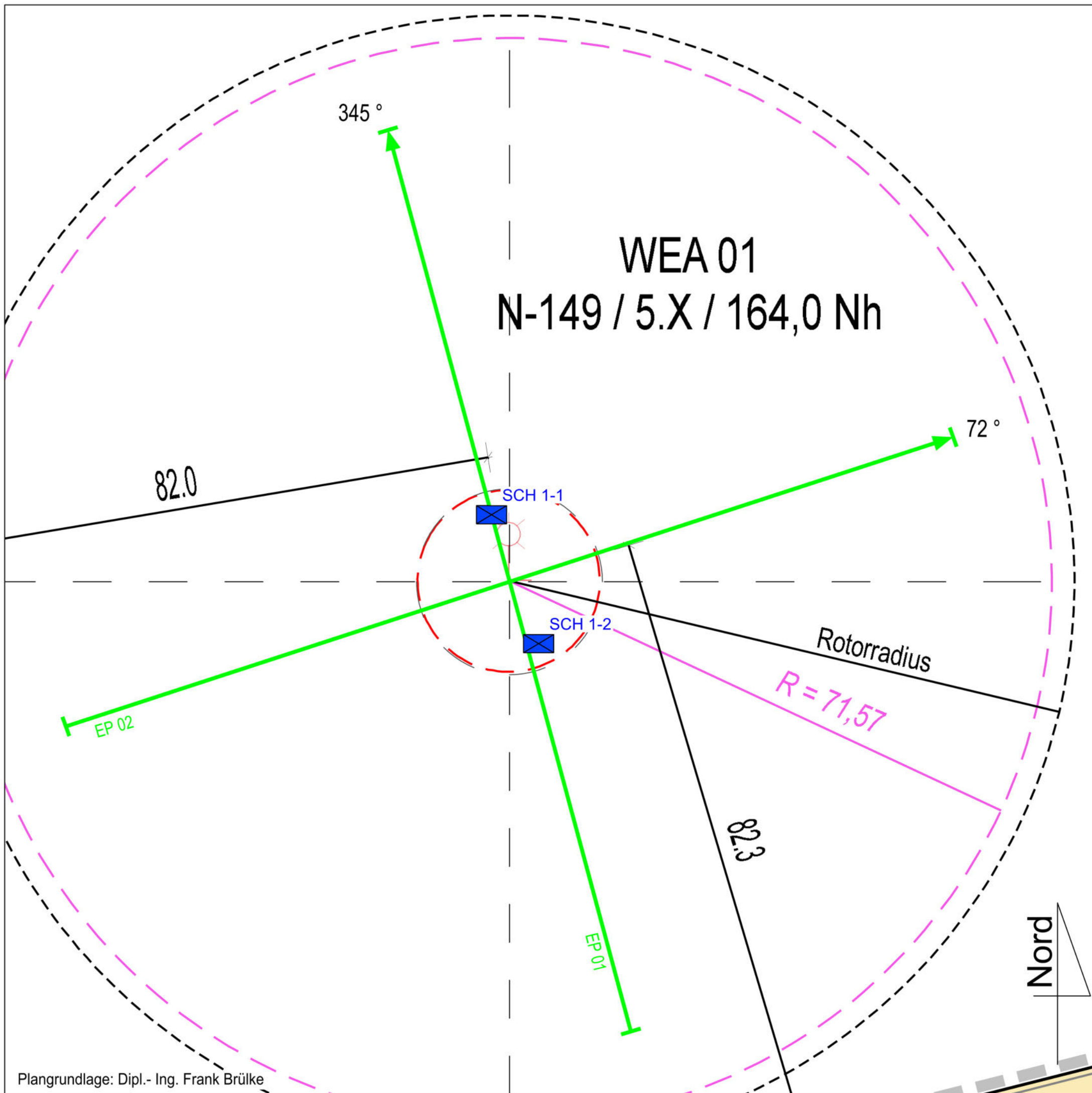
Weitergabe sowie Vervielfältigung dieses Dokuments, Verwertung und Mitteilung seines Inhalts sind verboten, soweit nicht ausdrücklich gestattet.



Anlage 1.1 und 1.2

**Lagepläne mit Einkartierung der
Erkundungsstellen und geophysikalischen
Messrichtungen sowie Übersichtsplan**

**222478-1 WP Rüthen
Errichtung zweier WEA NORDEX N149**



Plangrundlage: Dipl.- Ing. Frank Brülke



Legende:

- Geoelektrisches Messprofil
- SCH... Ansatzstelle der Schürfe

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG

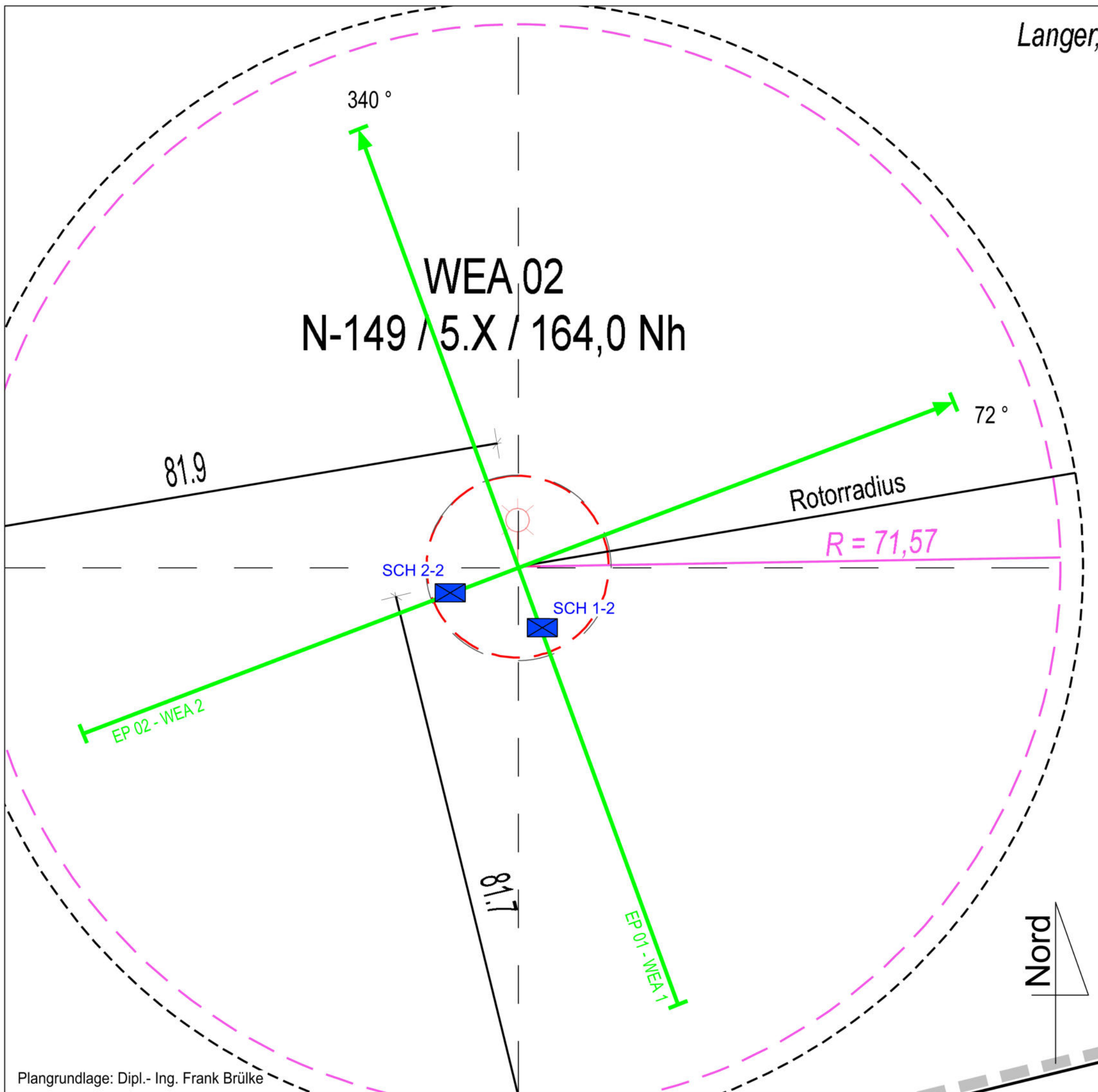
Angewandte Geologie, Baugrundsachverständigenwesen
Geophysik & Geotechnik
Glockenplatz 1 - 34388 Trendelburg
Tel. 05671 / 77970 - Fax. 05671 / 779710
eMail: info@bbu-schubert.de - Homepage: www.bbu-schubert.de



Auftraggeber: MeisterEnergie GmbH & Co. KG Johannes-Schulte-Allee 5 59602 Rütten	Projekt Nr: 222478	Anlage: 1.1
	Maßstab: (A3-Format) 1:500	Datum: 04.09.2023
	Gezeichnet: SH	Geprüft: JS

Baumaßnahme:
WP Meiste
Errichtung von 2x WEA
Nordex N149/5.X
mit 164 m Nh.
Rütten

Planinhalt:
Lageplan der
Erkundungen am
Standort:
WEA01



Langer,



- Legende:**
- Geoelektrisches Messprofil
 - Ansatzstelle der Schürfe

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
 Angewandte Geologie, Baugrundsachverständigenwesen
 Geophysik & Geotechnik
 Glockenplatz 1 - 34388 Trendelburg
 Tel. 05671 / 77970 - Fax. 05671 / 779710
 eMail: info@bbu-schubert.de - Homepage: www.bbu-schubert.de

Auftraggeber: MeisterEnergie GmbH & Co. KG Johannes-Schulte-Allee 5 59602 Rütten	Projekt Nr: 222478	Anlage: 1.2
	Maßstab: (A3-Format) 1:500	Datum: 04.09.2023
	Gezeichnet: SH	Geprüft: JS

Baumaßnahme: WP Meiste Errichtung von 2x WEA Nordex N149/5.X mit 164 m Nh. Rütten	Planinhalt: Lageplan der Erkundungen am Standort: WEA02
--	---



