BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG

Angewandte Geologie, Baugrundsachverständigenwesen
Geophysik & Geotechnik

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

CPC Germania GmbH und Co. KG
Max - Born - Straße 1

48431 Rheine

Gutachten Nr. **218319**
Ansprechpartner: Gesine Grapp
Datum: 24.01.2019
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

Vechta - Windpark Krimpenfort - Errichtung einer Windenergieanlage (WEA 04)
Hier: Orientierende geologische Voruntersuchung nach DIN 4020 mit ingenieurgeologischer Baugrundbeurteilung sowie gründungs- und erdbautechnischen Empfehlungen

---

Bauvorhaben:	Errichtung einer Windenergieanlage (WEA 04) NORDEX N149 4.0 MW mit 125 m Nabenhöhe im Windpark Krimpenfort 49377 Vechta - Krimpenfort
Bauherr:	CPC Germania GmbH und Co. KG Max - Born - Straße 1 48431 Rheine
Auftraggeber:	Wie vor
Projektplanung:	Wie vor
Anlagenhersteller:	NORDEX Energy GmbH Erich - Schlesinger - Straße 50 18059 Rostock

Nachfolgend wird das Ingenieurgeologische Gutachten mit den Seiten 2 bis 42 und den Anlagen 1 bis 6 vorgelegt.

Inhaltsverzeichnis:

1. Bauvorhaben 3

2. Auftrag 3

3. Grundlagen, Bearbeitungsunterlagen 4

4. Örtliche Situation, geologischer Untergrund 5

5. Baugrunderkundung 6
5.1 Erkundungsprogramm 6
5.2 Erkundeter Bodenaufbau 7
5.3 Bodenwasserverhältnisse 8
5.4 Labortechnische Untersuchungen 9
5.5 Dynamische Widerstandsmessungen 10
5.6 Statische Widerstandsmessungen 11
5.7 Charakteristische Bodenkennwerte 13
5.8 Bautechnische Einteilung 13
5.9 Durchlässigkeit und Versickerungsfähigkeit 14
5.10 2D - MASW und Refraktionsseismik 15
5.11 Erdbebensicherheit 21
5.12 Bauchemische Grundwasseranalyse 21

6. Ingenieurgeologische Beratung 22
6.1 Planungsvorgaben 22
6.2 Geotechnische Rahmenbedingungen (Zusammenfassung) 23
6.3 Gründungsvorschlag 24
6.4 Auftriebssicherheit 28
6.5 Geotechnische Nachweise 29
6.6 Erdbau; Baugrubenabnahme 29
6.7 Wasserhaltung 30
6.8 Bodenaustausch, Lastverteilung und Fundamentherstellung 32
6.9 Arbeitsraumverfüllung; Fundamentüberschüttung 32

7. Zuwegung 33

8. Kranstellfläche 39

9. Schlussbemerkungen 42

1. Bauvorhaben

Die **CPC Germania GmbH & Co. KG, Rheine**, beabsichtigt die Errichtung und den Betrieb einer Windenergieanlage im Windpark Krimpenfort (Landkreis Vechta). Vorgesehen ist die Aufstellung des Anlagentyps:

- ***NORDEX N149 4.0 MW mit 125 m Nabenhöhe***

Die Anlagenkennung trägt die Bezeichnung **"WEA 04"**.

Der Bericht enthält in der **Anlage 1** einen Lageplan mit Darstellung des Standortes. Gleiche Anlage enthält einen Übersichtsplan mit geografischer Einordnung des Standortes.

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, Trendelburg**, beauftragt, die im Gründungseinwirkungsbereich des geplanten Standortes vorhandenen Untergrundverhältnisse festzustellen, auf deren Grundlage eine Gründungsberatung zu bearbeiten und die Zulässigkeitskriterien entsprechend den vorliegenden 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 EN ISO 22 475**
  "Geotechnische Erkundung und Untersuchung (ersetzt DIN 4021)"
- **DIN EN ISO 14 688**
  "Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Böden (ersetzt DIN 4 022 und DIN 4 023)"
- **DIN EN ISO 22 476 - 2**
  "Geotechnische Erkundung und Untersuchung, Teil 2: Rammsondierungen (ersetzt DIN 4094)"
- **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)
- **VOB**
  "Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen"
- **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:

- **Übersichtslageplan mit Einkartierung der WEA 01 bis 04**, CPC Germania GmbH und Co. KG
- **Lageplan Windpark Vechtaer Mark, Errichtung von 1 Windenergieanlage des Typs NORDEX Delta 4000 (N149) mit 125mNH**, Maßstab 1 : 5000, CPC Germania GmbH und Co. KG, vom 26.10.2018
- **Allgemeine Dokumentation Transport, Zuwegung und Krananforderungen**, **Anlagenklasse Nordex Delta4000**, Revision 03 / 31.08.2017, von der Nordex Energy GmbH
- **Allgemeine Dokumentation Fundamente, Anlagenklasse Nordex Delta4000**, Revision 04 / 14.09.2017, von der Nordex Energy GmbH
- **Technische Spezifikation Baugrunduntersuchung & Geotechnischer Bericht Fundament, Straßen und Kranstellflächen - Deutschland**, Revision 00 / 01.11.2017, von der Nordex Energy GmbH

4. Örtliche Situation, geologischer Untergrund

Der geplante Anlagenstandort befindet sich im Landkreis Vechta. Er liegt etwa 3 km südwestlich der Stadt Vechta und etwa 4 km nördlich der Stadt Lohne (Oldenburg). Der Standort wird mit folgenden Koordinaten (ETRS 89 UTM Zone 32 N) ausgewiesen:

Anlage	Ostwert	Nordwert
WEA 04	32 448.886	5.839.753

Tabelle 1: Standortkoordinaten

Der geplante Anlagenstandort befindet sich auf einer ebenen landwirtschaftlichen Nutzfläche. Die verkehrstechnische Anbindung erfolgt über einen Wirtschaftsweg, der von der Straßenführung "Westmark" abzweigt. Das folgende Foto zeigt den Standort zum Erkundungszeitpunkt.

Foto 1: Anlagenstandort mit Blick nach Ostsüdosten

Regionalgeologisch liegt der Windpark Vechtaer Mark am Südrand des Norddeutschen Beckens nördlich der Höhenzüge des Teutoburger Waldes und des Wiehengebirges. Der Untergrund sowie die Oberflächenmorphologie in der Region wurden während des ***Quartärs*** durch den wiederholten Wechsel von Kalt- und Warmzeiten und der damit verbundenen Ab- und Umlagerung von Fluss-, Schmelzwasser- und Eisablagerungen geprägt. Auf diesen pleistozänen Lockersedimenten wuchsen während des Holozäns ausgedehnte Moore auf.

In der Umgebung des Windparks ist oberflächennah vorwiegend mit fluviatil abgelagerten ***Sanden, Kiesen und Schluffen*** der Weichsel - Kaltzeit zu rechnen. Zum Teil werden diese von Flugsanden überlagert. Mit organischen Beimengungen ist in den genannten quartären Lockersedimenten grundsätzlich zu rechnen.

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

Die örtliche Vorflut wird von zahlreichen Entwässerungsgräben gebildet, die entlang der Fahrwege und der Flurgrenzen verlaufen. Zum Zeitpunkt der Erkundung waren die Gräben wassergefüllt. Die Entwässerung erfolgt generell in westliche Richtung.

Der Bodenaufbau ist **grundwasserführend.** Der Grundwasserspiegel stellt sich in Abhängigkeit des jahreszeitigen Klimaverlaufs ein.

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 im Zeitraum zwischen dem 12.12.2018 und 08.01.2019 auftragsgemäß ausgeführt:

10 Rammkernsondierungen Ø 50 - 80 mm
(Kurzbezeichnung: **RKS 1** bis **RKS 10**)

nach DIN 4020 bzw. DIN EN ISO 14688,

2 schwere Rammsondierungen (DPH)
(Kurzbezeichnung: **DPH 1** und **DPH 2**)

und

4 statische Drucksondierungen (CPT)
(Kurzbezeichnung: **CPT 1** bis **CPT 4**)

nach DIN 4094 bzw. DIN EN ISO 22476 sowie

MASW und refraktionsseismische Messungen
(mit Kreuzprofil)

nach dem Multielektroden - Wenner - Verfahren.

In den Erkundungsstellen, die hinsichtlich ihrer Lage in dem Lageplan der **Anlage 1** einkartiert sind, wurden Bodenschichten beschrieben sowie Schichtgrenzen und die Grundwasser- / Bodenfeuchtesituation eingemessen.

Die schweren Rammsondierungen dienen der quantitativen Bewertung der Lagerungsdichte des Baugrunds in situ. Mit den Drucksondierungen wurden statische Widerstandsmessungen zur direkten Ermittlung der Untergrundeigenschaften ausgeführt. MASW und refraktionsseismische Messungen werden zur Beurteilung des geologischen Untergrunds herangezogen.

5.2 Erkundeter Bodenaufbau

Der am geplanten Standort während der Erkundung angetroffene Bodenaufbau wurde ingenieurgeologisch detailliert aufgenommen. In der nachfolgenden Zusammenfassung wird ein Überblick über die Untergrundsituation gegeben.

GOK = Geländeoberkante

RKS 1

bis 0.30 m u. GOK	**Sand**, organisch, locker gelagert (Oberboden)
bis 0.90 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, locker gelagert (Quartär)
bis 1.80 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, locker gelagert - mitteldicht gelagert
bis 2.60 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, mitteldicht gelagert
bis 3.40 m u. GOK	**Schluff**, mittel sandig, teils schwach organisch, weich
bis 4.30 m u. GOK	**Schluff**, schwach organisch, steif
bis 4.60 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, mitteldicht gelagert
bis 4.70 m u. GOK	**Schluff**, schwach organisch, steif
bis 6.00 m u. GOK	**Feinsand**, mitteldicht gelagert
bis 7.00 m u. GOK	**Schluff**, schwach sandig, schwach tonig, steif

Erkundungsendtiefe - kein weiterer Bohrfortschritt!

RKS 2

bis 0.30 m u. GOK	**Sand**, organisch, locker gelagert (Oberboden)
bis 0.90 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, locker gelagert (Quartär)
bis 2.20 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, schwach organisch, locker gelagert
bis 2.80 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, locker gelagert - mitteldicht gelagert
bis 4.20 m u. GOK	**Schluff**, mittel feinsandig, weich
bis 4.80 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, stark schluffig, schwach organisch, locker gelagert - mitteldicht gelagert
bis 6.30 m u. GOK	**Feinsand**, schwach schluffig, mitteldicht gelagert
bis 7.00 m u. GOK	**Schluff**, schwach feinsandig, schwach tonig, steif

Erkundungsendtiefe - kein weiterer Bohrfortschritt!

Nach Oberboden aus organisch durchsetztem Sand folgen pleistozäne Sedimente aus vereinzelten Schluffen, vorwiegend jedoch Fein- und Mittelsanden in weicher oder steifer Konsistenz bzw. lockerer bzw. locker bis mitteldichter Lagerung. In einzelnen Schichthorizonten finden sich beigemengte organische Bestandteile.

Anthropogene oder organoleptisch auffällige Schichten wurden im Zuge der Erkundung bis in max. Erkundungstiefe nicht festgestellt.

Die umfassende Bodenbeschreibung und Darstellung der Schichtbegrenzungen kann den **Anlagen 2.1 und 2.2** entnommen werden.

5.3 Bodenwasserverhältnisse

Der Bodenaufbau ist erwartungsgemäß grundwasserführend. Folgende Feststellungen wurden während bzw. nach der Durchführung der Bohr- und Sondierarbeiten getroffen:

Bohrung / Sondierung	Wasserstand gemessen m u. GOK	Bohrloch zugefallen m u. GOK	Messdatum	Bemerkungen
RKS 1	1,13	1,30	09.01.2019	ab 0,90 m u.GOK sehr feucht bis nass
RKS 2	1,10	1,20	09.01.2019	ab 0,90 m u.GOK sehr feucht bis nass
DPH 1	--	1,00	08.01.2019	-----
DPH 2	--	0,80	08.01.2019	-----
CPT 1	0,80	--	14.01.2019	-----
CPT 2	0,90	--	14.01.2019	-----

Tabelle 2: Während der Erkundungsarbeiten gemessene Grundwasserstände

Der Bodenwasserhaushalt ist niederschlagsabhängig und jahreszeitlich bedingten Veränderungen unterworfen. Im Verlauf niederschlagsreicher Jahreszeiten können geringere Flurabstände auftreten, die bis zur Geländeoberkante angenommen werden können. Daher sollte der Bemessungswasserspiegel vorsorglich in Geländeniveau berücksichtigt werden.

Langfristige Aussagen der bodenhydrologischen Situation können nur durch Herstellung von verrohrten Messpegeln bzw. -brunnen erfolgen.

5.4 Labortechnische Untersuchungen

Neben den feldgeologischen Arbeiten sind im Labor an ausgewählten Bodenproben Sieb- und Schlämmanalysen nach DIN 18123 durchgeführt sowie natürliche Wassergehalte nach DIN 18121 und an einer Probe der organische Gehalt nach DIN 18128 bestimmt worden. Die Ergebnisse werden nachfolgend wiedergegeben.

Kombinierte Sieb- und Schlämmanalyse

Nach Trennung der Sieb- und Schlämmanteile wurden folgende Gehalte in M.-% ermittelt:

Zeile	Entnahme aus Bohrung	Ton M.-%	Schluff M.-%	Sand M.-%	Kies / Steine M.-%	d_{60} / d_{60}
1	RKS 1 Entnahmetiefe zw. 1,80 und 2,60 m u. GOK (Pleistozän)	2	9	89	---	3
2	RKS 1 Entnahmetiefe zw. 2,60 und 3,40 m u. GOK (Pleistozän)	5	41	45	9	23
3	RKS 1 Entnahmetiefe zw. 6,00 und 7,00 m u. GOK (Pleistozän)	12	59	26	3	22

Tabelle 2: Sieb- und Schlämmanalyse

Entsprechend den Massenkornanteilen werden die Laborproben nach bodenmechanischer Definition beschrieben zu:

Zeile 1 → **Feinsand, stark mittelsandig, schwach schluffig (enggestuft - gleichförmig)**

Zeile 2 → **Schluff, feinsandig, schwach mittel- und grobsandig, schwach feinkiesig (weitgestuft - sehr ungleichförmig)**

Zeile 3 → **Schluff, schwach tonig, schwach fein- bis grobsandig (weitgestuft - sehr ungleichförmig)**

Die Summenkurven der Kornverteilung sind in den **Anlagen 3.1 bis 3.3** dargestellt.

Natürliche Wassergehalte

Für die Laborproben ist der natürliche Wassergehalt w ermittelt worden:

Zeile	Entnahme aus Bohrung	Tiefe m u. GOK	Bodengruppe nach DIN 18196	sensorische Einstufung der Konsistenz / Lagerung *	Wassergehalt w [%]
1	RKS 1	1,80 - 2,60	SE	mitteldicht	17,78
2	RKS 1	2,60 - 3,40	UL, organisch	weich	29,95
3	RKS 1	3,40 - 4,30	OU	steif	40,93
4	RKS 1	6,00 - 7,00	UL	steif	24,54

Tabelle 3: Natürliche Wassergehalte

* = während der Erkundungsarbeiten

Nach dem Befund der Wassergehaltsbestimmung beschreiben die untersuchten Proben in Abhängigkeit ihres bodenarttypischen Wasserbindevermögens allesamt eine überhöhte Feuchtebeanspruchung. Der natürliche Wassergehalt der Proben

nach Zeile 2 und 3 ist auf das erhöhte Wasserbindevermögen der organischen Beimengungen zurückzuführen.

Organischer Gehalt
Der Gehalt an organischen Bestandteilen wird durch Massenverlust beim Glühen bestimmt und auf die Trockenmasse bezogen. Organische Bestandteile erhöhen die Zusammendrückbarkeit und verringern die Scherfestigkeit Der organische Gehalt V_{gl} beträgt für die untersuchte Probe:

Zeile	Entnahme aus	Bodenart	Wassergehalt w [%]	Organischer Gehalt V_{Gl} [%]
1	RKS 1 Entnahmetiefe zw. 3,40 und 4,30 m u. GOK (Pleistozän)	OU	40,93	6,72

Tabelle 4: Organischer Gehalt

Die DIN EN ISO 14688-2, Tab. 3 gibt für den Gehalt an organischer Substanz (% der Trockenmasse < 2 mm) folgende Einteilung an (aus Prinz 2006):

schwach organisch	2 bis 6 %
mittel organisch	6 bis 20 %
stark organisch	> 20 %

Nach dem Ergebnis handelt es sich bei der Probe per Definition um einen **mittel organischen Boden**.

5.5 Dynamische Widerstandsmessungen

Zur Bestimmung der dynamischen Eindringwiderstände und zur Bestätigung der sensitiven Bodenansprache wurden zusätzlich Rammsondierungen mit der schweren Rammsonde (DPH) nach DIN EN ISO 22476 ausgeführt.

Bei der Rammsondierung wird der Eindringwiderstand einer Sondierspitze genormten Durchmessers gemessen, die mit einer definierten Rammenergie (Fallhöhe und Fallgewicht) senkrecht in den Untergrund gerammt wird. Hierbei wird die Anzahl der Schläge des Fallgewichtes pro 10 cm Eindringung (N_{10}) mit vorgegebener Fallhöhe gezählt.

Die Ergebnisse werden als Widerstandslinie in einer Stufengrafik dargestellt. In den **Anlagen 4.1 und 4.2** sind die inSitu - Versuche dokumentiert. Die Auswertung der Rammsondierung erfolgt unter Beachtung der allgemeinen Grundsätze der DIN 4094 auf der Grundlage einer Gegenüberstellung von Schlagzahlbereichen und Lagerungsdichte bei grobkörnigen Böden und von Schlagzahlbereichen und Konsistenz

bei feinkörnigen Böden. Bei der Auswertung wird nach PRINZ, (2006), Tabelle 4.6, berücksichtigt:

Lagerungsdichte	DPH N_{10}
locker	1 - 4
mitteldicht	4 - 18
dicht	18 - 24
sehr dicht	>24

Tabelle 5: Einteilung Lagerungsdichte nach Schlagzahlen der schweren Rammsonde

Bei der Beurteilung ist der Grundwassereinfluss zu berücksichtigen.

Der Eindringwiderstand ist bei sonst gleichen Verhältnissen im Grundwasser geringer als über dem Grundwasser, so dass ab Unterschneidung des Grundwasserspiegels höhere Konsistenzen / Lagerungsdichten vorhanden sind, als im Widerstandsverlauf aufgezeigt werden.

Danach wird das Ergebnis der Prüfung abgeleitet:

> Der Widerstandsverlauf kennzeichnet für den oberen Meter sehr lockere bis lockere Lagerungsverhältnisse. Daran anschließend folgt eine bis in Tiefen zwischen etwa 2 und 3 m reichende Schichtzone mit höheren Eindringwiderständen und Ableitung einer mitteldichten Lagerung. Ab den genannten Tiefen nehmen die Eindringwiderstände wieder ab und deuten auf sehr lockere bis lockere Lagerung dieser Schichtzone hin.
>
> Ab Tiefen zwischen etwa 4 und 5 m unter GOK schließt sich eine moderate Zunahme der Eindringwiderstände an. Bis zur Prüfendtiefe von 10 m verlaufen die Eindringwiderstände relativ gleichmäßig auf dem Niveau eines insgesamt mitteldicht gelagerten Untergrundes. Am Prüfort der DPH 1 ist ab Tiefe von etwa 9,5 m ein Übergang in dichte Lagerungsverhältnisse erkennbar. Die wechsellagernden Schluffe und Fein- bis Mittelsande zeigen anhand des Prüfbefundes bis zur Tiefe von 10 m eine geringe bis mäßige geologische Konsolidierung der pleistozän sedimentierten Ablagerungen.

5.6 Statische Widerstandsmessungen

Zur Findung eines geeignet tragfähigen Baugrundes wurden zur direkten Ermittlung der Untergrundeigenschaften ergänzend Drucksondierungen (CPT) nach DIN EN ISO 22476 ausgeführt.

Bei diesem Verfahren wird eine Sonde in den Untergrund mit gleich bleibender Geschwindigkeit eingedrückt, wobei Spitzenwiderstand, lokale Mantelreibung und ge-

gebenenfalls Gesamtwiderstandskraft in Abhängigkeit von der Sondiertiefe gemessen werden können. Der Spitzenwiderstand ist definiert durch die in der Sondenspitze übertragene Kraft, geteilt durch den Spitzenquerschnitt. Bei der lokalen Mantelreibung liegt die Beziehung der in der Reibungshülse übertragenen Kraft, geteilt durch die Mantelfläche der Reibungshülse zugrunde. Aus dem Reibungsverhältnis kann näherungsweise auf die Bodenart in der jeweiligen Tiefe geschlossen werden (DIN EN ISO 22476).

Im Rahmen einer Fremdleistung erfolgten die Sondierungen durch die Firma Geotechnik Heiligenstadt GmbH, Heilbad Heiligenstadt. Die Prüfungen endeten jeweils bei Erreichung der Tiefe von 20 m unter GOK.

In den **Anlagen 5.1 und 5.2** sind der Spitzenwiderstand, die lokale Mantelreibung und der Reibungsindex grafisch aufgetragen.

Bei der Auswertung wird nach PRINZ, (2006), Tabelle 6, berücksichtigt:

Lagerungsdichte	**Spitzendruck q_c** MN / m²
locker	< 5
mitteldicht	5,0 - 7,5 / 10
dicht	7,5 - 18 / 20
sehr dicht	> 18 / 20

Tabelle 6: Einteilung Lagerungsdichte nach Spitzendruck

Das Ergebnis wird zusammenfassend beschrieben:

> Der Widerstandsverlauf wechselt bis zur Tiefe von 10 m unter GOK mit Spitzenwiderständen zwischen q_c = 2,5 und 10 MN / m² und demzufolge lockerer bis dichter Lagerung. Bis zur genannten Tiefe zeigt der Bodentyp - Index reine Sande, Sandgemische und Sand - Schluff - Gemische. Darunter nehmen die Spitzenwiderstände deutlich zu und erreichen mittlere Spitzenwiderstände von q_c = 20 MN / m². Die Schichtzone ist als sehr dicht gelagert zu umschreiben und besitzt eine Mächtigkeit zwischen etwa 6 und 7 m. Der Bodentyp - Index deutet auf das Anstehen reiner Sandböden hin.
>
> Anschließend wird im Tiefenbereich ab etwa 16 bis 17 m unter GOK bis zur Prüfendtiefe ein teils wechselhafter Verlauf der Spitzenwiderstände mit deutlicher Ab- und sprunghafter Zunahme der Spitzenwiderstände registriert. Die Sande wechseln hier mit bindigen Zwischenzonen.
>
> Das Prüfende von 20 m unter GOK registriert einen Spitzenwiderstand von q_c = 8,3 bzw. 14,7 MN / m² und belegt dichte Lagerung.

5.7 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 / m³	Reibungswinkel φ' Grad	Steifemodul E_s kN / m²	Kohäsion c'/c_u kN / m²
Sand, organisch (Oberboden)	17,0 / 7,0	25,0	kein Lastboden	0,0 / 5,0
Torf	15,0 / 5,0	15,0	1.000	0,0 / 15,0
Fein- bis Mittelsand, organisch	18,0 / 8,0	27,5	10.000	0,0 / 2,0
Fein- bis Mittelsand	19,0 / 9,0	32,5	40.000	0,0 / 0,0
Schluff, organisch	18,5 / 8,5	20,0	2.000	2,0 / 10,0
Schluff	19,5 / 9,5	22,5	5.000	5,0 / 25,0

Tabelle 7: Charakteristische Bodenkennwerte

5.8 Bautechnische Einteilung

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

Bodenschicht	Bodengruppe DIN 18196	Klassifikation DIN 18196	Bodenklasse DIN 18300	Homogenbereich *)	Frostempfindlichkeit ZTVE-StB 09
Sand, organisch (Oberboden)	OH	organogene Böden	1	A	F 2
Torf	OH	organogene Böden	1	A	F 2
Fein- bis Mittelsand, organisch	OU	organogene Böden	3	A	F 2
Fein- bis Mittelsand	SE, SU	nicht bindige, grobkörnige und schwach bindige, gemischtkörnige Böden	3	B	F 1 + F 2
Schluff, organisch	OU	organogene Böden	4	A	F 3
Schluff	UL	bindige, feinkörnige Böden	4	C	F 3

Tabelle 8: Bautechnische Einteilung

*) Vorschlag - ohne VOB-verbindlichen 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 Gefügefestigkeit haben und die nur wenig klüftig oder verwittert sind. Festgelagerter, unverwitterter Tonschiefer, Nagelfluhschichten, Schlackenhalden 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.

5.9 Durchlässigkeit und Versickerungsfähigkeit

Für die Entscheidung über die Wahl des Fundamenttyps (mit / ohne Auftrieb) 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
Sand, organisch (Oberboden)	10^{-4} - 10^{-5}	stark durchlässig bis durchlässig
Torf	unter 10^{-8}	sehr schwach durchlässig
Fein- bis Mittelsand, organisch	10^{-5} - unter 10^{-6}	durchlässig bis schwach durchlässig
Fein- bis Mittelsand	10^{-3} - 10^{-5}	stark durchlässig bis durchlässig
Schluff, organisch	unter 10^{-6} - unter 10^{-8}	schwach durchlässig bis sehr schwach durchlässig
Schluff	unter 10^{-8}	sehr schwach durchlässig

Tabelle 9: Abschätzung Durchlässigkeit

Nach der Einteilung ist der Untergrund als stark durchlässig bis sehr schwach durchlässig einzustufen.

Aufgrund der hoch stehenden Grundwasserverhältnisse ist eine direkte Beeinflussung des Fundamentes gegeben.

5.10 2D - MASW und Refraktionsseismik

Vorbemerkungen

Die Methode der aktiven MASW (aus dem englischen: Multi Analysis of Surface Waves) ist eine seismische Methode zur Erkundung des oberflächennahen Untergrundes (bis max. 50 m). Die MASW - Messungen dienen der geologischen Strukturerkundung (v.a. Feststellung von Diskontinuitäten). In Kombination mit einer refraktionsseismischen Auswertung der Daten können darüber hinaus sämtliche dynamische Bodenkennwerte direkt bestimmt werden.