Anlage 2.1 bis 2.4

Profilbalkendarstellungen der Baggerschürfgruben

**222478-1 WP Rüthen
Errichtung zweier WEA NORDEX N149**

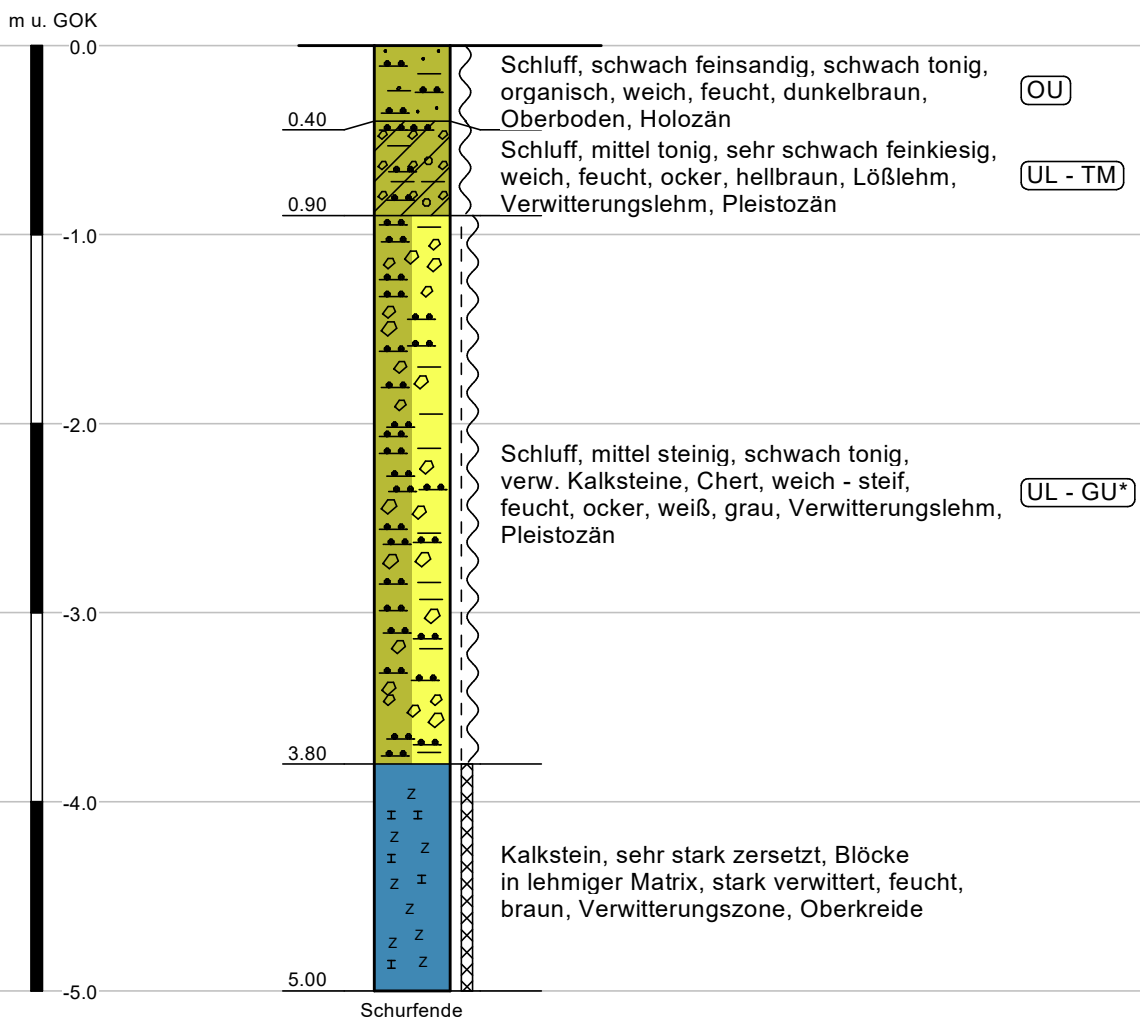
Rüthen, WP Meiste
 WEA 1

Projektnummer:
 222478
 Anlage:
 2.1

Profil eines Baggerschurfs
 Maßstab der Höhe ca.: 1:50






SCH 1

0,0 m = GOK



Hinweis:
 ausgeführt am 30.08.2023
 ca. 9 m nach 345° vom Mittelpunkt
 kein Grundwasser angetroffen

Legende: Konsistenzen - Lagerungsdichten - Hauptbodenarten

	weich - steif		Schluff
	weich		Kalkstein
	mäßig bis stark verwittert		

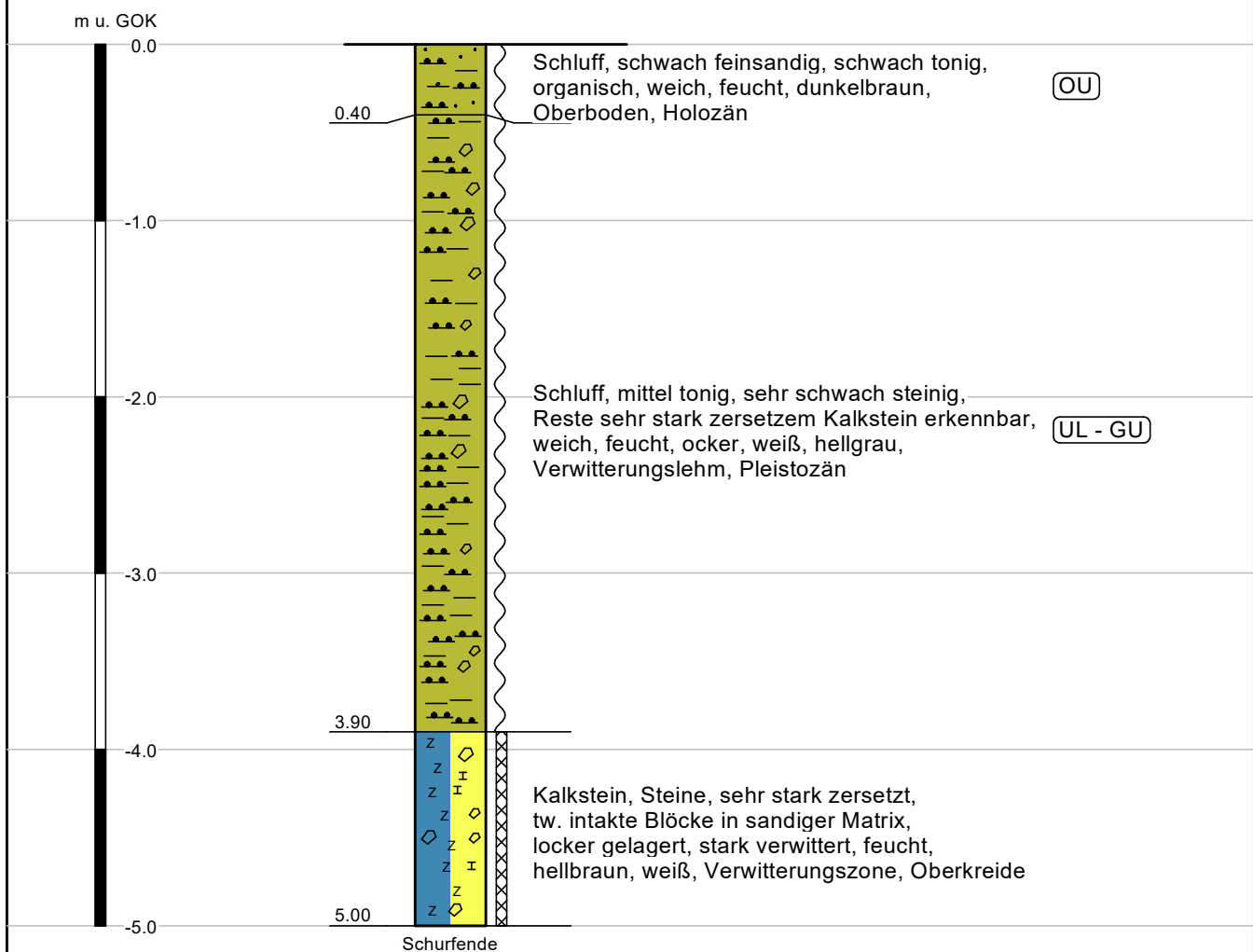
Rüthen, WP Meiste
 WEA 1

Projektnummer:
 222478
 Anlage:
 2.2

Profil eines Baggerschurfs
 Maßstab der Höhe ca.: 1:50






SCH 2

0,0 m = GOK



Hinweis:
 ausgeführt am 30.08.2023
 ca. 9 m nach 165° vom Mittelpunkt
 kein Grundwasser angetroffen

Legende: Konsistenzen - Lagerungsdichten - Hauptbodenarten

	weich		Schluff
	mäßig bis stark verwittert		Steine
			Kalkstein

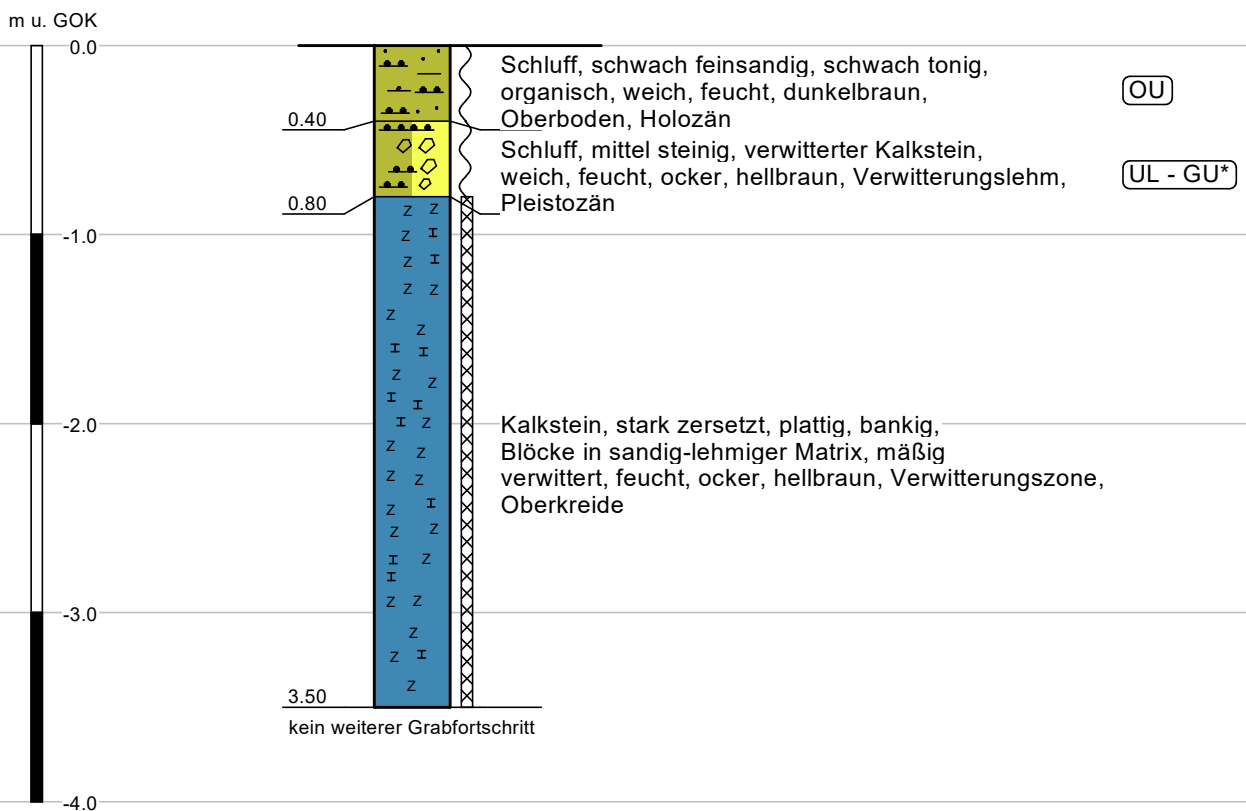
Rüthen, WP Meiste
 WEA 2

Projektnummer:
 222478
 Anlage:
 2.3

Profil eines Baggerschurfs
 Maßstab der Höhe ca.: 1:50





SCH 1

0,0 m = GOK



Hinweis:
 ausgeführt am 30.08.2023
 ca. 9 m nach 160° vom Mittelpunkt
 kein Grundwasser angetroffen