Durchgeführte Arbeiten

MASW:

Zur Erkundung des geologischen Untergrundes wurden an dem geplanten Standort aktive 2D-MASW Messungen durchgeführt. Hierzu wurde an dem Standort ein Profil mit je 13 Schusspunkten vermessen.

An jedem Schusspunkt wird mit 24 Kanälen bzw. Geophonen mit einem Einzelgeophonabstand von **Δx = 1.5 m** gemessen. Dadurch ergibt sich eine Auslagelänge der Geophonkette von **D = 34.5 m**. Der Messpunkt liegt dabei jeweils in der Profilmitte. Für jedes Profil werden insgesamt 13 Schüsse (#1001 bis #1013) durchgeführt, wobei die gesamte Messanordnung (Quelle und Empfänger) jeweils nach jedem Schuss

um einen Abstand **Δd = 3 m** in Richtung der Geophonauslage weiterzieht. Der Abstand des Schusspunktes zum ersten Geophon **x** beträgt konstante 9 m. Die Eindringtiefe ist im Wesentlichen durch die Länge der Geophonauslage D bestimmt, und beträgt bei oben genannten Parametern ca. 20 m.

Die Skizze in Abbildung 4 zeigt den Messaufbau schematisch.

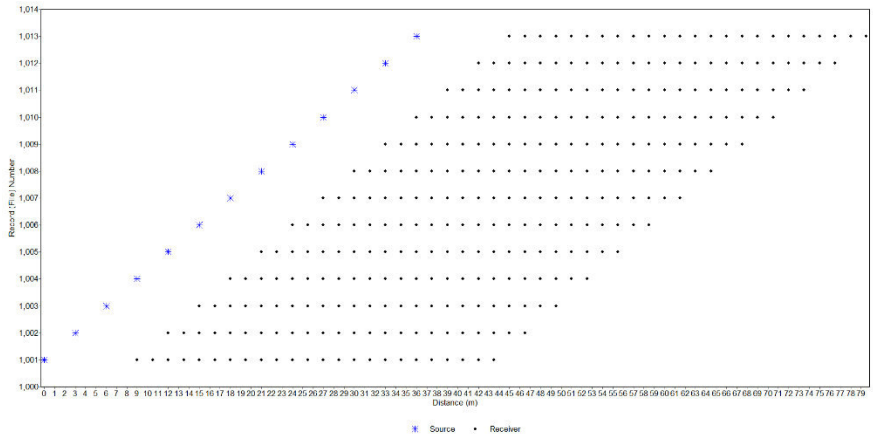


Abbildung 1: Schematischer Messaufbau 2D-MASW

Zur Anregung der seismischen Wellen wird ein Hammer mit einer Masse von 10 kg verwendet. Die seismischen Wellen werden durch vertikales Schlagen des Hammers auf eine Schlagplatte erzeugt.

Die jeweiligen Signale werden mit Vertikalgeophonen registriert und über einen A/D Wandler an den Seismograph gegeben. Die Aufnahmelänge betrug jeweils 1 s bei einer Samplingrate von 4000 Hz. Eine Qualitätskontrolle der Daten wird direkt vor Ort durchgeführt und je nach Signal/Rausch Verhältnis mehrere Schüsse gestapelt. Dabei wurde eine seismische Messapparatur und die Software „*DoReMi*“ von SARA ELECTRONIC INSTRUMENTS SRL, Italien zur Datenaquisition und die Software „*ParkSEIS*“ von PARK SEISMIK LLC, USA, zur Datenverarbeitung und zur Auswertung der Daten genutzt.

Refraktionsseismik:

An einem Teil der Datensätze wurden zusätzlich zu den MASW-Analysen auch refraktionsseismische Auswertungen vorgenommen. Bei vertikaler Schlaganregung (Hammerschlag, wie oben beschrieben) misst dieses Verfahren die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Kompressionswellen (so genannte P-Wellen, s. **Anlage 6**). Mit der MASW-Methode werden Geschwindigkeiten von Oberflächenwellen ermittelt, bei denen es sich im Wesentlichen um Transversalwellen (so genannte S-Wellen oder Scherwellen) handelt. Bei Kenntnis beider Wellentypengeschwindigkeiten können direkt bodenmechanische Parameter errechnet werden.

Weitere Informationen:

Die notwendigen Geländearbeiten fanden am 12.12. und 13.12.2018 bei trockener Witterung und Temperaturen zwischen 0°C und 5°C statt. Der Boden war aufgrund der Witterungsbedingungen trocken bis schwach feucht.

Die Einmessung der Geophonpositionen geschah mittels Bandmaßes und/oder eines Zollstockes, so dass die Positionierungsfehler der Geophone im Bereich kleiner als 5 % zu liegen kommen.

Zum Zeitpunkt der Untersuchungen waren die Standorte gekennzeichnet. Lagepläne mit Angabe der Standortkoordinaten wurden durch den Auftraggeber bereitgestellt.

Die Daten wurden bei geringer Signalstärke 2-fach gestapelt, um ein verwertbares Signal-Rausch-Verhältnis zu erhalten. Die Störeinflüsse durch natürliche und technisch induzierte Bodenbewegungen waren sehr gering.

Lage der Messprofile

Die Profile tragen die Bezeichnungen „WEA 04“ und „WEA 04-T“. Der Zusatz „T“ bezeichnet das Kreuzprofil. Jedes Profil ist mit einer Längenskala versehen. Diese reicht von 17 m bis 35 m.

Der Lageplan in **Anlage 1** gibt die Anordnung im Gelände wieder.

Die Auslagerichtungen (= Himmelsrichtung, in die das positive Profilende zeigt) für die Profile ergaben sich wie folgt:

Profil Nr.	Profilrichtung (°)
WEA 04 / WEA 04-Refraktion	24
WEA 04-T / WEA 04-T-Refraktion	118

Tabelle 10: Vermessene Profile mit Profilrichtungen

Ergebnisse und Interpretationen

MASW:

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 dem Profil sind in Metern angegeben. Zu beachten ist, dass kein fester Maßstab für die Skalierung von Tiefen- und Längenangaben gewählt wurde. Als Einheit für die Scherwellengeschwindigkeit wird m/s verwendet. Allgemein bedeuten höhere Geschwindigkeiten auch höhere Festigkeiten im Gestein.

Die Ergebnisse werden nachfolgend ausführlich beschrieben.

Profil WEA 04

24°NNE

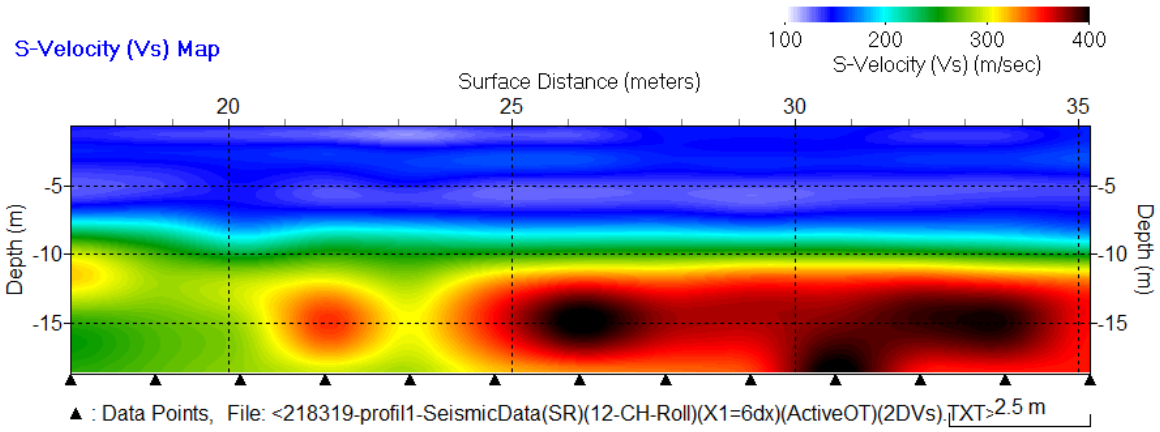


Abbildung 2: Das Profil WEA 04

Der geplante Anlagenmittelpunkt befindet sich bei Profilmeter 26,25.

Das Scherwellengeschwindigkeitsdiagramm zeigt primär zwei konkordante, scharf getrennte Bereiche mit einem schwachen Einfallen in nordnordöstliche Richtung. Die marginale Neigung könnte auch aus eine Unebenheit des betrachteten Geländeausschnitts innerhalb eines größeren Kontexts von allgemein söhliger Lagerung resultieren.

Der obere Abschnitt reicht auf der linken Seite bis in eine Tiefe von ca. 7 m, auf der rechten Seite bis max. ca. 9 m unter GOK. Die Scherwellengeschwindigkeiten liegen zwischen ca. 115 m/s und ca. 160 m/s (blaue Darstellung). Die Übergänge sind weich, teilweise fließend, sie erlauben Rückschlüsse auf Einschaltungen, Schichtgrenzen sowie unterschiedliche Grade der Kompaktion. Die wahrscheinlichste Interpretation sind Schichten aus Sanden, locker bzw. dicht gelagert, welche die ersten 2 m bis 3 m dominieren. Darunter folgen von 1 m bis 2 m mächtige Schluffe, gebettet wiederum auf mitteldichten Sanden etwa gleicher Tiefe. Abschließend lassen sich bis zur Grenze erneut Schluffe deuten. Diese Variation unterstützt die Ergebnisse der Rammkernsondierung RKS 1. Sie befindet sich ebenfalls in Einklang mit der Rammsondierungen DPH 1 und DPH 2, welche eine Wechselfolge von lockerem und dichtem Material innerhalb der ersten 10 m unter GOK aufzeigen (locker – dicht – locker - dicht).

Die untere Schicht zeigt einen lateralen Gradienten der Geschwindigkeit, von ca. 420 m/s im Nordnordwesten auf ca. 260 m/s im Südsüdosten (rot / schwarze bis gelb / grüne Darstellung). Dieser könnte auf eine Inhomogenität innerhalb der Schicht verweisen. Es besteht jedoch die Möglichkeit, dass es sich hierbei lediglich um ein Artefakt der Inversion handelt.

Zudem bildet das seismische Tomogramm einen vertikalen Gradienten der Scherwellengeschwindigkeiten von ca. 250 m/s bis hin zu ca. 420 m/s ab. Die Drucksondierungen CPT 1 sowie CPT 2 bestätigen die bisherige Interpretation. Ab einer Tiefe von ca. 9 m klassifizieren sie den Boden als Sande. Der Gradient ist somit durch den proportional zur Tiefe steigenden lithostatischen Druck zu erklären. Die Oberkante dieser Schicht wird in der Rammkernsondierung nicht erfasst, ist jedoch ansatzweise in der Rammsondierung DPH 1 vorhanden (ab 9,50 m unter GOK dichte Packung). Anhand der geophysikalischen Erkundung lässt sich vorhersagen, dass die Festigkeit in Tiefen über ca. 10 m stark zunimmt.

Weitere Besonderheiten sind nicht zu verzeichnen.

Profil WEA 04-T

118°SO

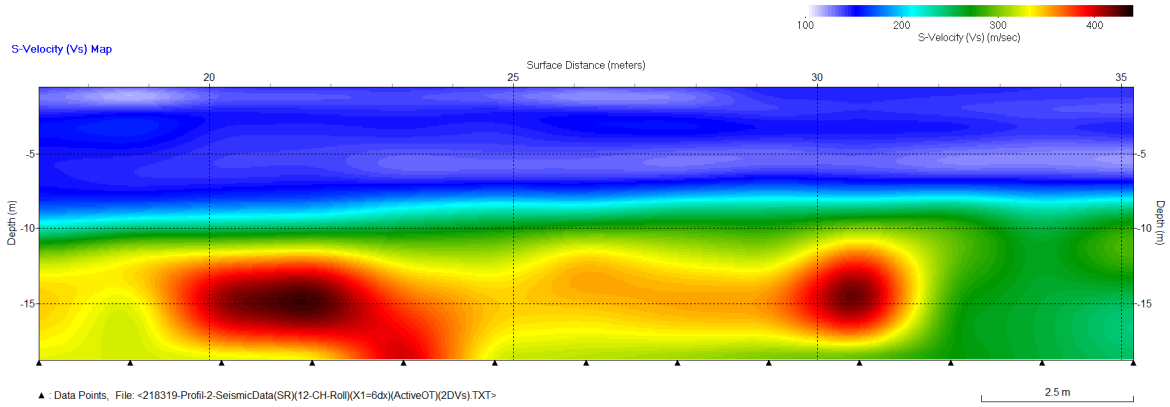


Abbildung 3: Das Profil WEA04-T

Der geplante Anlagenmittelpunkt befindet sich bei Profilmeter 26,25.

Das Geschwindigkeitsmodell des Profils WEA 04-T gibt eine ähnliche strukturgeologische Situation wie bei WEA 04 wieder. Es sei daher auf dessen Profilbeschreibung hingewiesen. Im Gegensatz zu Profil WEA 04 fällt die Schichtung hier schwach in Richtung Nordwest ein. Die Scherwellengeschwindigkeiten der einzelnen Schichten sind im Rahmen der Modellgenauigkeit nahezu identisch mit denen aus den Resultaten der Inversion der Messungen am Standort WEA 04.

Weitere Besonderheiten sind nicht zu verzeichnen.

Refraktionsseismik:

Profil WEA 04-Refraktion

24°NNE

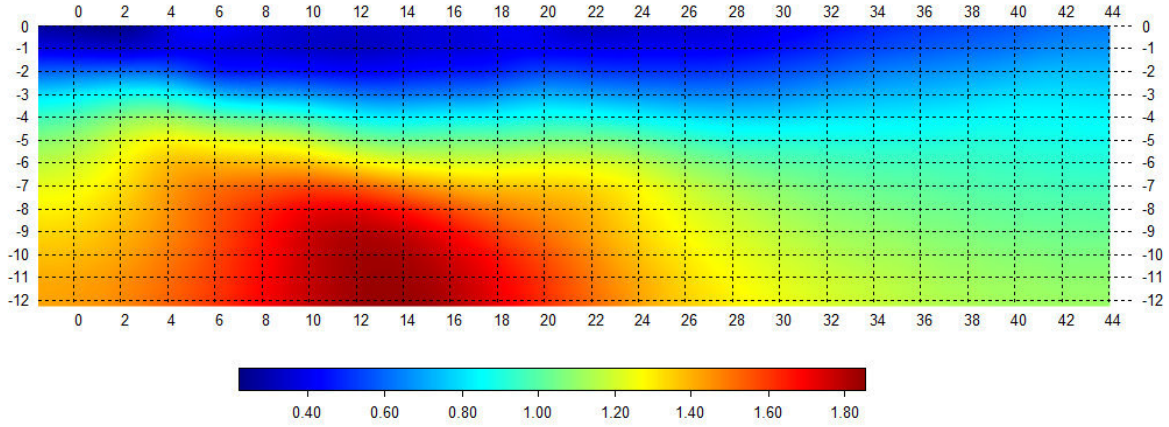


Abbildung 4: Das Profil WEA 04-Refraktion, Auswertung der Kompressionswellengeschwindigkeit

Der geplante Anlagenmittelpunkt befindet sich bei Profilmeter 26,25.

Die Auswertung der refraktionsseismischen Signale ergibt ein recht klares Abbild des Untergrundes. In der vorstehenden Abbildung ist das Ergebnis dargestellt, die Zahlen rechts und links bzw. ober- und unterhalb bezeichnen die Tiefe respektive die Entfernung, jeweils in der Einheit Meter. Die zugehörige Farbskala darunter referenziert die entsprechenden P-Wellengeschwindigkeiten, wobei die Werte in km/s angegeben sind.

Es lässt sich klar die geschichtete, schwach nordnordöstlich einfallende Struktur aus der MASW wiedererkennen. Auf ein durch geringe P-Wellengeschwindigkeiten gekennzeichnetes Materialband (blaue Darstellung) mit oberflächennahen Einschaltungen (Profilmeter -1,5 – 4; Profilmeter 10 – 14; Profilmeter 22 – 24) folgt eine relativ geringmächtige Lage im Bereich von 3 m bis 4 m unter GOK (türkise Darstellung). Darunter befindet sich eine weitere, 2 m bis 3 m mächtige Schicht (grüne Darstellung). Die ungleichmäßige Ausdehnung folgt dem sich ab 8 m (Profilmeter -1,5) bzw. 5 m (Profilmeter 4) Tiefe abzeichnenden Körper (rote Darstellung). Auffallend ist eine sukzessive Zunahme der Kompressionswellengeschwindigkeit mit der Tiefe. Dies stimmt einerseits mit der Auswirkung des lithostatischen Drucks überein. Zudem wird ein Materialwechsel nahe der GOK unterlegt. Eine Sand-Schluff-Wechselfolge kann somit als bestätigt erachtet werden.

Weitere Besonderheiten sind nicht zu verzeichnen.

Profil WEA 04-T-Refraktion

118°SO

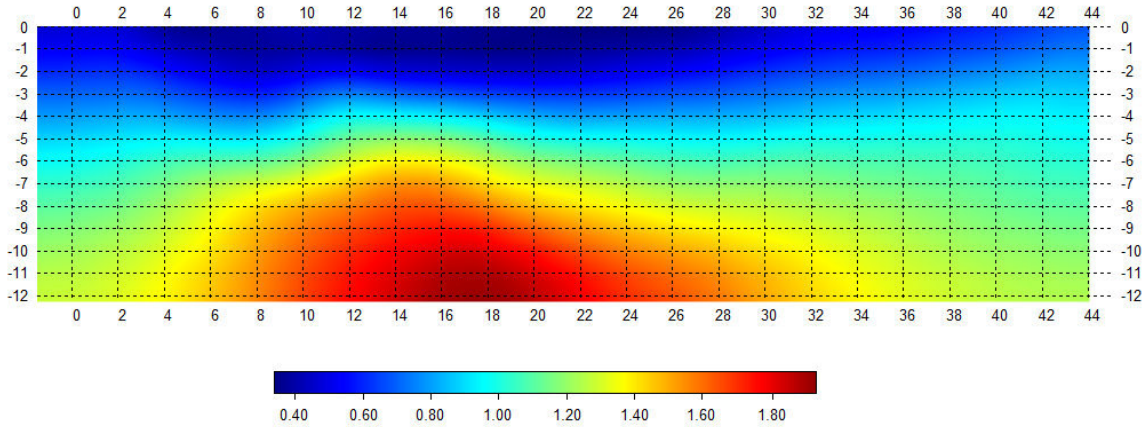


Abbildung 5: Das Profil WEA04-T-Refraktion, Auswertung der Kompressionswellengeschwindigkeit

Der geplante Anlagenmittelpunkt befindet sich bei Profilmeter 26,25.
Das Geschwindigkeitsmodell des Profils WEA 04-T-Refraktion gibt eine ähnliche strukturgeologische Situation wie bei WEA 04-Refraktion wieder. Es sei daher auf dessen Profilbeschreibung hingewiesen. Im Gegensatz zu Profil WEA 04-Refraktion fällt die Schichtung hier schwach in Richtung Nordwest ein. Die Kompressionswellengeschwindigkeiten der einzelnen Schichten sind im Rahmen der Modellgenauigkeit nahezu identisch mit denen aus den Resultaten der Inversion der Messungen am Standort WEA 04-Refraktion. Zu bemerken ist jedoch, dass der durch relativ hohe Kompressionswellengeschwindigkeiten markierte Körper (rote Darstellung, bis zu > 1900 m/s) hier zentral im Profil abgebildet ist.
Weitere Besonderheiten sind nicht zu verzeichnen.

5.11 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.

5.12 Bauchemische Grundwasseranalyse

Durch den Grundwassereinfluss waren die Bohrlochwandungen instabil und fielen schnell wieder zu. Hierdurch war eine Beprobung des Grundwassers nicht möglich. Zur Vermeidung einer möglichen Substanzschädigung sollte eine Untersuchung auf betonaggressive Stoffe gem. DIN 4030 nachgeholt werden. Eine Probenahme sollte daher spätestens von Baubeginn durch Baggerschurf und anschließende Analytik vorgenommen werden.

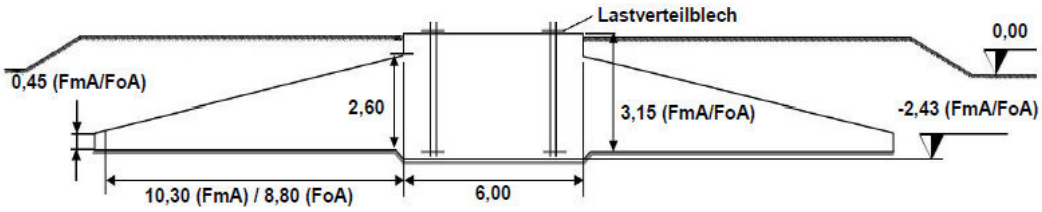
6. Ingenieurgeologische Beratung

6.1 Planungsvorgaben

Das Planungsvorhaben sieht im Rahmen der Erweiterung des Windparks Vechta - Krimpenfort die Aufstellung einer Windenergieanlage vor. Es soll folgender Anlagentyp zur Aufstellung kommen.

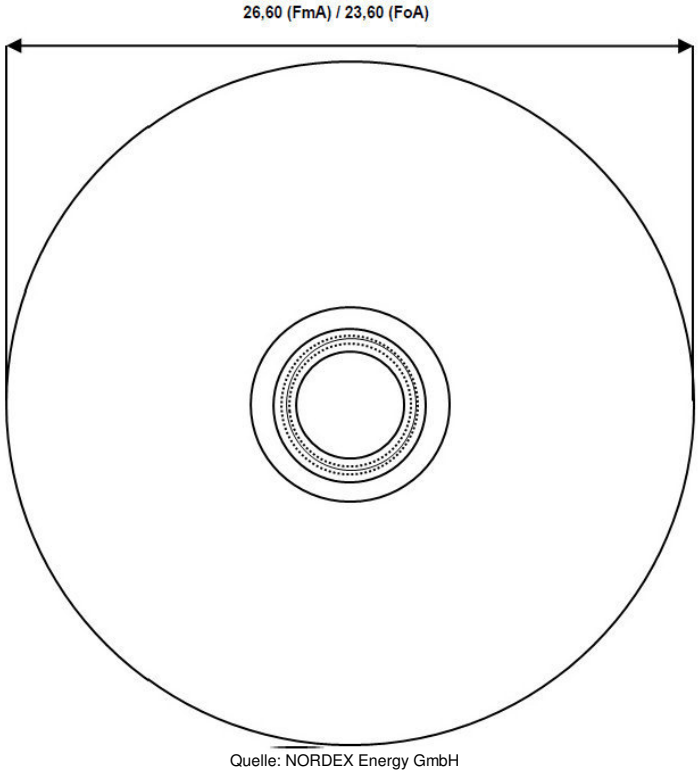
- ***NORDEX N149 4.0 MW mit 125 m NH Nabenhöhe***

Die nachstehende Abbildung zeigt die Geometrie eines exemplarischen Fundamentes für den vorgesehenen Typ. Aufgrund der örtlichen Bedingungen kommt der Fundamenttyp mit dem Lastfall: GWS maximal bis Geländeoberkante zur Herstellung (FmA).



Quelle: NORDEX Energy GmbH

Abbildung 6a: Schematische Schnitt –
Darstellung eines exemplarischen Fundamentes (Flachgründung)



Quelle: NORDEX Energy GmbH

Abbildung 6b: Schematische Draufsicht –
Darstellung eines exemplarischen Fundamentes (Flachgründung)

Die effektive Fundamenteinbindung beträgt 2,43 m.

Angaben zur Geometrie des Fundamentes für eine Pfahlgründung sowie Lasteinwirkungsgrößen lagen während der Bearbeitung noch nicht vor.

6.2 Geotechnische Rahmenbedingungen (Zusammenfassung)

Die geotechnischen Rahmenbedingungen wurden an dem Standort mit Rammkernsondierungen, schweren Rammsondierungen sowie elektrischen Drucksondierungen geprüft.

In den vorhergehenden Abschnitten wurden die Ergebnisse der bodenkundlichen Feststellungen beschrieben. Im Folgenden werden die geotechnischen Rahmenbedingungen zusammenfassend wiedergegeben. In Tiefe der effektiven Fundamenteinbindung (Flachgründung) von -2,43 m unter GOK steht an:

Rammkernsondierungen:	Fein- bis Mittelsand in lockerer bis mitteldichter Lagerung im Übergangsbereich zu Schluff, teils organisch und weich
Rammsondierungen:	Einbindung in sehr lockeren bis mitteldichten Untergrund
Drucksondierungen:	Einbindung in sehr lockeren Untergrund
MASW und refraktionsseismische Messungen:	Durch die seismischen Untersuchungen konnte die geologische Situation an dem Standort weiter aufgeklärt werden. Zusammenfassend ergibt sich bis zur erkundeten Tiefe von maximal ca. 12 m bis 18 m unter GOK ein mehrschichtiger Aufbau aus einer Wechselfolge aus Sanden variierender Kompaktion und Schluff. Störungen oder Klüfte, die eine Gefahr für das Bauvorhaben darstellen könnten, wurden nicht identifiziert.
Grundwasser:	1,10 / 1,13 m unter GOK (am Erkundungstag)
Bauchemische Grundwasseranalyse:	Kein Angriffsgrad

Der Befund der geotechnischen Rahmenbedingungen hat für den Tiefenbereich der Fundamenteinbindung Böden aus Sanden im Übergang zu Schluffen ergeben. Die Schluffe sind teilweise durch organische Beimengungen veruneinigt. Die plastisch reagierenden Schluffe sind zudem durch weiche oder steife Konsistenz gekennzeichnet. Die Auswertung der dynamischen und statischen Widerstandsmessungen hat in Tiefe der Lasteinwirkung einen lockern bis mitteldichten gelagerter Baugrund ergeben.

Nach dem Ergebnis der bodenkundlichen Prüfungen wird der in Tiefe der Lasteinwirkung anstehende Baugrund aufgrund der natürlichen Steifigkeits- bzw. Lagerungsverhältnisse zur schadlosen Aufnahme der Bauwerkslasten und der für die Anlagen zu berücksichtigenden (möglichen) Lastwechsel als verformungsempfindlich und daher ***als nicht geeignet*** beurteilt.