Legende: Konsistenzen - Lagerungsdichten - Hauptbodenarten

	weich		Schluff
	mäßig bis stark verwittert		Kalkstein

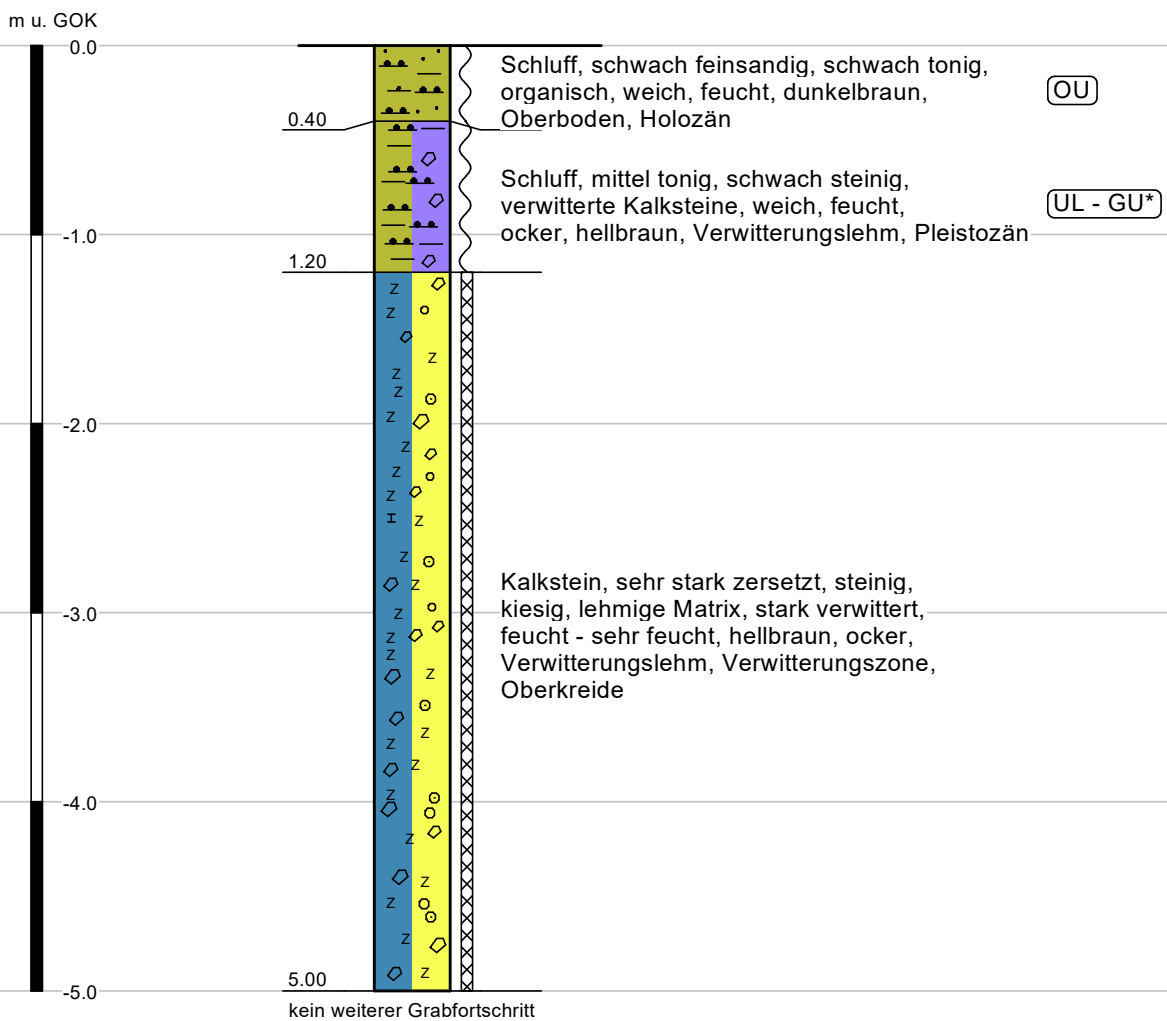
Rüthen, WP Meiste
 WEA 2

Projektnummer:
 222478
 Anlage:
 2.4





Profil eines Baggerschurfs
 Maßstab der Höhe ca.: 1:50

SCH 2

0,0 m = GOK



Legende: Konsistenzen - Lagerungsdichten - Hauptbodenarten

	weich		Schluff
	mäßig bis stark verwittert		Kalkstein

Hinweis:
 ausgeführt am 30.08.2023
 ca. 10 m nach 260° vom Mittelpunkt
 kein Grundwasser angetroffen



Anlage 3

Analysebefund der bauchemischen Bodenbeprobung

**222478-1 WP Rüthen
Errichtung zweier WEA NORDEX N149**

AGROLAB Labor GmbH, Dr.-Pauling-Str.3, 84079 Bruckberg

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
 Glockenplatz 1
 Eberschütz
 34388 Trendelburg

Datum 12.09.2023
 Kundennr. 27055138

PRÜFBERICHT

Auftrag **3457705 222478 Rüthen, WP Meiste, Schürfe WEA 1+2, J. Sucke**
 Analysennr. **168117 Mineralisch/Anorganisches Material**
 Probeneingang **04.09.2023**
 Probenahme **30.08.2023**
 Probenehmer **J. Sucke**
 Kunden-Probenbezeichnung **MP WEA 1**

Einheit Ergebnis Best.-Gr. Methode

Feststoff

Analyse in der Gesamtfraction	Einheit	Ergebnis	Best.-Gr.	Methode
Trockensubstanz	%	° 66,4	0,1	DIN 19747 : 2009-07 DIN EN 14346 : 2007-03, Verfahren A
Sulfat ^{u) *)}	mg/kg	868	100	DIN 4030-2 : 2008-06 in Verbindung mit DIN EN 1744-1 : 2013-03(PL)
Säuregrad n. Baumann-Gully ^{*)}	ml/kg	260	1	DIN 4030-2 : 2008-06

Die parameterspezifischen analytischen Messunsicherheiten sowie Informationen zum Berechnungsverfahren sind auf Anfrage verfügbar, sofern die berichteten Ergebnisse oberhalb der parameterspezifischen Bestimmungsgrenze liegen. Die Mindestleistungskriterien der angewandten Verfahren beruhen bezüglich der Messunsicherheit in der Regel auf der Richtlinie 2009/90/EG der Europäischen Kommission.

Die Analysenwerte der Feststoffparameter beziehen sich auf die Trockensubstanz, bei den mit ° gekennzeichneten Parametern auf die Originalsubstanz.

u) externe Dienstleistung eines AGROLAB GROUP Labors

Untersuchung durch

(PL) AWV-Dr. Busse GmbH, Plauen (AGROLAB GROUP), Jößnitz Str. 113, 08525 Plauen

Methoden

DIN 4030-2 : 2008-06 in Verbindung mit DIN EN 1744-1 : 2013-03

Beginn der Prüfungen: 04.09.2023

Ende der Prüfungen: 12.09.2023

Die Ergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die geprüften Gegenstände. In Fällen, wo das Prüflabor nicht für die Probenahme verantwortlich war, gelten die berichteten Ergebnisse für die Proben wie erhalten. Das Laboratorium ist nicht für die vom Kunden bereitgestellten Informationen verantwortlich. Die ggf. im vorliegenden Prüfbericht dargestellten Kundeninformationen unterliegen nicht der Akkreditierung des Laboratoriums und können sich auf die Validität der Prüfergebnisse auswirken. Die auszugsweise Vervielfältigung des Berichts ohne unsere schriftliche Genehmigung ist nicht zulässig. Die Ergebnisse in diesem Prüfbericht werden gemäß der mit Ihnen schriftlich gemäß Auftragsbestätigung getroffenen Vereinbarung in vereinfachter Weise i.S. der DIN EN ISO/IEC 17025:2018, Abs. 7.8.1.3 berichtet.

AGROLAB Labor GmbH, Manfred Kanzler, Tel. 08765/93996-700

serviceteam4.bruckberg@agrolab.de

Kundenbetreuung

Dieser elektronisch übermittelte Ergebnisbericht wurde geprüft und freigegeben. Er entspricht den

AGROLAB Labor GmbH

Dr.-Pauling-Str. 3, 84079 Bruckberg, Germany
Fax: +49 (0)8765 93996-28
www.agrolab.de



Datum 12.09.2023
Kundennr. 27055138

PRÜFBERICHT

Auftrag **3457705 222478 Rüthen, WP Meiste, Schürfe WEA 1+2, J. Sucke**

Analysennr. **168117 Mineralisch/Anorganisches Material**

Kunden-Probenbezeichnung **MP WEA 1**

Anforderungen der EN ISO/IEC 17025:2017 an vereinfachte Ergebnisberichte und ist ohne Unterschrift gültig.

Die in diesem Dokument berichteten Verfahren sind gemäß DIN EN ISO/IEC 17025:2018 akkreditiert. Ausschließlich nicht akkreditierte Verfahren sind mit dem Symbol "*" gekennzeichnet.

DOC-0-148/48193/DE/P2

AG Landshut
HRB 7131
Ust/VAT-Id-Nr.:
DE 128 944 188

Geschäftsführer
Dr. Carlo C. Peich
Dr. Paul Wimmer
Dr. Torsten Zurmühl

Seite 2 von 2



Deutsche
Akkreditierungsstelle
D-PL-14289-01-00

AGROLAB Labor GmbH, Dr.-Pauling-Str.3, 84079 Bruckberg

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
 Glockenplatz 1
 Eberschütz
 34388 Trendelburg

Datum 12.09.2023
 Kundennr. 27055138

PRÜFBERICHT

Auftrag **3457705 222478 Rüthen, WP Meiste, Schürfe WEA 1+2, J. Sucke**
 Analysennr. **168127 Mineralisch/Anorganisches Material**
 Probeneingang **04.09.2023**
 Probenahme **30.08.2023**
 Probenehmer **J. Sucke**
 Kunden-Probenbezeichnung **MP WEA 2**

Einheit Ergebnis Best.-Gr. Methode

Feststoff

Analyse in der Gesamtfraction	Einheit	Ergebnis	Best.-Gr.	Methode
Trockensubstanz	%	76,3	0,1	DIN 19747 : 2009-07 DIN EN 14346 : 2007-03, Verfahren A
Sulfat ^{u) *)}	mg/kg	687	100	DIN 4030-2 : 2008-06 in Verbindung mit DIN EN 1744-1 : 2013-03(PL)
Säuregrad n. Baumann-Gully ^{*)}	ml/kg	41	1	DIN 4030-2 : 2008-06

Die parameterspezifischen analytischen Messunsicherheiten sowie Informationen zum Berechnungsverfahren sind auf Anfrage verfügbar, sofern die berichteten Ergebnisse oberhalb der parameterspezifischen Bestimmungsgrenze liegen. Die Mindestleistungskriterien der angewandten Verfahren beruhen bezüglich der Messunsicherheit in der Regel auf der Richtlinie 2009/90/EG der Europäischen Kommission.

Die Analysenwerte der Feststoffparameter beziehen sich auf die Trockensubstanz, bei den mit ° gekennzeichneten Parametern auf die Originalsubstanz.

u) externe Dienstleistung eines AGROLAB GROUP Labors

Untersuchung durch

(PL) AWV-Dr. Busse GmbH, Plauen (AGROLAB GROUP), Jößnitz Str. 113, 08525 Plauen

Methoden

DIN 4030-2 : 2008-06 in Verbindung mit DIN EN 1744-1 : 2013-03

Beginn der Prüfungen: 04.09.2023

Ende der Prüfungen: 11.09.2023

Die Ergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die geprüften Gegenstände. In Fällen, wo das Prüflabor nicht für die Probenahme verantwortlich war, gelten die berichteten Ergebnisse für die Proben wie erhalten. Das Laboratorium ist nicht für die vom Kunden bereitgestellten Informationen verantwortlich. Die ggf. im vorliegenden Prüfbericht dargestellten Kundeninformationen unterliegen nicht der Akkreditierung des Laboratoriums und können sich auf die Validität der Prüfergebnisse auswirken. Die auszugsweise Vervielfältigung des Berichts ohne unsere schriftliche Genehmigung ist nicht zulässig. Die Ergebnisse in diesem Prüfbericht werden gemäß der mit Ihnen schriftlich gemäß Auftragsbestätigung getroffenen Vereinbarung in vereinfachter Weise i.S. der DIN EN ISO/IEC 17025:2018, Abs. 7.8.1.3 berichtet.