An dem Standort liegt direkter Grundwassereinfluss vor, der geländenah zu erwarten ist und im ungünstigsten Fall örtlich bis zum Geländeniveau ansteigen kann. Zudem gelten die im maßgeblichen Abgrabungsbereich anstehenden Sande im Zusammenwirken mit erhöhter Feuchteanreicherung als hoch fließempfindlich.

6.3 Gründungsvorschlag

Der festgestellte Untergrundaufbau mit dem Anstehen verformungsempfindlicher Böden, lässt die Gründung der Windenergieanlage ohne zusätzliche Maßnahmen nicht zu.

Die Herstellung einer tragfähigkeitsverbessernden und ggf. bewehrten Unterbaukonstruktion aus mineralischen Brechkorngemischen ist erfahrungsgemäß ab Mächtigkeiten von >2,0 m unwirtschaftlich. Im Hinblick auf die Belastungssituation ist daher eine Flachgründung bei Herstellung einer tragfähigkeitsverbessernden und ggf. bewehrten Unterbaukonstruktion nicht zu vertreten.

Eine verformungsarme Einleitung der Bauwerkslasten in den Baugrund kann aufgrund der vorliegenden geotechnischen Rahmenbedingungen nur durch eine pfahlartige Gründungskonstruktion in Aussicht gestellt werden, bei der die gering steifen Böden durchfahren und die Lasten in einen ausreichend scherfesten Boden abgetragen werden.

Erst mit der Lasteinleitung in diesen Baugrund wird ausreichend tragfähiger Baugrund zur Verfügung gestellt, so dass die Lasten auch für den zu berücksichtigenden (möglichen) Lastwechsel und der hiermit einhergehenden erhöhten Eck- und Kantenpressung unbedenklich aufgenommen werden können.

Die Planung der Tiefgründung muss grundsätzlich in Anpassung an die örtlichen Verhältnisse durchgeführt werden.

Nach DIN 4026 - *"Rammpfähle - Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung",* Abschnitt 8.1.1.1 (Beiblatt) und den Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" (EA - Pfähle, Ernst & Sohn), Abschnitt 5.4.4.2 (3), ist ausreichende Tragfähigkeit gegeben, wenn in der Gründungsschicht ein Spitzendruck von mindestens q_c = 10 MN / m² gemessen wird. Vorauszusetzen ist, dass dieser Wert über den gesamten Bereich der maßgeblichen Lasteinwirkung vorhanden ist.

Aufgrund der Feststellungen während der statischen Drucksondierungen ist die Tiefe mit dem Vorliegen dichter Lagerungsverhältnisse zu erwarten:

→ **ab ca. 10 m unter GOK**

Im Einzelnen bieten sich zur Erreichung der erforderlichen Tragfähigkeiten und Setzungseigenschaften im Rahmen dieses Projektes folgende Verfahren an:

1. Tiefgründung über Pfähle "System FRANKI"

2. Tiefgründung über Pfähle "CENTRUM - Pfahl"

Variante 1 "Ortbetonrammpfahl mit Innenrammung (System *FRANKI*)"

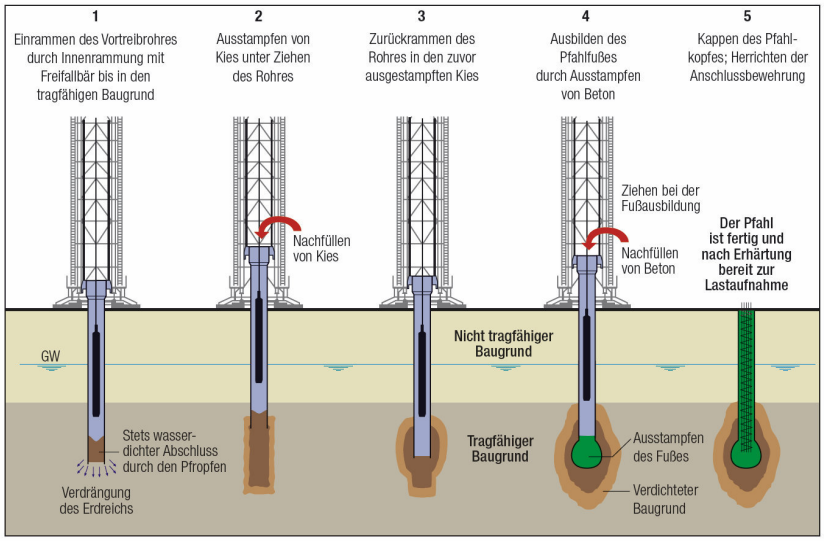
Die Bemessung und die Herstellung von FRANKI - Pfählen erfolgt nach DIN 1054 und DIN EN 12699. Für Vorbemessungen sind für den FRANKI - Pfahl in der "EA - Pfähle" Bemessungskurven sowohl für nicht bindigen als auch für bindigen Boden angegeben.

Bei einem Ortbetonrammpfahl mit Innenrammung (nach *Franki*) erfolgt die Einbringung eines dickwandigen Stahl - Vortreibrohres in den Untergrund. Die Ausführung geschieht dadurch, dass ein erdfeucht eingebrachter, etwa 0,8 bis 1,0 m hoher Betonpfropfen oder Kiessand unter den Schlägen eines frei fallenden Rammbären so verdichtet wird, dass er sich im Rohr verspannt und dieses mit hinunterzieht. Die dabei geleistete Rammarbeit (Anzahl Schläge / m) ist ein Maß für die Tragfähigkeit des Bodens am jeweiligen Pfahlstandort.

Nach Erreichen der Solltiefe bzw. der Rammkriterien werden der Pfropfen gelöst und die erforderliche Fußbetonmenge ausgestampft. Anschließend wird ein Bewehrungskorb eingestellt, Beton eingefüllt und das Vortreibrohr wieder gezogen.

Zur Verbesserung der Tragfähigkeit kann vor Herstellung des Pfahlfußes eine ***Bodenverbesserung mittels Kiesvorverdichtung*** ausgeführt werden. Hierbei wird der Boden in einem entsprechenden Bereich unterhalb und oberhalb der Pfahlabsetztiefe durch Ausstampfen von Kies verbessert. Der Boden unter dem Rohr wird seitlich verdrängt und verdichtet.

Die nachstehende Abbildung zeigt das Herstellungsverfahren.



Quelle: Firmenprospekt Fa. Franki, Grundbau

Abbildung 7: Herstellungsverfahren Franki - Pfahl mit Kiesvorverdichtung

Bei wechselhaften Baugrundverhältnisse in der Absetztiefe des Pfahlfußes kann bei Bedarf eine Anpassung anhand der Rammkriterien vor Ort erfolgen.

Die erforderliche Tragfähigkeit ergibt sich nach den Kriterien von *Jörß* (vgl. GTB, Teil 2, 3. Auflage, Seite 488) anhand des Fußvolumens und der dabei benötigten Schlagzahlen bei den letzten zwei Metern. In nicht bindigen Böden (Sanden) liegen die zulässigen Pfahldruckkräfte nach Literaturangaben bei über Q_{zul} = 2.500 kN. In bindigen Böden sind unter Zuhilfenahme einer so genannten Kiesfußvorverdichtung bis zu Q_{zul} = 1.800 kN sicher in den Baugrund übertragbar.

Eine Anpassung an wechselnde Baugrundverhältnisse ist über die Pfahlfußausbildung, den Pfahlquerschnitt, die Pfahllänge sowie mittels Kiesfußvorverdichtung möglich.

Durch die volle Bodenverdrängung entfällt eine Förderung von Bodenmaterial.

Variante 2 "Fertigteilrammpfahl (System *CENTRUM- Pfahl*)"

Der CENTRUM - Pfahl ist ein Stahlbetonfertigteilpfahl mit quadratischem Querschnitt nach DIN 4026 bzw. DIN EN 12699. Die Pfähle sind standardmäßig bewehrt oder vorgespannt.

Die "äußere" Tragfähigkeit (bzw. nach DIN 1054 und EC 7 der "Widerstand") eines Pfahles, wird durch die Lastübertragung infolge Mantelreibung am Pfahlschaft und Druck über die Pfahlspitze auf den Baugrund bestimmt.

Die zulässige, axiale Belastung eines CENTRUM - Pfahles kann durch folgende Verfahren ermittelt werden:

- Empirische oder analytische Berechnungsmethoden
- Statische oder dynamische Pfahlprobebelastungen an Bauwerkspfählen
- Berechnung aus Erfahrungswerten nach DIN 1054 oder der "EA - Pfähle"
- Vergleich mit Ergebnissen von Probebelastungen in ähnlichen Baugrundverhältnissen

Bei Verwendung des Ergebnisses sind jedoch auch andere, die zulässige Tragfähigkeit eines Pfahles beeinflussende Kriterien zu beachten. Insbesondere müssen horizontale Beanspruchungen aus dem Baugrund (z.B. Fließdruck) oder dem aufgehenden Bauwerk (z.B. aus Wind) berücksichtigt werden, gegebenenfalls sind die Auswirkungen z.B. von sehr weichen Böden (Knicknachweis) oder schädlichen Chemikalien im Baugrund zu beachten.

Die Spanne der zulässigen Pfahltragfähigkeit liegt beispielsweise bei einem Pfahl 45 x 45 cm bei ca. 2.000 bis 2.400 kN.

Eine Entsorgung von Böden entfällt.

Generell gilt, dass Pfähle so zu bemessen sind, dass sie die ihnen zugewiesenen axialen Lasten (Zug und Druck, Wechsellasten) und lateralen Lasten sicher in den Baugrund abtragen. Ihre Steifigkeit muss dabei so gewählt sein, dass die Pfahlkopfverschiebungen (horizontal und vertikal) innerhalb der durch die Gebrauchstauglichkeit vorgegeben Grenzwerte liegen.

Zu den Einwirkungen zählen neben den Gründungslasten auch grundbauspezifische Einwirkungen wie Seitendruck und negative Mantelreibung, aber auch dynamische Einwirkungen. Die Vorgaben der **DIN 1997 - 1 (Eurocode EC - 7**) und nationaler Anhang **DIN 1054, Abschnitt 8**, sind unbedingt zu beachten.

Es sind Herstellungsprotokolle gemäß den einschlägigen Normen und Richtlinien zu führen (kleiner und großer Rammbericht). Vor der Herstellung der Bauwerkspfähle sind statische und dynamische Probebelastungen mit vollständiger Modellierung (z.B. CAP Wap - Verfahren) auf der Grundlage der o.g. Norm und den Empfehlungen des Arbeitskreises **Pfähle EA - Pfähle** durchzuführen.

Probebelastungen sind grundsätzlich vor Ausführung der Bauwerkspfähle vorzunehmen!

Der Zugnachweis von Pfählen erfolgt sowohl für den Einzelpfahl als auch mit dem Erdkegelgewicht der Pfahlgruppe. Aufgrund der Erfahrungen bei vergleichbaren Bauvorhaben ist Druck $R_{b1,k}$ mit 2,2 - facher Sicherheit und Zug R_k mit 1,6 - facher Sicherheit nachzuweisen. Wegen der Zugkräfte müssen Pfähle mindestens 5 m in

tragfähigen Boden einbinden. Zudem darf in den ersten 3 m unterhalb des Fundamentes keine Mantelreibung angesetzt werden.

Es werden hohe Anforderungen an die Einbaugenauigkeit gestellt. Zur Erfüllung der Qualitätskriterien sollte die Lage jeden einzelnen Pfahls nach der Einmessung fortlaufend und während der Rammung sowie nach dem Einbau geprüft werden.

Bei der Anordnung der Pfähle ist darauf zu achten, dass in der Pfahlfußebene ein ausreichender Abstand der Pfähle untereinander eingehalten wird. Dieser muss mindestens bei e ≥ 1,5 m liegen oder aber dem dreifachen Pfahldurchmesser entsprechen.

Da an den Standorten mit locker gelagerten Böden zu rechnen ist, kann eine Lastabtragung über die *seitliche Bettung* für diese Tiefenabschnitte nicht gewährleistet werden.

Die Fahr- und Standfläche der jeweiligen Anlagenvariante (Arbeitsebene) muss zur ungehinderten Bewegungsfreiheit mit einer Oberflächenbefestigung aus nicht bindigen Erdbaustoffen stabilisiert werden. Zu diesem Zweck erscheint eine Mindestdicke von d = 0,50 m anzuraten.

Aufgrund der Erfahrungen an Standorten mit vergleichbaren Baugrundbedingungen bietet sich die Variante 1 - Ortbetonrammpfahl mit Innenrammung (System *Franki*) für geringe bis mittlere und die Variante 2 - Fertigteilpfahl für größere Absetztiefen an.

Die Pfahlhersteller bieten darüber hinaus eine große Vielzahl von variierenden und wirtschaftlich optimierten Varianten an. Daher wird empfohlen, entsprechende Spezialbaufirmen frühzeitig in das Projektvorhaben einzubinden.

Zur Sicherstellung der bestimmungsgemäßen Ausführung ist eine permanente baubegleitende Ausführungsüberwachung durch den Baugrundsachverständigen oder einem Vertreter dringend anzuraten.

6.4 Auftriebssicherheit

Für die Anlage ist eine Sicherheit gegen Auftrieb zu beachten, da mit Grundwasserständen nahe und ggf. in Höhe der Geländelinie zu rechnen ist.

6.5 Geotechnische Nachweise

Die Aufstellung und der Betrieb der Anlage erfordert die Einhaltung bestimmter Anforderungskriterien. Diese werden durch den Anlagenhersteller in den entsprechenden Spezifikationen, Dokumentationen, Typenprüfungen und dergl. vorgegeben.

Die Bemessung und Nachweisführung mittels Tiefgründung über Franki - Pfähle mit Kiesfußverbreiterung oder Centrum - Pfähle geschieht anhand der inSitu - Probebelastungen. Für eine Tiefgründung über Ortbetonrammpfähle / Fertigteilrammpfähle sind die Herstellerangaben einzuhalten.

Anmerkung bei Ausführung von FRANKI - Pfählen: Die erforderliche Kiesvorverdichtung zur Erhöhung der Tragfähigkeit (FRANKI - Pfahl) ist abhängig von den inSitu - Probebelastungen. Außerdem ist der Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit mit der auf den letzten beiden Metern geleisteten Rammarbeit zu führen. Aufgrund der örtlichen Bedingungen ohne Kennung der erreichten Tragfähigkeitsverbesserung und des Rammarbeitsdiagrammes ist eine programmtechnische Vorbemessung nicht zu erreichen. Auch eine Vorbemessung von Fertigteilrammpfählen erscheint nicht zweckmäßig, da an dem Standort wechselnde Bedingungen vorgefunden worden sind.

6.6 Erdbau; Baugrubenabnahme

Die Tiefe der Abgrabungen umfasst die standardisierte Fundamenteinbindung, zuzüglich der Betonsauberkeitsschicht, somit 2,43 m unter Gelände. Die Tiefe erhöht sich durch Auskofferung organisch durchsetzter Böden bzw. entsprechend den Einbaufertigdicken der Lastverteilungsschicht bzw. der Baugrubensohlstabilisierungsschicht.

Für die erdbautechnischen Arbeiten ist zu beachten, dass die Möglichkeit der freien Bodenabschachtung nur unter Einhaltung einer dem Boden angepassten Abflachungsneigung erfolgen kann. Bei den Abgrabungen zur Anlegung der Baugrube empfiehlt sich eine Böschungsneigung unter **ß = 45°** einzuhalten (ohne Grundwassereinfluss).

Gleichermaßen ist zu beachten, dass die anstehenden Sande aufgrund der direkten Grundwasserbeeinflussung zum Ausfließen neigen. Ohne bodenstabilisierende Wasserhaltungsmaßnahmen muss mit Neigungen <30º gerechnet werden.

Auf die Beachtung der DIN 4124 - "*Baugruben und -gräben"* - sowie der einschlägigen Unfallschutzvorschriften wird hingewiesen. Sollten Labilisierungen der Böschungswandungen beobachtet werden, sind diese unverzüglich durch abflachende Nachprofilierungen oder andere geeignete Stützmaßnahmen zu sichern.

Die Abgrabungen zur Profilierung der Baugrube ist zweckmäßigerweise durch leistungsfähiges Tieflöffelbaggergerät und Arbeitsstand in OK Gelände auszuführen. Eine "Reißzähnebestückung" (Felszähne) wird als nicht erforderlich angesehen.

Entlang der oberen Baugrubenränder wird die Einhaltung eines lastfreien Schutzstreifens von ≥ 1,5 m empfohlen.

Die Baugrubensohle ist nach der Erreichung des Sollprofils vom Baugrundsachverständigen abzunehmen und freizugeben.

6.7 Wasserhaltung

Der Untergrund ist grundwasserführend vorgefunden worden. Es handelt sich um zusammenhängendes Grundwasser. Das Grundwasser ist hinsichtlich des Aufkommens in Abhängigkeit der jahreszeitigen Klimaverläufe veränderlich. Ein Anstieg bis zum Gelände kann im ungünstigsten Fall nicht ausgeschlossen werden. Als Bemessungswasserstand sollte vorsorglich die Oberkante Gelände angesetzt werden. Neben dem freien Grundwasser zeigten sich bereits geländenahe Schichtzonen als "sehr feucht" beansprucht.

Über stärker bindigen und somit relativ undurchlässigen Böden können sich zudem Stauwasserhorizonte ausbilden, die eine rasche Versickerung behindern.

Die Aushub- und Verdichtungsarbeiten müssen im trockenen, d.h. im Schutz einer Wasserhaltung durchgeführt werden. Die Wasserhaltung ist auf die Aushubtiefe abzustimmen. Hierbei ist darauf hinzuweisen, dass der Umfang der Wasserhaltungsmaßnahmen an die örtlichen Verhältnisse anzupassen ist. In niederschlagsdefizitären Sommermonaten ist das Bodenwasseraufkommen naturgemäß geringer als in den niederschlagsreicheren Frühjahrsmonaten.

Aus den Erfahrungen in vergleichbaren Bodenarten empfiehlt sich zur zutreffenden Einschätzung der Grundwasserverhältnisse (Tiefenlage und Zulaufrate) Baggerschürfgruben anzulegen.

Entlang der Abgrabungseinschnitte sind nicht bindige, grobkörnige und bindige, feinkörnige Böden anstehend (Bodengruppe SE und UL). Die Böden sind sehr schwach durchlässig bis stark durchlässig.

Sollte das Messwertergebnis während der Baugrunderkundung den bei Baubeginn vorherrschenden Bedingungen entsprechen, wird vor Durchführung der Baugrubenaushubarbeiten eine vorauseilende Grundwasserabsenkung durchzuführen sein. Empfohlen wird der Einbau einer ***Vakuumentwässerung*** über Spüllanzen.

Damit sich der Unterdruck voll ausbilden kann, darf keine Falschluft in den Boden gelangen. Deswegen muss gegebenenfalls eine Tonabdichtung erfolgen. Wegen der kleinen Reichweite dürfen die Abstände der Spüllanzen nicht größer als 1,0 bis 1,5 m sein. Die Lanzen werden gruppenweise zu einem Strang zusammengeschlossen, wobei auf ca. 50 m Strang eine Vakuumpumpe kommt.

Die Absenktiefe sollte mindestens bis 0,50 m unter der Baugrubensohle reichen. Im Allgemeinen lassen sich mit einer Staffel Absenkungen von 4 - 6 m erzielen. Bei tieferen Absenkungen wird ein mehrstaffeliger Einbau der Anlage erforderlich.

Anfallende Restwässer innerhalb des Planums sind in Anpassung an die örtlichen Gegebenheiten über Pumpensumpf außerhalb des Gebäudegrundrisses und Verlegung von kiessandummantelten Dränagen in schaufelbreiten Gräben aufzufangen und vorflutseitig abzuleiten (Kiessand 0 / 8 mm Sieblinie A 8 oder 0 / 32 mm Sieblinie B 32 nach DIN 1045 - filterwirksam - verockerungsresistent oder alternativ Kies 8 / 16 mm nach DIN 4226, Teil 1 und Filtervlies).

Der weitere Baugrubenaushub erfolgt zweckmäßigerweise beginnend von einer Voraushubsohle oberhalb des Grundwassers aus und anschließend beginnend vom Pumpensumpf rückwärtsschreitend. Gleichlaufend mit der "Überkopf" - Arbeitsweise werden die Dränageleitungen entgegen der Gefällerichtung verlegt.

Alternative: Sollte eine freie Bodenabschachtung z.B. wegen der hohen Fließempfindlichkeit der Sande nicht angestrebt werden, müsste ggf. eine Baugrubenumschließung mit Hilfe einer geschlossenen Stahlspundwand ausgeführt werden.

Für den Verbau wird ein statischer Standsicherheitsnachweis erforderlich. Die Bodenkennwerte für die Bemessung können dem Abschnitt 5.7 - *Bodenkennwerte* entnommen werden. Der Ansatz von Verkehrslast ist zu prüfen. Grundwasser ist ebenfalls zu berücksichtigen.

Aufgrund der erwarteten Einspanntiefe unterhalb des Aushubplanums können die Bodenkennwerte wegen des tiefenmäßig begrenzten Erkundungsaufschlusses nicht angegeben werden. Um dies zu ermöglichen, wäre die Abteufung einer maschinellen Tiefbohrung erforderlich. Das Einbringen der Spunddielen sollte durch Einrütteln mittels hochfrequentiger Vibration erfolgen.

Eine wirtschaftliche Wandhöhe für die Baugrubenumschließung kann erreicht werden, wenn ein Teil der Baugrube mit abgeböschten Wandungen ausgeführt wird, sofern die Grundwasserverhältnisse bzw. anderer baulicher Zwänge dies zulässt.

Da eine wassersperrende Sohlschicht innerhalb der Spundwandumschließung nicht zur Verfügung steht, ist hier eine Wasserhaltung gemäß den o.s. Ausführungen erforderlich. Ein hydraulischer Grundbruch innerhalb der Aushubsohle ist wegen der damit verbundenen Tragfähigkeitsabminderung zwingend auszuschließen. Zur Stabilisierung der Baugrubensohle sollte in jedem Fall eine mindestens d = 0,30 m betragende mineralische Schutzschicht aufgebaut werden. Nach dem Abschluss der grundbautechnischen Arbeiten ist der Verbau im Schutze der Grundwasserhaltung sukzessive zu ziehen, anschließend den Arbeitsraum mit Boden kraftschlüssig lagenweise aufzufüllen und lagenweise zu verdichten, so dass ein Ausbruch von Bodenpartien hinter der Verbauwand vermieden wird. Auf eine sorgfältige Verdichtung in der gesamten Arbeitsraumbreite wird hingewiesen.

6.8 Bodenaustausch, Lastverteilung und Fundamentherstellung

An dem Standort unterlagern unterhalb der effektiven Fundamenteinbindung teils organisch beeinflusste Schluffe und Fein- bis Mittelsande bis Tiefe von 4,70 / 4,80 m unter GOK. Die Böden sind hoch verformungsempfindlich und somit zur Auflagerung des Fundamentes nicht geeignet. Diese Böden müssen vollflächig ausgekoffert und durch eine mineralische Unterbauschicht ersetzt werden.

Empfohlen wird ein Brechkorngemisch 0 - 32, 0 - 45 oder 0 - 56 mm (Kornkurve nach TL SoB-StB 04 / ZTV SoB-StB 04). Die Schichtdicke orientiert sich an den örtlichen Bedingungen. Außerdem sind die Mehraushubtiefen bei der Wasserhaltung zu berücksichtigen.

Der Einbau wird in Lagen zu d = 0,30 m ab äußerem Fundamentplattenrand im Lastausbreitungswinkel von 45° nach unten oder im Falle einer Spundwandumschließung bis zum Rand durchgeführt, wobei jede Lage intensiv und "kreuzweise" zu verdichten ist. 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:

$D_{pr} \geq 100\%$ Proctor

oder ersatzweise

$E_{v2} \geq 100$ MN / m² Verformungsmodul
$E_{v2} / E_{v1} \leq 2{,}3$ Verdichtungsverhältnis

In halber Aufbauhöhe und in Oberkante ist mindestens ein Lastplattendruck - Versuch nach DIN 18134 zur Bestätigung der Verdichtung und der E - Module auszuführen.

Bei fachgerechter Ausführung, Prüfung und Freigabe kann danach das Fundament in einem Durchgang betoniert werden.

6.9 Arbeitsraumverfüllung; Fundamentüberschüttung

Vom Grundsatz her sind die Arbeitsräume 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.

Das nachzuweisende Verdichtungskriterium sollte der vorgenannten Proctordichte und einem Verdichtungsverhältnis von E_{v2} / $E_{v1} \leq 2{,}3$ entsprechen (ermittelt durch Lastplattendruckversuche nach DIN 18134). Aufgrund der qualifizierten Anforderungen können voraussichtlich in den relevanten Bereichen nur qualifizierte Erdbaustoffe gemäß ZTV SoB-StB 04 / TL SoB-StB 04 zur Verwendung zugelassen werden. Die erreichte Verdichtung ist nachzuweisen und die Zulässigkeit mit dem Baugrundgutachter abzustimmen.

Die Verwendung der beim Aushub gewonnenen Böden zum Zweck der Arbeitsraumverfüllung außerhalb des Lasteinflusses der Kranstellfläche kann in Aussicht gestellt werden. Hierfür stehen ausschließlich die Sande ohne organische Beimengungen zur Verfügung. Da die Böden für eine bestimmungsgemäße Verdichtung zu feucht sind, ist eine Wassergehaltsreduzierung unumgänglich.

Zur Abklärung möglicher Stabilisierungs- / Verfestigungsmaßnahmen sind Laboruntersuchungen erforderlich (Bestimmung des natürlichen Wassergehaltes, Proctorversuche).

Im Bauablauf muss des Weiteren darauf geachtet werden, dass die zwischengelagerten Böden nicht durch Niederschlag weiter Feuchte aufnehmen können.

Um für die Fundamentüberschüttung die geforderte Mindestwichte 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 vorzugsweise bindige Böden, die zur raschen Abführung von Oberflächenwässern geglättet und mit Gefälle vom Anlagenmittelpunkt weg profiliert werden sollten. Als Schichtdicke der Einzeleinbaulage wird $d < 0{,}25$ m vorgeschlagen.

Eine Prüfung und Bestätigung der anlagerherstellerseitigen Mindestwichte ist erforderlich.

7. Zuwegung

Der zukünftige Anlagenstandort befindet sich auf einer ebenen landwirtschaftlichen Nutzfläche und wird über einen Wirtschaftsweg erreicht, der von der Straßenführung "Westmark" abzweigt. Von hier aus wird bis zum Aufstellungsort der Bau einer unmittelbaren Zuwegung erforderlich.