AGROLAB Labor GmbH, Manfred Kanzler, Tel. 08765/93996-700

serviceteam4.bruckberg@agrolab.de

Kundenbetreuung

Dieser elektronisch übermittelte Ergebnisbericht wurde geprüft und freigegeben. Er entspricht den

AGROLAB Labor GmbH

Dr.-Pauling-Str. 3, 84079 Bruckberg, Germany
Fax: +49 (0)8765 93996-28
www.agrolab.de



Datum 12.09.2023
Kundennr. 27055138

PRÜFBERICHT

Auftrag **3457705 222478 Rüthen, WP Meiste, Schürfe WEA 1+2, J. Sucke**
Analysennr. **168127 Mineralisch/Anorganisches Material**
Kunden-Probenbezeichnung **MP WEA 2**

Anforderungen der EN ISO/IEC 17025:2017 an vereinfachte Ergebnisberichte und ist ohne Unterschrift gültig.

Die in diesem Dokument berichteten Verfahren sind gemäß DIN EN ISO/IEC 17025:2018 akkreditiert. Ausschließlich nicht akkreditierte Verfahren sind mit dem Symbol "*" gekennzeichnet.

DOC-0-148/48193/DE-P4

AG Landshut
HRB 7131
Ust/VAT-Id-Nr.:
DE 128 944 188

Geschäftsführer
Dr. Carlo C. Peich
Dr. Paul Wimmer
Dr. Torsten Zurmühl

Seite 2 von 2



Deutsche
Akkreditierungsstelle
D-PL-14289-01-00



Anlage 4.1 bis 4.8

Geotechnische Nachweise

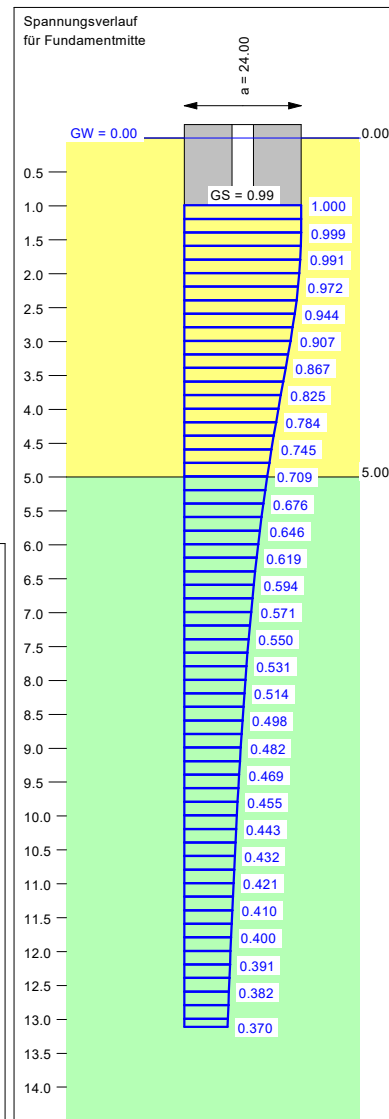
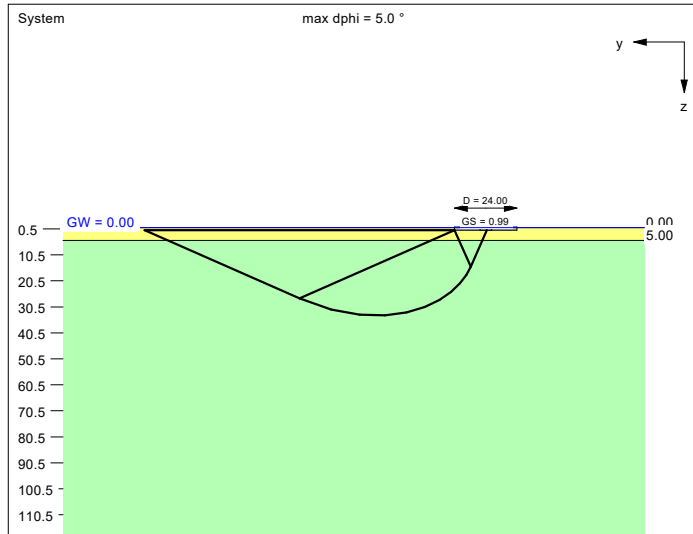
**222478-1 WP Rüthen
Errichtung zweier WEA NORDEX N149**

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ν [-]	κ [-]	Bezeichnung
	19.0	11.0	37.5	0.0	100.0	0.00	1.000	Bodenaustausch
	24.0	14.0	45.0	0.0	300.0	0.00	1.000	Kreide

WP Meiste
WEA 01
LF: BS-P - mit Auftrieb

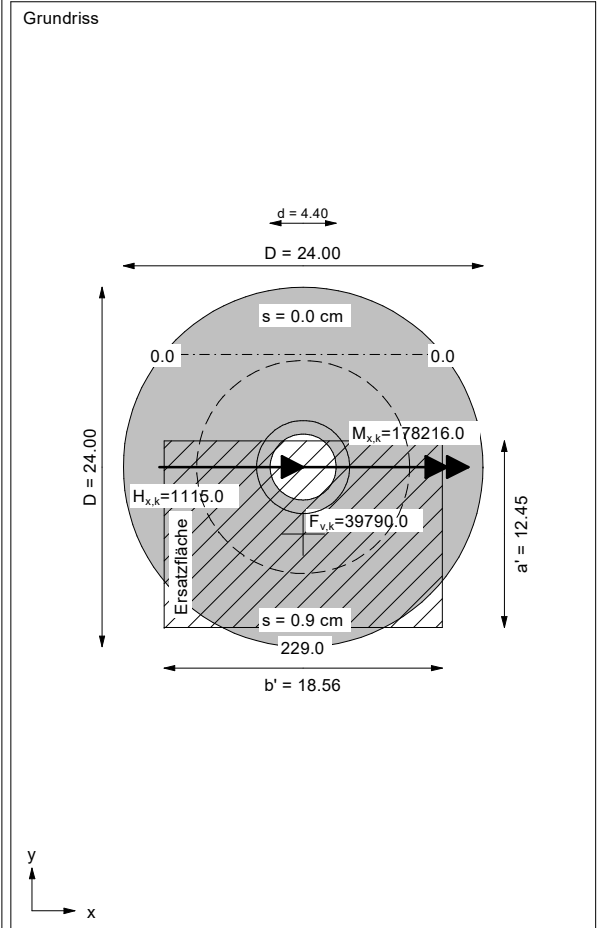
Projekt: 222478-1

Anlage: 4.1



GGU-FOOTING / Version 8.23 / 05.10.2015
 Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 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 $\varphi = 35.00^\circ$
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.99 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 1. Kernweite
 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 39790.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 1115.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 0.00 / 178216.00$ kNm
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kNm
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = 0.000$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 20.909$ m
 $b' = 20.909$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -4.479$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 12.447$ m
 $b' = 18.562$ m

$V_d = 53716.50$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.028
 $\text{cal } \varphi = 42.4^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 $\text{cal } c = 0.00$ kN/m²
 $\text{cal } \gamma_2 = 13.45$ kN/m³
 $\text{cal } \sigma_u = 10.89$ kN/m²
 UK log. Spirale = 33.75 m u. GOK
 Länge log. Spirale = 154.04 m
 Fläche log. Spirale = 2737.17 m²
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):
 $N_{c0} = 98.44$; $N_{d0} = 90.99$; $N_{b0} = 82.27$
 Formbeiwerte (y):
 $v_c = 1.457$; $v_d = 1.452$; $v_b = 0.799$
 Neigungsbeiwerte (y):
 $i_c = 0.961$; $i_d = 0.961$; $i_b = 0.934$

Verdrehung(x) (KP) = 1 : 2217.7
 Nachweis EQU:
 $M_{stb} = 39790.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 429732.0$
 $M_{dst} = 178216.0 \cdot 1.50 = 267324.0$
 $\mu_{EQU} = 267324.0 / 429732.0 = 0.622$

Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht,
 aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 11655.9 / 8325.67$ kN/m²
 $R_{n,k} = 2692913.80$ kN
 $R_{n,d} = 1923509.86$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 39790.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 39790.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 25328.42$ kN
 $T_d = 1672.50$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.066$

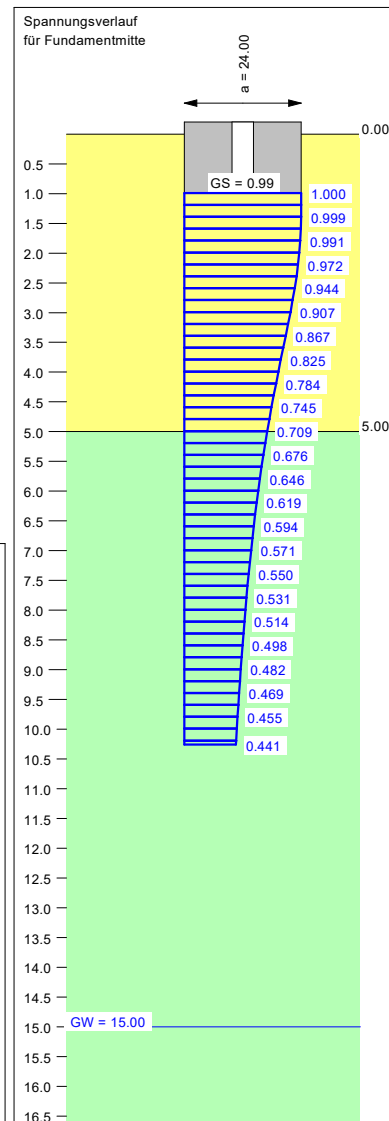
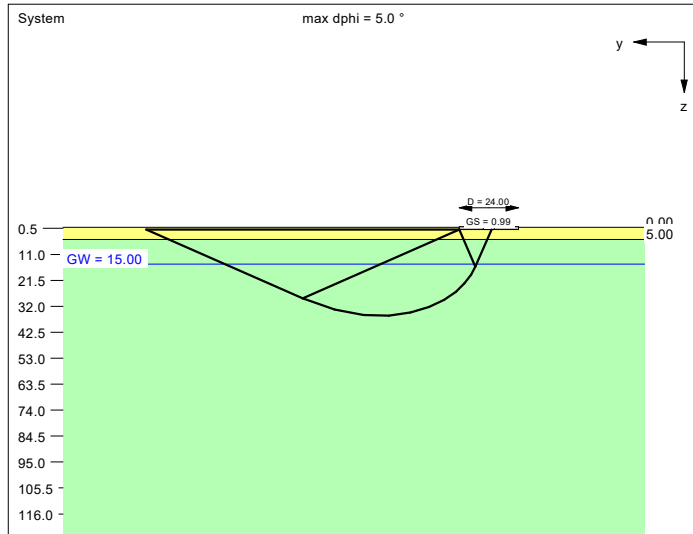
Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 13.11$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.49 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.03 cm
 unten = 0.95 cm

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ν [-]	κ [-]	Bezeichnung
	19.0	11.0	37.5	0.0	100.0	0.00	1.000	Bodenaustausch
	24.0	14.0	45.0	0.0	300.0	0.00	1.000	Kreide

WP Meiste
WEA 01
LF: BS-P - ohne Auftrieb

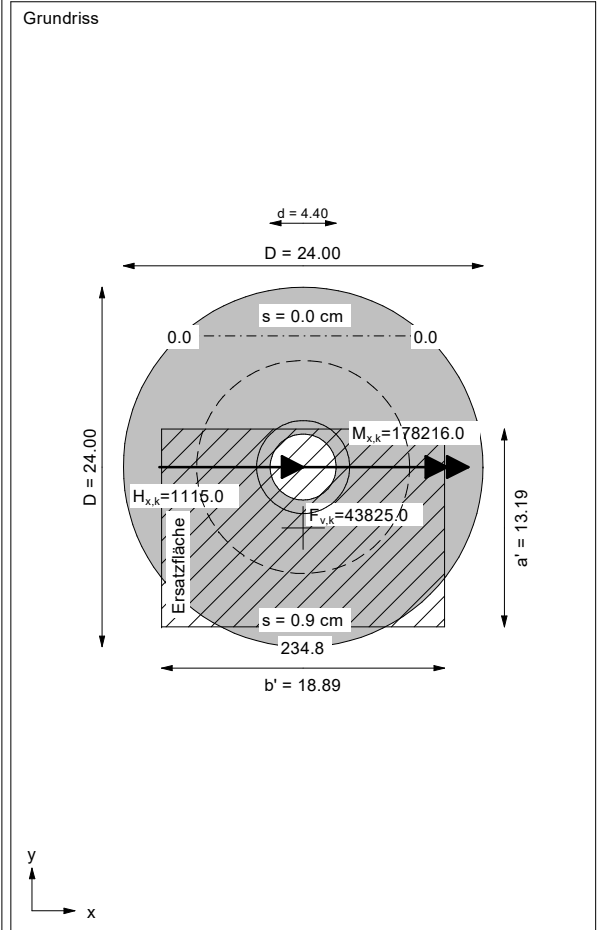
Projekt: 222478-1

Anlage: 4.2



GGU-FOOTING / Version 8.23 / 05.10.2015
 Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 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 $\varphi = 35.00^\circ$
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.99 m
 Grundwasser = 15.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 ----- 1. Kernweite
 ----- 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 43825.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 1115.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 0.00 / 178216.00$ 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 $e_y = 0.000$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 20.909$ m
 $b' = 20.909$ m
 Unter Gesamlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -4.067$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 13.189$ m
 $b' = 18.893$ m

$V_d = 59163.75$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.019
 cal $\varphi = 42.5^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal c = 0.00 kN/m²
 cal $\gamma_2 = 18.61$ kN/m³
 cal $\sigma_u = 18.81$ kN/m²
 UK log. Spirale = 35.75 m u. GOK
 Länge log. Spirale = 163.50 m
 Fläche log. Spirale = 3082.89 m²
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):
 $N_{c0} = 98.75$; $N_{d0} = 91.36$; $N_{b0} = 82.68$
 Formbeiwerte (y):
 $v_c = 1.476$; $v_d = 1.471$; $v_b = 0.791$
 Neigungsbewerte (y):
 $i_c = 0.964$; $i_d = 0.964$; $i_b = 0.940$

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 43825.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 27896.90$ kN
 $T_d = 1672.50$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.060$

Verdrehung(x) (KP) = 1 : 2293.9
 Nachweis EQU:
 $M_{stb} = 43825.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 473310.0$
 $M_{dst} = 178216.0 \cdot 1.50 = 267324.0$
 $\mu_{EQU} = 267324.0 / 473310.0 = 0.565$

Setzung infolge Gesamlasten:
 Grenztiefe $t_p = 10.26$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.47 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.03 cm
 unten = 0.92 cm

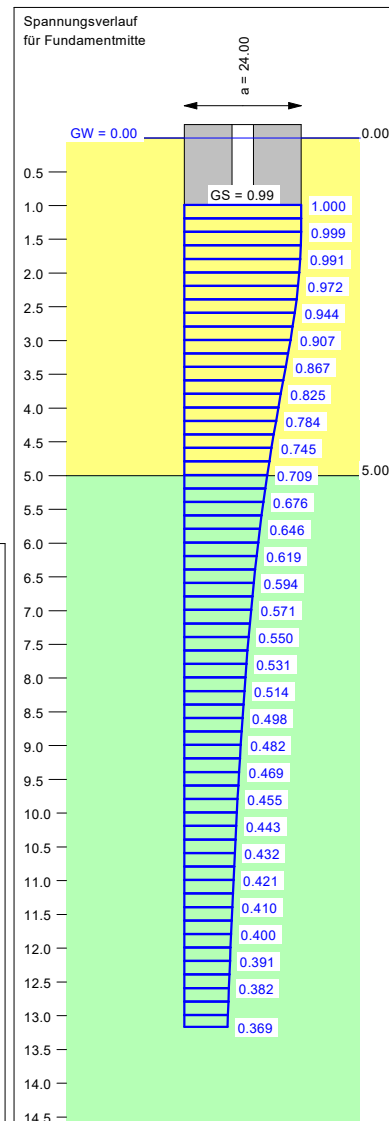
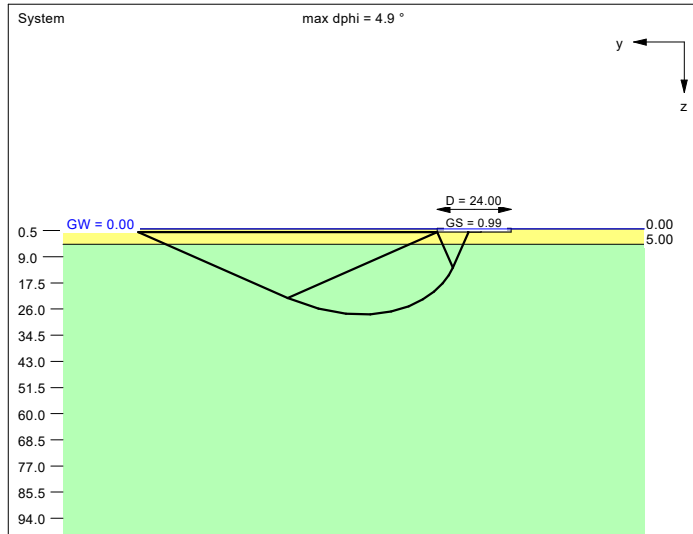
Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht,
 aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 17519.1 / 12513.63$ kN/m²
 $R_{n,k} = 4365226.33$ kN
 $R_{n,d} = 3118018.81$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 43825.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ν [-]	κ [-]	Bezeichnung
	19.0	11.0	37.5	0.0	100.0	0.00	1.000	Bodenaustausch
	24.0	14.0	45.0	0.0	300.0	0.00	1.000	Kreide

WP Meiste
WEA 01
LF: BS-A - mit Auftrieb

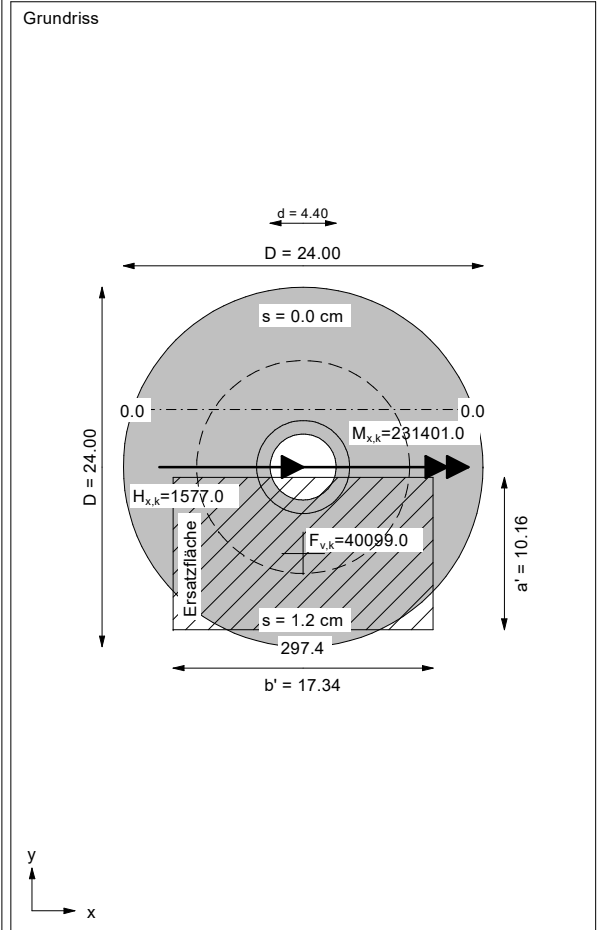
Projekt: 222478-1

Anlage: 4.3



GGU-FOOTING / Version 8.23 / 05.10.2015
 Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 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 $\varphi = 35.00^\circ$
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.00$
 $\gamma_{G,stab} = 0.95$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$
 Gründungssohle = 0.99 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 1. Kernweite
 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 40099.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 1577.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 0.00 / 231401.00$ kNm
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kNm
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Durchmesser (innen) $d = 4.400$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = 0.000$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 20.909$ m
 $b' = 20.909$ m
 Unter Gesamlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.771$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 10.158$ m
 $b' = 17.344$ m
 Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht,
 aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 9627.9 / 8023.26$ kN/m²
 $R_{n,k} = 1696162.08$ kN
 $R_{n,d} = 1413468.40$ kN
 $V_d = 1.10 \cdot 40099.00 + 1.10 \cdot 0.00$ kN

$V_d = 44108.90$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.031
 cal $\varphi = 42.4^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal c = 0.00 kN/m²
 cal $\gamma_2 = 13.33$ kN/m³
 cal $\sigma_u = 10.89$ kN/m²
 UK log. Spirale = 27.71 m u. GOK
 Länge log. Spirale = 125.59 m
 Fläche log. Spirale = 1819.72 m²
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):
 $N_{c0} = 98.26$; $N_{d0} = 90.78$; $N_{b0} = 82.03$
 Formbeiwerte (y):
 $v_c = 1.399$; $v_d = 1.395$; $v_b = 0.824$
 Neigungsbeiwerte (y):
 $i_c = 0.946$; $i_d = 0.947$; $i_b = 0.909$
 Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 40099.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 25525.11$ kN
 $T_d = 1734.70$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.068$
 Setzung infolge Gesamlasten:
 Grenztiefe $t_g = 13.17$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.60 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.02 cm
 unten = 1.18 cm