Für bestehende Fahrwege ist zu beachten, dass diese während der Bauphase durch häufig wiederkehrenden Schwerlastverkehr beansprucht werden. Bei entsprechenden Belastungen können u.U. erhebliche Einsenkungen und Rinnenbildungen auftre-

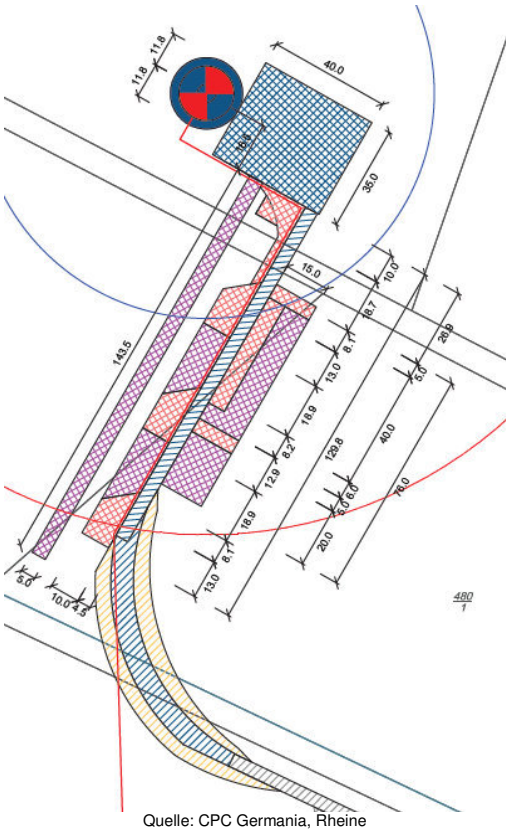
ten. Insbesondere im Verlauf niederschlagsreicher Zeiten stellen sich entlang der Fahrfläche u.U. tiefgründige Aufweichungen ein, die dann nicht mehr befahrbar bzw. ungehindert nutzbar sind.

Um die Anforderungen zu erfüllen, müssen in den betroffenen Abschnitten entsprechende bautechnische Maßnahmen eingeleitet werden. Die Ausbaubreite der Fahrwege, einschließlich der Bankette richtet sich nach den Vorgaben des Anlagenherstellers.

Generell gilt, dass die Wirtschaftswege anforderungsgerecht ertüchtigt werden müssen. Dies betrifft u.a. Maßnahmen zur Verbreiterung sowie Aufweitungen der Fahrwege in Kurvenbereichen.

Eine Erkundung der Fahrwege war nicht beauftragt.

Für die unmittelbare Zuwegung gelten die o.s. Anforderungen sinngemäß.



Quelle: CPC Germania, Rheine

Abbildung 11: Unmittelbare Zuwegung zum Standort

Gemäß den anlagenherstellerseitigen Spezifikationen ist zu berücksichtigen:

- Achslast zwischen 12 und 16 t
- Maximales Gesamtgewicht pro Lastwagen 165 t

Angaben zu den einzuhaltenden Verdichtungs- und Tragfähigkeitsanforderungen sind bislang noch nicht bekannt.

Für unmittelbare Zuwegungen wird der Aufbau einer durchgehenden, dauerhaft nutzbaren und frostsicheren Oberflächenbefestigung benötigt. Die Tragfähigkeit und Befahrbarkeit müssen auch im Falle von starken Regenfällen gegeben sein.

Da bislang anlagenherstellerseitige Anforderungen noch nicht bekannt sind, sollten anhand umfangreicher Erfahrungen bei vergleichbaren Projekten folgende Tragfähigkeitsbedingungen berücksichtigt werden:

Gewachsener Untergrund	$E_{v2} \geq$ 45 MN / m²
Oberbau, Tragschicht	$E_{v2} \geq$ 80 MN / m² / $D_{pr} \geq$ 100 %
Oberbau, Deckschicht	$E_{v2} \geq$ 100 MN / m² / $D_{pr} \geq$ 100 %
Verhältniswert E_{v2} / E_{v1}	≤ 2,3

Die Prüfung erfolgt mittels Lastplattendruckversuchen nach DIN 18134.

Die Deckschicht sollte möglichst gleichmäßig mit einer Überhöhung von mindestens 10 cm zum anliegenden Gelände eingebaut werden. Dazu ist eine Mindestschichtstärke von 25 cm zu empfehlen.

Zur orientierenden geotechnischen Untersuchung der im Bereich der Zuwegung / nicht befestigte Temporärfläche MuL / Temporärflächen Montage und Lagerung (MuL) anstehenden Böden wurden Rammkernsondierungen ausgeführt (Lageanordnung s. **Anlage 1**). Nachstehend werden die Erkundungsergebnisse zusammenfassend wiedergegeben. Die detaillierte Bodenbeschreibung ist in den Profilbalkendarstellungen der **Anlagen 2.4 und 2.7 bis 2.10** enthalten.

GOK = Geländeoberkante

RKS 4

bis 0.30 m u. GOK	**Sand**, organisch, locker gelagert (Oberboden)
bis 0.40 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, locker gelagert (Quartär)
bis 0.50 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, mittel organisch, locker gelagert
bis 0.80 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, locker gelagert
bis 2.60 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, locker gelagert - mitteldicht gelagert
bis 3.00 m u. GOK	**Schluff**, schwach feinsandig, weich
Erkundungsende	

RKS 7

bis 0.30 m u. GOK	**Sand**, organisch, locker gelagert (Oberboden)
bis 0.90 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, locker gelagert
bis 1.70 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, locker gelagert
bis 2.80 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, mitteldicht gelagert
bis 3.00 m u. GOK	**Schluff**, mittel feinsandig, weich
Erkundungsende	

RKS 8

bis 0.30 m u. GOK	**Sand**, organisch, locker gelagert (Oberboden)
bis 0.80 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, locker gelagert
bis 3.00 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, schwach organisch, locker gelagert
Erkundungsende	

RKS 9

bis 0.30 m u. GOK	**Sand**, organisch, locker gelagert (Oberboden)
bis 0.90 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, sehr schwach schluffig, locker gelagert
bis 2.60 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, locker gelagert
bis 3.00 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, stark schluffig, locker gelagert
Erkundungsende	

RKS 10

bis 0.30 m u. GOK	**Sand**, organisch, locker gelagert (Oberboden)
bis 0.90 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, teils schwach organisch, locker gelagert
bis 3.00 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, locker gelagert
Erkundungsende	

Mittels Lichtlot wurden nach Bohrende folgende Wasserstände eingemessen:

Sondierung	Wasserstand gemessen m u. GOK	Bohrloch zugefallen m u. GOK	Messdatum
RKS 4	--	0,90	09.01.2019
RKS 7	--	0,60	08.01.2019
RKS 8	--	0,90	08.01.2019
RKS 9	--	0,95	08.01.2019
RKS 10	--	1,00	08.01.2019

Tabelle 11: Während der Erkundungsarbeiten gemessene Grundwasserstände

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

Bei dem unterhalb des Oberbodens anstehenden Untergrund handelt es sich nach den punktuellen Prüfstellen um Böden der **Bodengruppe SE und OH**. In Anlehnung an die ZTVE - StB 09 ist für Böden der Bodengruppe SE die Frostempfindlichkeitsklasse **F 1** → ***nicht frostempfindlich*** zuzuordnen. Die Böden besitzen überwiegend lockere Lagerung und sind häufig als sehr feucht vorgefunden worden.

Für die Gründung der Verkehrsflächen ist ein Mindestverformungsmodul für das Planum von E_{v2} = 45 MN / m^2 vorauszusetzen. Dies entspricht im Übrigen auch den Richtlinien der ZTVE - StB 09, 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.

Eine erfahrungsgemäß getroffene Abschätzung, ob der geforderte Wert in den anstehenden Böden mit Sicherheit erreicht werden kann, ist im Vorfeld nicht zweckmäßig und sollte daher grundsätzlich einer flächendeckenden Prüfung vorbehalten werden.

Vorschlag

Zunächst wird das Erdplanum mit einer Breite von b = 4 - 5 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 ausschließlich statisch verdichtet (Glattmantelwalze 4 bis 6 überlappende Übergänge). Eine Verdichtung mit Hilfe von Rütteldruck ist wegen der hoch stehenden Grundwasserverhältnisse nicht anzuraten. 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.

Werden entlang der neu zu bauenden Bautrassen aufgeweichte Böden im Planum vorgefunden, müssen diese vollständig entfernt und in Erdbauweise ersetzt werden.

Auf dem Planum erfolgt eine Prüfung durch Lastplattendruckversuche nach DIN 18134. Können die Anforderungen des Mindestverformungsmoduls nicht bestätigt werden, wird eine Verfestigung des Untergrundes durch Einfräsen von Zement empfohlen (Hauptziel: Langzeitwirkung). Konkrete Zugabemengen lassen sich nur durch Laborversuche bestimmen.

Die Bodenverfestigung ist nach dem Fertigerprinzip zu empfehlen. Bei diesem Bauverfahren werden Spezialfräsen in Kombination mit Misch- und Dosiergeräten für die Bodenaufbereitung eingesetzt, welche die Arbeitsphasen Fräsen und Aufnehmen des Bodens, Zerkleinern und Homogenisieren, Einmischen des Bindemittels und des Zugabewassers mit dosierter Steuerung, Absetzen des Fertigen Boden - Bindemittel - Gemisches in sich vereinigen. Auf eine besonders sorgfältige Einarbeitung des Bindemittels und Homogenisierung des Boden - Bindemittel - Gemisches ist unbedingt zu achten.

Der Wassergehalt des Bodens sollte dem für Einbau und Verdichtung erforderlichen Wassergehalt, welcher im Rahmen der Eignungsprüfungen mittels Proctorversuch zu bestimmen ist, entsprechen.

Müssen die zu verfestigten Böden angefeuchtet werden, so ist dies so rechtzeitig vorzunehmen, dass sich vor dem Einbringen des Bindemittels eine gleichmäßige Durchfeuchtung eingestellt hat. Der Boden ist so lange zu homogenisieren bzw. zu

mischen, bis in der gesamten Schicht eine gleichmäßige Färbung und ein gleichmäßiger Wassergehalt erreicht sind.

Alternativ zu der Bodenverfestigung kann ein Bodenaustausch und Ersatz durch gleichmäßig kornabgestufte sowie einbau- und verdichtungsfähige mineralische Brechkorngemische erfolgen. Die erforderliche Austauschdicke und deren Optimierung sollte in einem integrierten Prüffeld ermittelt und festgelegt werden.

Ein Bodenaustausch wird ohnehin dort erforderlich, wo organisch verunreinigte Böden angetroffen werden.

Es wird angeraten, die baubegleitenden Kontrollprüfungen entlang der jeweiligen Trasse durch das Büro des Baugrundsachverständigen oder einem anderen öffentlich bestellten und vereidigten Sachverständigen durchführen zu lassen.

Voraussetzung für das Erreichen des Verformungsmoduls von E_{v2} = 100 MN / m^2 in Oberkante Deckschicht ist eine entsprechend dimensionierte Trag- und Deckschicht aus geeigneten mineralischen Gesteinen. Zu diesem Zweck sollte der durchlaufende Einbau einer frostsicheren Oberbaukonstruktion (Deck- / Tragschicht = Frostschutzschicht) aus gleichmäßig kornabgestuftem und raumbeständigen, frostsicheren, frostbeständigen 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 vorliegt, 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"

Bei der erwarteten Belastungsklasse Bk3,2 (gem. RStO - *"Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen"*) beträgt der erforderliche frostsichere Gesamtaufbau d = 0,65 m.

Der Aufbau der Tragschicht orientiert sich zudem an der Schichtstärke des Oberbodenabtrages und der Geländeüberhöhung.

Der Einbau und die Verdichtung müssen den anlagenherstellerseitigen Vorgaben entsprechen, mittels Lastplattendruckversuchen geprüft und freigegeben werden.

8. Kranstellfläche

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.

Anlagenherstellerseitige Anforderungen geben eine Mindesttragfähigkeit von 250 kN / m² vor, können sich jedoch projektspezifisch ändern. Aufgrund der Erfahrungen bei vergleichbaren Bauvorhaben sollten vorab folgende Tragfähigkeitsbedingungen eingehalten werden:

$E_{v2} \geq$ 45 MN / m² Tragfähigkeit Untergrund
$E_{v2} \geq$ 100 MN / m² Tragfähigkeit Oberkante Tragschicht

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

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

Zur Niederschlagsabführung wird der Einbau einer Dränage empfohlen. Zu diesem Zweck sind Gräben zu profilieren, in denen Dränageleitungen DN 100 mm im Gefälle von mindestens I = 1% verlegt werden. Die Dränagen sind allseitig d = 0,15 m mit filterwirksamen Kiessand zu ummanteln und vorflutseitig rückstaufrei abzuleiten.

Zur orientierenden geotechnischen Untersuchung der im Bereich der Kranstellfläche anstehenden Böden wurden Rammkernsondierungen und elektrische Drucksondierungen ausgeführt (Lageanordnung s. **Anlage 1**). Nachstehend werden die Erkundungsergebnisse zusammenfassend wiedergegeben. Die detaillierte Bodenbeschreibung ist in den Profilbalkendarstellungen der **Anlagen 2.3 sowie 2.5 und 2.6** enthalten.