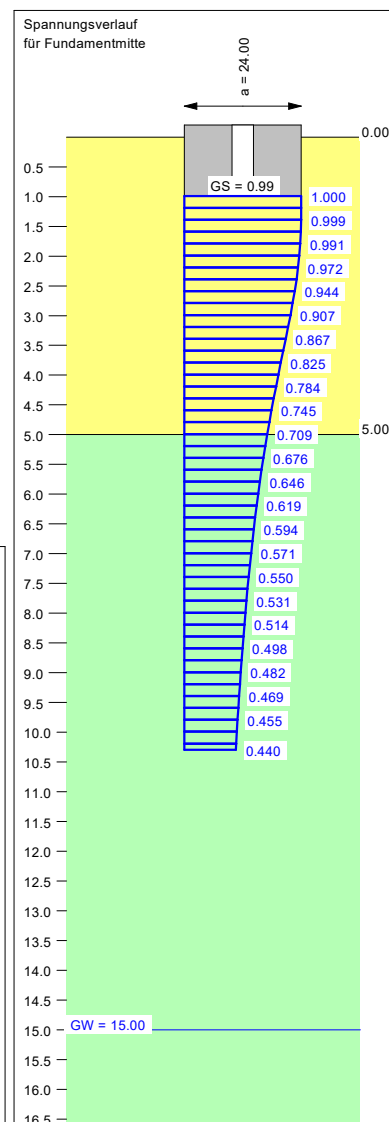
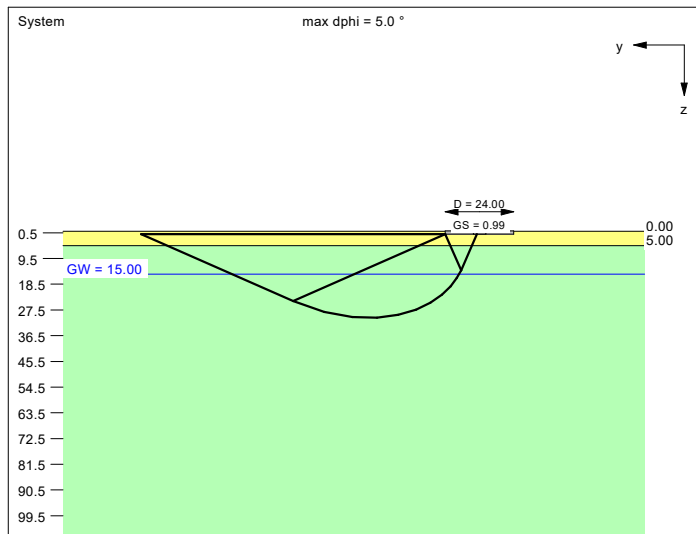
Verdrehung(x) (KP) = 1 : 1745.4
 Nachweis EQU:
 $M_{stb} = 40099.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 457128.6$
 $M_{dst} = 231401.0 \cdot 1.00 = 231401.0$
 $\mu_{EQU} = 231401.0 / 457128.6 = 0.506$

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ν [-]	κ [-]	Bezeichnung
	19.0	11.0	37.5	0.0	100.0	0.00	1.000	Bodenaustausch
	24.0	14.0	45.0	0.0	300.0	0.00	1.000	Kreide

WP Meiste
WEA 01
LF: BS-A - ohne Auftrieb

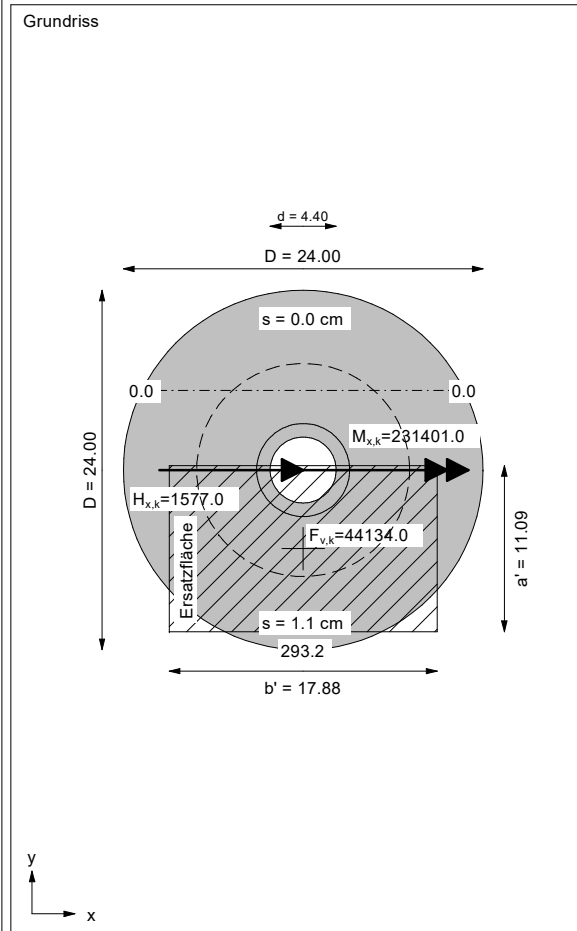
Projekt: 222478-1

Anlage: 4.4



GGU-FOOTING / Version 8.23 / 05.10.2015
 Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 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 $\varphi = 35.00^\circ$
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.00$
 $\gamma_{G,stab} = 0.95$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$
 Gründungssohle = 0.99 m
 Grundwasser = 15.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 1. Kernweite
 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 44134.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 1577.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 0.00 / 231401.00$ 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 $e_y = 0.000$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 20.909$ m
 $b' = 20.909$ m
 Unter Gesamlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.243$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 11.086$ m
 $b' = 17.877$ m

$V_d = 48547.40$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.019
 cal $\varphi = 42.5^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal c = 0.00 kN/m²
 cal $\gamma_2 = 19.30$ kN/m³
 cal $\sigma_u = 18.81$ kN/m²
 UK log. Spirale = 30.22 m u. GOK
 Länge log. Spirale = 137.51 m
 Fläche log. Spirale = 2180.36 m²
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):
 $N_{c0} = 98.83$; $N_{d0} = 91.46$; $N_{b0} = 82.80$
 Formbeiwerte (y):
 $v_c = 1.423$; $v_d = 1.419$; $v_b = 0.814$
 Neigungsbewerte (y):
 $i_c = 0.950$; $i_d = 0.951$; $i_b = 0.917$

Verdrehung(x) (KP) = 1 : 1850.3
 Nachweis EQU:
 $M_{stb} = 44134.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 503127.6$
 $M_{dst} = 231401.0 \cdot 1.00 = 231401.0$
 $\mu_{EQU} = 231401.0 / 503127.6 = 0.460$

Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht,
 aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 15543.5 / 12952.90$ kN/m²
 $R_{n,k} = 3080478.61$ kN
 $R_{n,d} = 2567065.51$ kN
 $V_d = 1.10 \cdot 44134.00 + 1.10 \cdot 0.00$ kN

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 44134.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 28093.60$ kN
 $T_d = 1734.70$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.062$

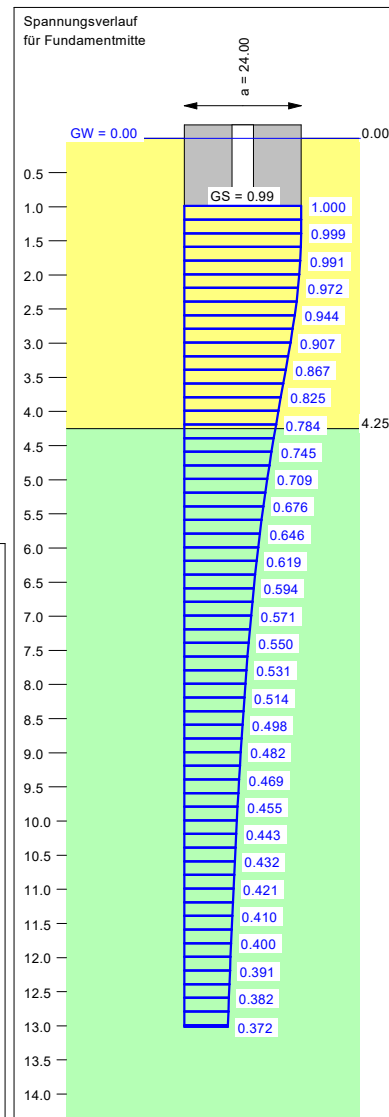
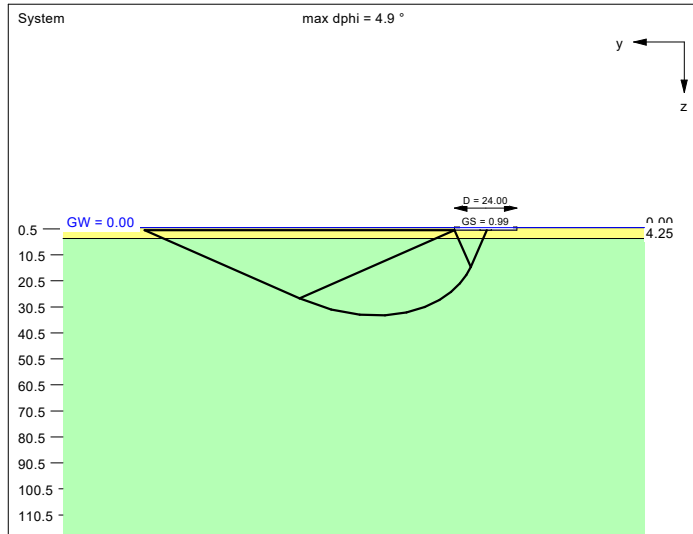
Setzung infolge Gesamlasten:
 Grenztiefe $t_g = 10.30$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.56 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.01 cm
 unten = 1.11 cm

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ν [-]	κ [-]	Bezeichnung
	19.0	11.0	37.5	0.0	100.0	0.00	1.000	Bodenaustausch
	24.0	14.0	45.0	0.0	300.0	0.00	1.000	Kreide

WP Meiste
WEA 02
LF: BS-P - mit Auftrieb

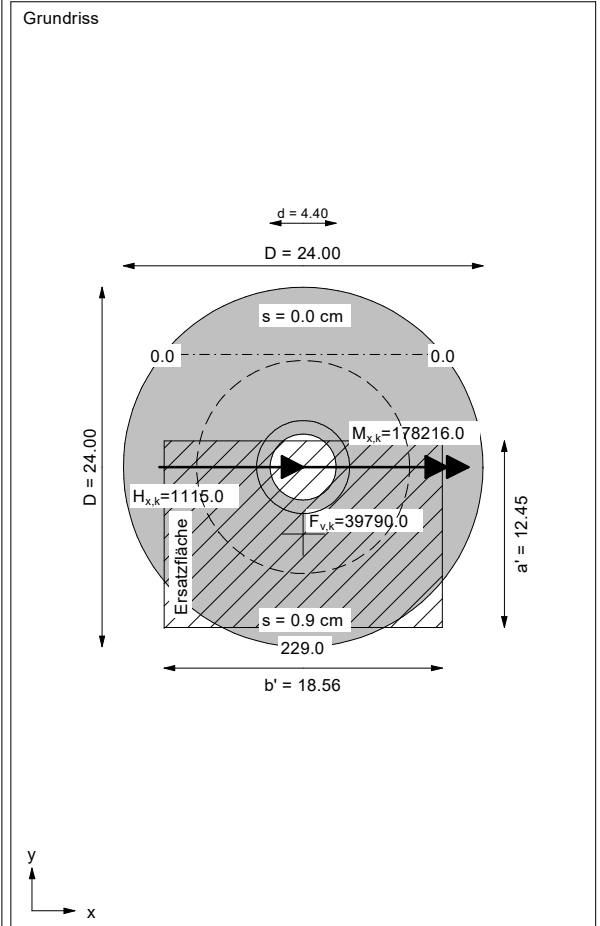
Projekt: 222478-1

Anlage: 4.5



GGU-FOOTING / Version 8.23 / 05.10.2015
 Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 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 $\varphi = 35.00^\circ$
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.99 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 1. Kernweite
 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 39790.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 1115.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 0.00 / 178216.00$ 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 $e_y = 0.000$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 20.909$ m
 $b' = 20.909$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -4.479$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 12.447$ m
 $b' = 18.562$ m

$V_d = 53716.50$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.028
 $\text{cal } \varphi = 42.4^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 $\text{cal } c = 0.00$ kN/m²
 $\text{cal } \gamma_2 = 13.55$ kN/m³
 $\text{cal } \sigma_u = 10.89$ kN/m²
 UK log. Spirale = 33.74 m u. GOK
 Länge log. Spirale = 153.98 m
 Fläche log. Spirale = 2735.16 m²
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):
 $N_{c0} = 98.37$; $N_{d0} = 90.92$; $N_{b0} = 82.18$
 Formbeiwerte (y):
 $v_c = 1.457$; $v_d = 1.452$; $v_b = 0.799$
 Neigungsbeiwerte (y):
 $i_c = 0.961$; $i_d = 0.961$; $i_b = 0.934$

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 39790.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 25328.42$ kN
 $T_d = 1672.50$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.066$

Verdrehung(x) (KP) = 1 : 2403.2
 Nachweis EQU:
 $M_{stb} = 39790.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 429732.0$
 $M_{dst} = 178216.0 \cdot 1.50 = 267324.0$
 $\mu_{EQU} = 267324.0 / 429732.0 = 0.622$

Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_p = 13.02$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.45 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.03 cm
 unten = 0.88 cm

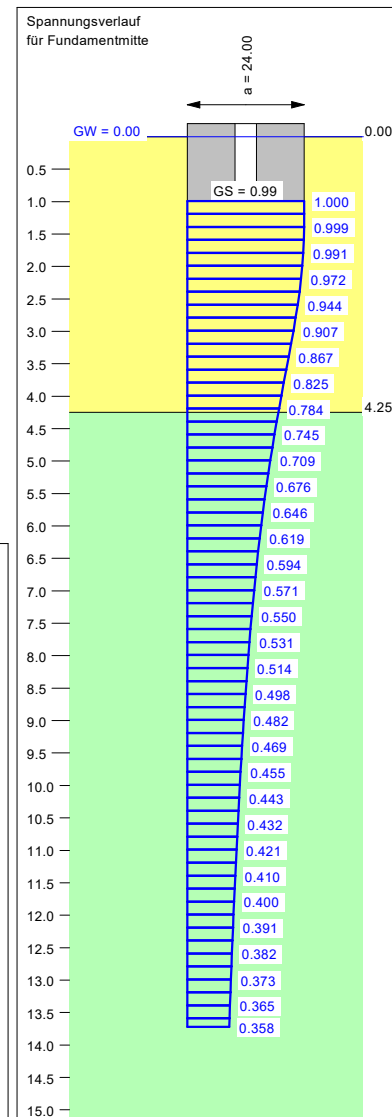
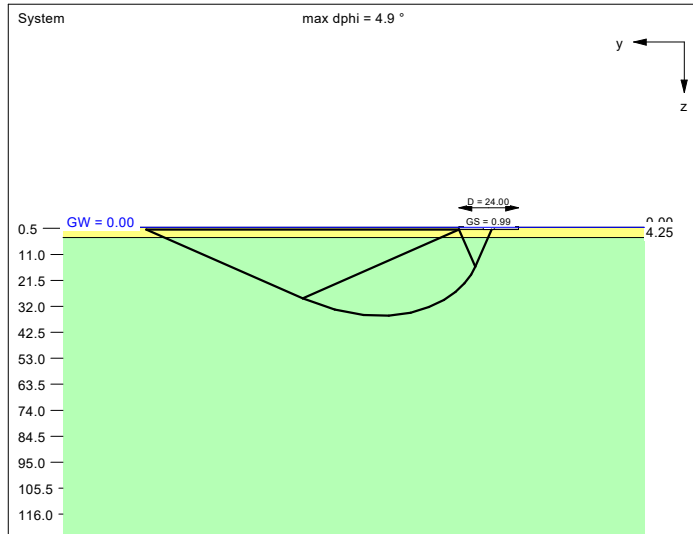
Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht,
 aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 11719.8 / 8371.30$ kN/m²
 $R_{n,k} = 2707672.44$ kN
 $R_{n,d} = 1934051.74$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 39790.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ν [-]	κ [-]	Bezeichnung
	19.0	11.0	37.5	0.0	100.0	0.00	1.000	Bodenaustausch
	24.0	14.0	45.0	0.0	300.0	0.00	1.000	Kreide

WP Meiste
WEA 02
LF: BS-P - ohne Auftrieb

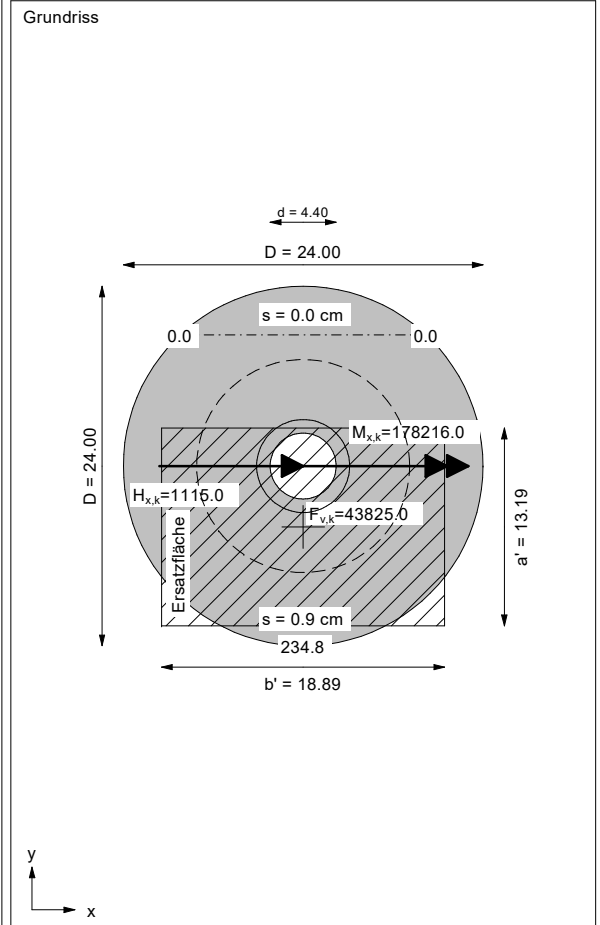
Projekt: 222478-1

Anlage: 4.6



GGU-FOOTING / Version 8.23 / 05.10.2015
 Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 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 $\varphi = 35.00^\circ$
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.99 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 1. Kernweite
 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 43825.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 1115.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 0.00 / 178216.00$ 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 $e_y = 0.000$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 20.909$ m
 $b' = 20.909$ m
 Unter Gesamlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -4.067$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 13.189$ m
 $b' = 18.893$ m

$V_d = 59163.75$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.027
 $\text{cal } \varphi = 42.4^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 $\text{cal } c = 0.00$ kN/m²
 $\text{cal } \gamma_2 = 13.57$ kN/m³
 $\text{cal } \sigma_u = 10.89$ kN/m²
 UK log. Spirale = 35.73 m u. GOK
 Länge log. Spirale = 163.38 m
 Fläche log. Spirale = 3078.63 m²
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):
 $N_{c0} = 98.62$; $N_{d0} = 91.20$; $N_{b0} = 82.51$
 Formbeiwerte (y):
 $v_c = 1.476$; $v_d = 1.471$; $v_b = 0.791$
 Neigungsbeiwerte (y):
 $i_c = 0.964$; $i_d = 0.964$; $i_b = 0.940$

Verdrehung(x) (KP) = 1 : 2323.3
 Nachweis EQU:
 $M_{stb} = 43825.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 473310.0$
 $M_{dst} = 178216.0 \cdot 1.50 = 267324.0$
 $\mu_{EQU} = 267324.0 / 473310.0 = 0.565$

Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht,
 aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 12380.2 / 8843.01$ kN/m²
 $R_{n,k} = 3084774.31$ kN
 $R_{n,d} = 2203410.22$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 43825.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN

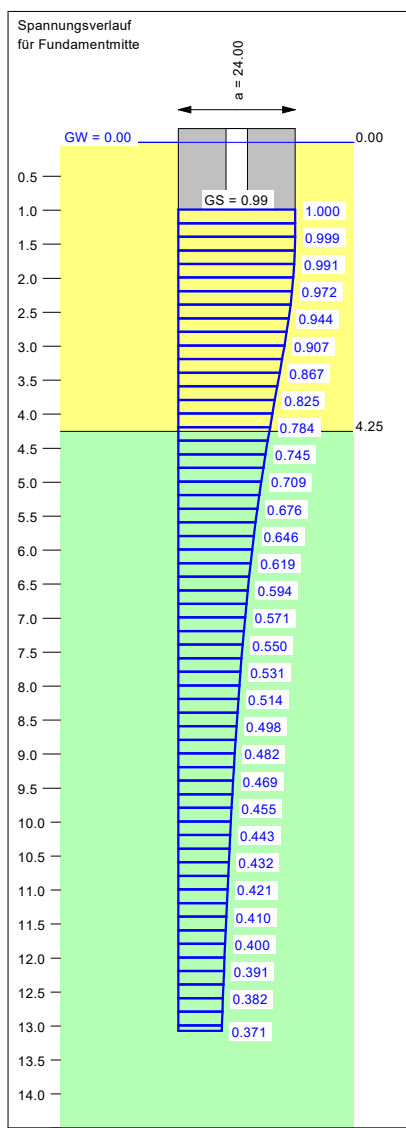
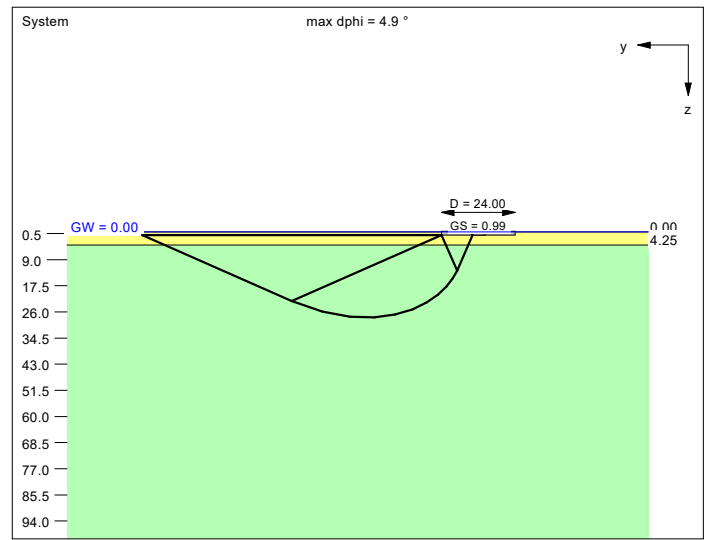
Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 43825.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 27896.90$ kN
 $T_d = 1672.50$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.060$

Setzung infolge Gesamlasten:
 Grenztiefe $t_p = 13.72$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.49 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.05 cm
 unten = 0.92 cm

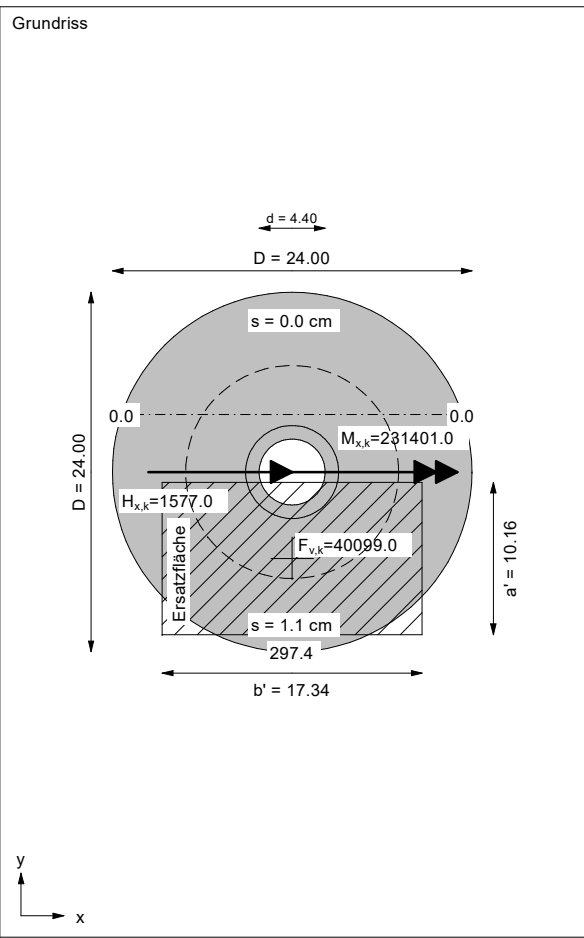
Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ν [-]	κ [-]	Bezeichnung
	19.0	11.0	37.5	0.0	100.0	0.00	1.000	Bodenaustausch
	24.0	14.0	45.0	0.0	300.0	0.00	1.000	Kreide

WP Meiste
WEA 02
LF: BS-A - mit Auftrieb

Projekt: 222478-1
Anlage: 4.7



GGU-FOOTING / Version 8.23 / 05.10.2015
 Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 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 $\varphi = 35.00^\circ$
 Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.00$
 $\gamma_{G,stb} = 0.95$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$
 Gründungssohle = 0.99 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 1. Kernweite
 2. Kernweite



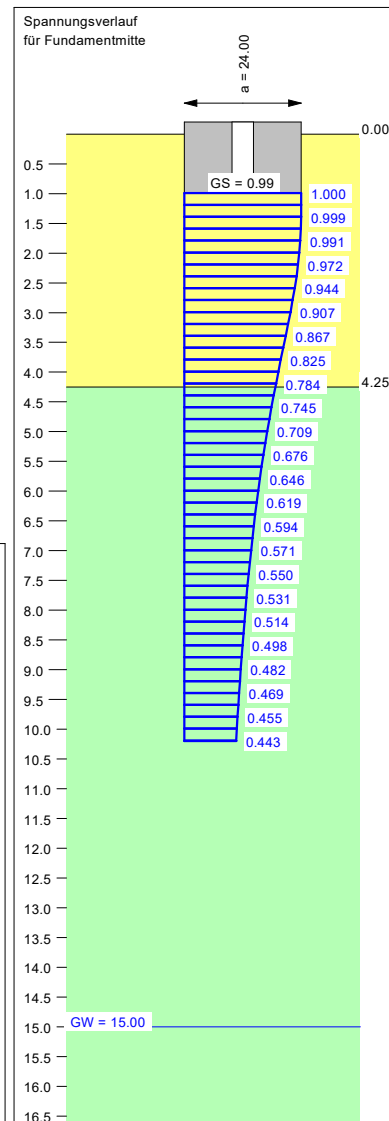
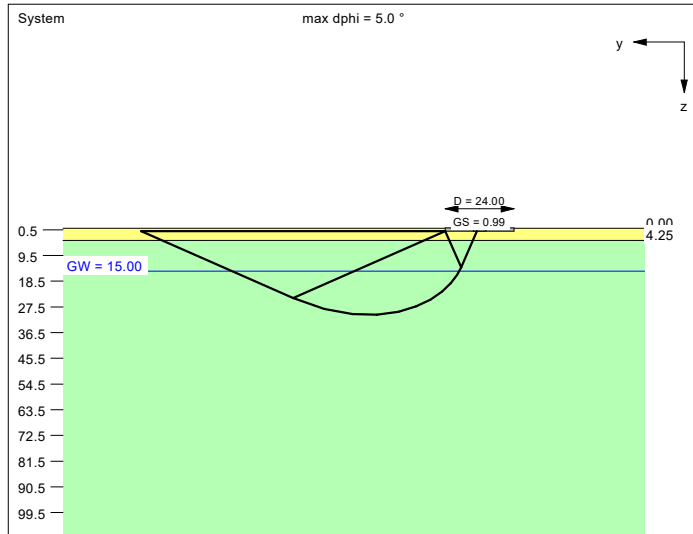
Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 40099.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 1577.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 0.00 / 231401.00$ kNm
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kNm
 Durchmesser D = 24.000 m
 Durchmesser (innen) d = 4.400 m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = 0.000$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 20.909$ m
 $b' = 20.909$ m
 Unter Gesamlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.771$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 10.158$ m
 $b' = 17.344$ m
 Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht,
 aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 9735.3 / 8112.75$ kN/m²
 $R_{n,k} = 1715080.00$ kN
 $R_{n,d} = 1429233.33$ kN
 $V_d = 1.10 \cdot 40099.00 + 1.10 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 44108.90$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.031
 cal $\varphi = 42.4^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal c = 0.00 kN/m²
 cal $\gamma_2 = 13.45$ kN/m³
 cal $\sigma_u = 10.89$ kN/m²
 UK log. Spirale = 27.73 m u. GOK
 Länge log. Spirale = 125.73 m
 Fläche log. Spirale = 1823.44 m²
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):
 $N_{c0} = 98.46$; $N_{d0} = 91.02$; $N_{b0} = 82.30$
 Formbeiwerte (y):
 $v_c = 1.400$; $v_d = 1.395$; $v_b = 0.824$
 Neigungsbeiwerte (y):
 $i_c = 0.946$; $i_d = 0.947$; $i_b = 0.909$
 Verdrehung(x) (KP) = 1 : 1890.9
 Nachweis EQU:
 $M_{stb} = 40099.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 457128.6$
 $M_{dst} = 231401.0 \cdot 1.00 = 231401.0$
 $\mu_{EQU} = 231401.0 / 457128.6 = 0.506$
 Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 40099.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 25525.11$ kN
 $T_d = 1734.70$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.068$
 Setzung infolge Gesamlasten:
 Grenztiefe $t_p = 13.07$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.55 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.02 cm
 unten = 1.09 cm

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ν [-]	κ [-]	Bezeichnung
	19.0	11.0	37.5	0.0	100.0	0.00	1.000	Bodenaustausch
	24.0	14.0	45.0	0.0	300.0	0.00	1.000	Kreide

WP Meiste
WEA 02
LF: BS-A - ohne Auftrieb

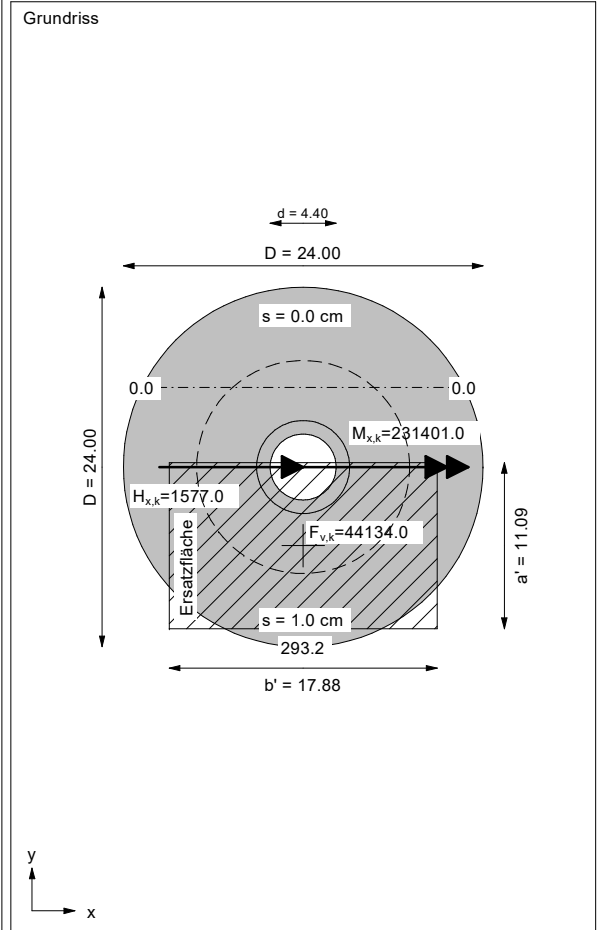
Projekt: 222478-1

Anlage: 4.8



GGU-FOOTING / Version 8.23 / 05.10.2015
 Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 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 $\varphi = 35.00^\circ$
 Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.00$
 $\gamma_{G,stab} = 0.95$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$
 Gründungssohle = 0.99 m
 Grundwasser = 15.00 m
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 1. Kernweite
 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 44134.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 1577.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 0.00 / 231401.00$ 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 $e_y = 0.000$ m
 Resultierende im 1. Kern (= 3.101 m)
 $a' = 20.909$ m
 $b' = 20.909$ m
 Unter Gesamlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.243$ m
 Resultierende im 2. Kern (= 7.104 m)
 $a' = 11.086$ m
 $b' = 17.877$ m

$V_d = 48547.40$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.019
 cal $\varphi = 42.5^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal c = 0.00 kN/m²
 cal $\gamma_2 = 19.48$ kN/m³
 cal $\sigma_u = 18.81$ kN/m²
 UK log. Spirale = 30.23 m u. GOK
 Länge log. Spirale = 137.57 m
 Fläche log. Spirale = 2182.16 m²
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):
 $N_{c0} = 98.92$; $N_{d0} = 91.56$; $N_{b0} = 82.91$
 Formbeiwerte (y):
 $v_c = 1.423$; $v_d = 1.419$; $v_b = 0.814$
 Neigungsbewerte (y):
 $i_c = 0.950$; $i_d = 0.951$; $i_b = 0.917$

Verdrehung(x) (KP) = 1 : 2016.6
 Nachweis EQU:
 $M_{stb} = 44134.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 503127.6$
 $M_{dst} = 231401.0 \cdot 1.00 = 231401.0$
 $\mu_{EQU} = 231401.0 / 503127.6 = 0.460$

Gleitwiderstand:
 Teilsicherheit (Gleitwiderstand) $\gamma_{R,h} = 1.10$
 $N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 44134.00 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.10$
 $R_{t,d} = N_k \cdot \tan(\varphi) / \gamma_{R,h} = 28093.60$ kN
 $T_d = 1734.70$ kN
 $\mu = T_d / R_{t,d} = 0.062$

Setzung infolge Gesamlasten:
 Grenztiefe $t_g = 10.20$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.52 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.01 cm
 unten = 1.02 cm

Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht,
 aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\sigma_{of,k} / \sigma_{of,d} = 15690.8 / 13075.66$ kN/m²
 $R_{n,k} = 3109673.07$ kN
 $R_{n,d} = 2591394.23$ kN
 $V_d = 1.10 \cdot 44134.00 + 1.10 \cdot 0.00$ kN