GOK = Geländeoberkante

RKS 3

bis 0.30 m u. GOK	**Sand**, organisch, locker gelagert (Oberboden)
bis 0.90 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, sehr schwach schluffig, locker gelagert (Quartär)
bis 1.00 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, mittel organisch, locker gelagert
bis 3.00 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, locker gelagert - mitteldicht gelagert

Erkundungsende

RKS 5

bis 0.30 m u. GOK	**Sand**, organisch, locker gelagert (Oberboden)
bis 0.90 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, schwach schluffig, locker gelagert
bis 1.10 m u. GOK	**Torf**, mittel sandig, weich
bis 1.30 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, schwach organisch, locker gelagert
bis 3.00 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, mitteldicht gelagert
Erkundungsende	

RKS 6

bis 0.30 m u. GOK	**Sand**, organisch, locker gelagert (Oberboden)
bis 0.90 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, locker gelagert
bis 2.30 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, teils schwach organisch, locker gelagert
bis 3.00 m u. GOK	**Fein- bis Mittelsand**, mitteldicht gelagert,
mittelschwer bohrbar	
Erkundungsende	

Mittels Lichtlot wurden nach Bohr- bzw. Sondierende folgende Wasserstände eingemessen:

Bohrung / Sondierung	Wasserstand gemessen m u. GOK	Bohrloch zugefallen m u. GOK	Messdatum
RKS 3	--	0,90	09.01.2019
RKS 5	--	0,80	09.01.2019
RKS 6	--	0,85	08.01.2019
CPT 3	0,65	--	14.01.2019
CPT 4	--	0,60	14.01.2019

Tabelle 12: Während der Erkundungsarbeiten gemessene Grundwasserstände

Ergebnis statische Widerstandsmessungen (CPT 4 und 5)

In den **Anlagen 5.3 und 5.4** sind der Spitzenwiderstand, die lokale Mantelreibung und der Reibungsindex grafisch aufgetragen. Die Beschreibung des Verfahrens und die Auswertungskriterien sind in Abschnitt 5.6 enthalten.

Das Ergebnis wird zusammenfassend beschrieben:

> Der interessierende geländenahe Abschnitt zeigte bis 1 m geringe Spitzenwiderstände mit q_c = 2,5 MN / m². Daran anschließend folgt ein Abschnitt mit q_c = 10 bis 15 MN / m² und dichter Lagerung. Diese Zone reicht etwa bis zur Tiefe von etwa 2,5 m unter GOK. Im weiteren Verlauf wird eine deutliche Abnahme der Spitzenwiderstände und Werten um etwa q_c = 2,5 MN / m² verzeichnet.

Der Oberboden ist hoch verformungsempfindlich und daher ungenügend tragfähig. Er muss entsprechend seiner ausgebildeten Schichtdicken vollständig ausgeräumt werden. Bei dem unterhalb des Oberbodens anstehenden Untergrund handelt es sich nach den punktuellen Prüfstellen um Böden der **Bodengruppe SE und SU**. In

Anlehnung an die ZTVE - StB 09 ist die Frostempfindlichkeitsklasse **F 1** → ***nicht frostempfindlich*** und ***F 2*** → ***gering bis mittel frostempfindlich*** zuzuordnen. Die Böden besitzen lockere Lagerung und sind "feucht" vorgefunden worden.

Örtlich kommen Zwischenschichten aus Torf oder organisch durchsetzten Fein- bis Mittelsanden vor. Diese sind der Bodengruppe OH zugehörig und als hoch verformungsempfindlich einzustufen.

Für die Gründung der Verkehrsflächen ist ein Mindestverformungsmodul für das Planum von E_{v2} = 45 MN / m² vorauszusetzen. Dies entspricht im Übrigen auch den Richtlinien der ZTVE - StB 09, 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.

Eine erfahrungsgemäß getroffene Abschätzung, ob der geforderte Wert in den anstehenden Böden mit Sicherheit erreicht werden kann, ist im Vorfeld nicht zweckmäßig und sollte daher grundsätzlich einer flächendeckenden Prüfung vorbehalten werden. Vorab sollten die Böden mit schwerer Walze (10 to) intensiv in Längs- und Querrichtung sowie überlappenden Übergängen verdichtet werden. Die Durchführung der Verdichtung ist frühestens nach 3 Tagen niederschlagsfreien Wetters zu empfehlen.

Im Hinblick auf die erhöhten Flächenbelastungen ist nach erfolgter Verdichtung des Oberbodenabtragplanums im Rahmen der Tragfähigkeitsprüfungen festzulegen, ob Zusatzmaßnahmen wie beispielsweise Bodenaustauschmaßnahmen notwendig werden. Anstehende Torfe und organisch durchsetzte Böden sind in jedem Falle auszutauschen und in Erdbauweise zu ersetzen.

Bei tieferen Eingriffen und je nach der jahreszeitigen Baudurchführung können zudem Wasserhaltungsmaßnahmen notwendig werden.

Voraussetzung für das Erreichen des Verformungsmoduls von E_{v2} = 100 MN / m² in Oberkante Tragschicht ist eine entsprechende Dimensionierung aus geeigneten mineralischen Gesteinen. Material und Zusammensetzung sollte denen der Zuwegung entsprechen. Der durchlaufende Einbau wird mit einer Mindest - Einbaufertigdicke von d = 0,50 m vorgeschlagen (bzw. unter Berücksichtigung der Oberbodenmächtigkeit und erforderlichen Geländeüberhöhung). Der Einbau des Bodenaustausches erfolgt in Einzeleinbaulagen von höchstens d = 0,30 m und Verdichtung je Lage.

Zur Verbesserung der Tragfähigkeitseigenschaften sollte zusätzlich zwischen dem Planum und Unterkante Bodenaustausch ein verformungsstabiles und knotensteifes Geogitter mit Vlies des Typs "Tensar TriAx Tx 170 mit GRK III - Vliesstoff" eingebaut werden.

Aufgrund umfangreicher Erfahrungen wird zur Prüfung und Optimierung der Aufbauten jeweils 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. Der vorab empfohlene Aufbau der Flächen ist nach Bekanntgabe der tatsächlich zum Einsatz kommenden Kräne / Kranlasten (auch Abmessungen der Aufstellflächen) durch Grundbruch- / Setzungsnachweise zu prüfen. Im Übrigen gelten die Vorgaben der Anlagenhersteller.

9. Schlussbemerkungen

Sollten während der erd- und bautechnischen Arbeiten Abweichungen von den bodenkundlichen Feststellungen vorgefunden werden, bitten wir rechtzeitig um Benachrichtigung. Dies gilt auch bei Änderungen gegenüber den bisherigen Vorgaben.

Das Gutachten gilt nur vollständig und nach Prüfung bzw. Abnahme der Empfehlungen 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 ingenieurgeologische Beratungen stehen wir Ihnen selbstverständlich gerne zur Verfügung.

Aufgestellt: Trendelburg, den 24.01.2019

Dr. Claus Schubert
Geschäftsführer & Öffentlich-bestellter und vereidigter Sachverständiger der IHK KS für das Bestellungsgebiet 2450, Baugrund- Erkundung, -untersuchung & -bewertung

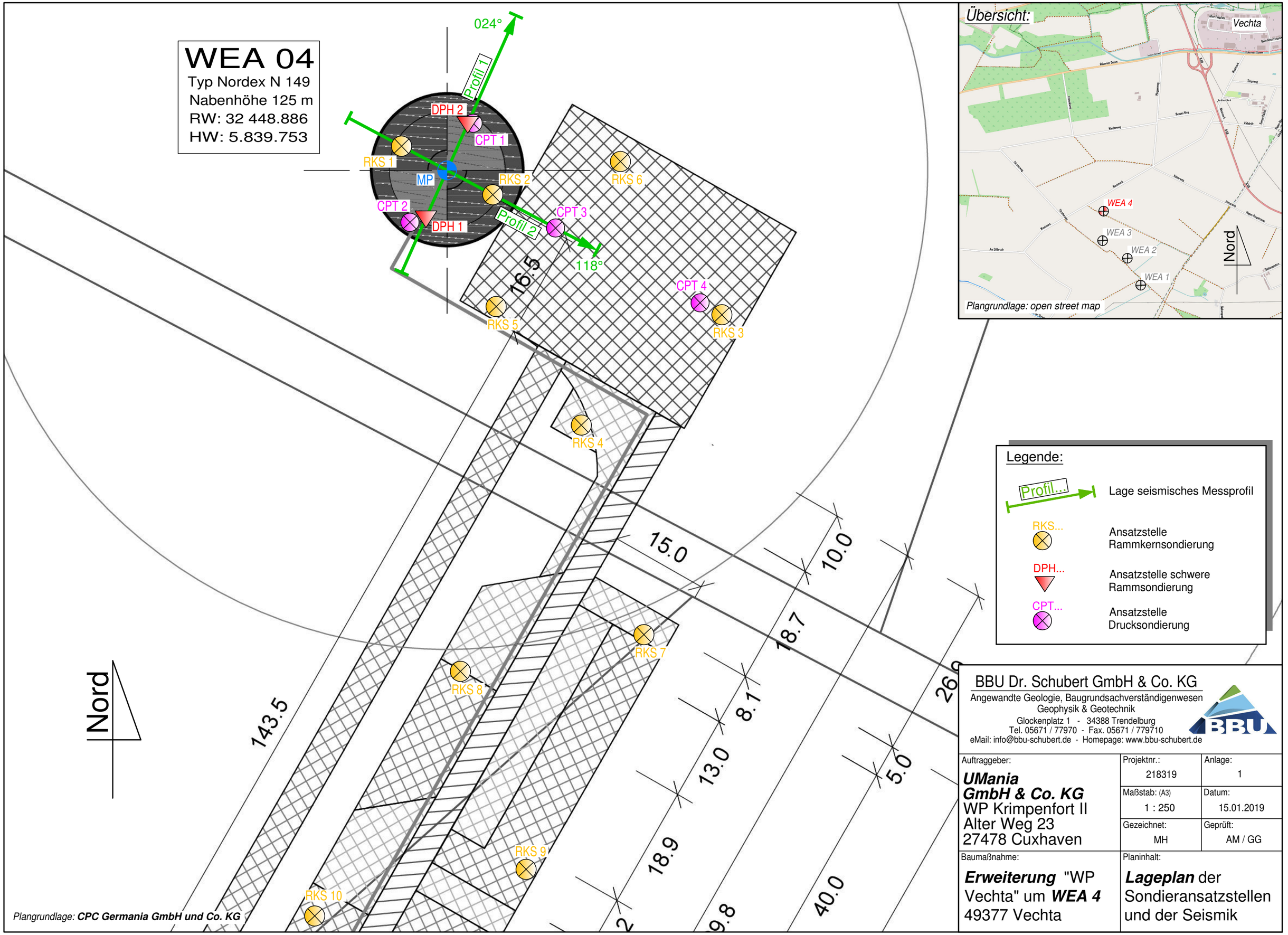
Dipl.-Geow. Gesine Grapp
BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG

Anlage 1	-	Lageplan mit Einkartierung der Erkundungsstellen, refraktionsseismische Messprofile und Übersichtsplan
Anlage 2.1 bis 2.10	-	Profilbalkendarstellung der Rammkernsondierungen
Anlage 3.1 bis 3.3	-	Summenkurven der Kornverteilung
Anlage 4.1 und 4.2	-	Widerstandslinien der dynamischen Rammsondierungen
Anlage 5.1 bis 5.4	-	Widerstandslinien der statischen Drucksondierungen
Anlage 6	-	Beschreibung des Verfahrens MASW und refraktionsseismische Messungen

Wir bitten Sie freundlichst um Beachtung folgenden Hinweises:
Das Kopieren und Weiterleiten des Gutachtens an Dritte ist weder vollständig noch auszugsweise **ohne ausdrückliche schriftliche Zustimmung des Entwurfsverfassers** zulässig. Dies gilt insbesondere auch für die elektronische Verbreitung digitaler Dateien über Datenträger oder Internet.

WEA 04

Typ Nordex N 149
Nabenhöhe 125 m
RW: 32 448.886
HW: 5.839.753



Übersicht:

Plangrundlage: open street map

Legende:

- Profil... — Lage seismisches Messprofil
- RKS... — Ansatzstelle Rammkernsondierung
- DPH... — Ansatzstelle schwere Rammsondierung
- CPT... — Ansatzstelle Drucksondierung

Plangrundlage: ***CPC Germania GmbH und Co. KG***

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:	Projektnr.:	Anlage:
UMania GmbH & Co. KG WP Krimpenfort II Alter Weg 23 27478 Cuxhaven	218319	1
	Maßstab: (A3) 1 : 250	Datum: 15.01.2019
	Gezeichnet: MH	Geprüft: AM / GG
Baumaßnahme: ***Erweiterung*** "WP Vechta" um ***WEA 4*** 49377 Vechta	Planinhalt: ***Lageplan*** der Sondieransatzstellen und der Seismik	

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
Glockenplatz 1 • 34388 Trendelburg
Tel. 0 56 71 - 77 97 0 • eMail. info@bbu-schubert.de

Vechta - Krimpenfort, WP Vechtaer Mark

WEA 04 (Nordex N149 mit 125mNH)

Projektnummer: 218319

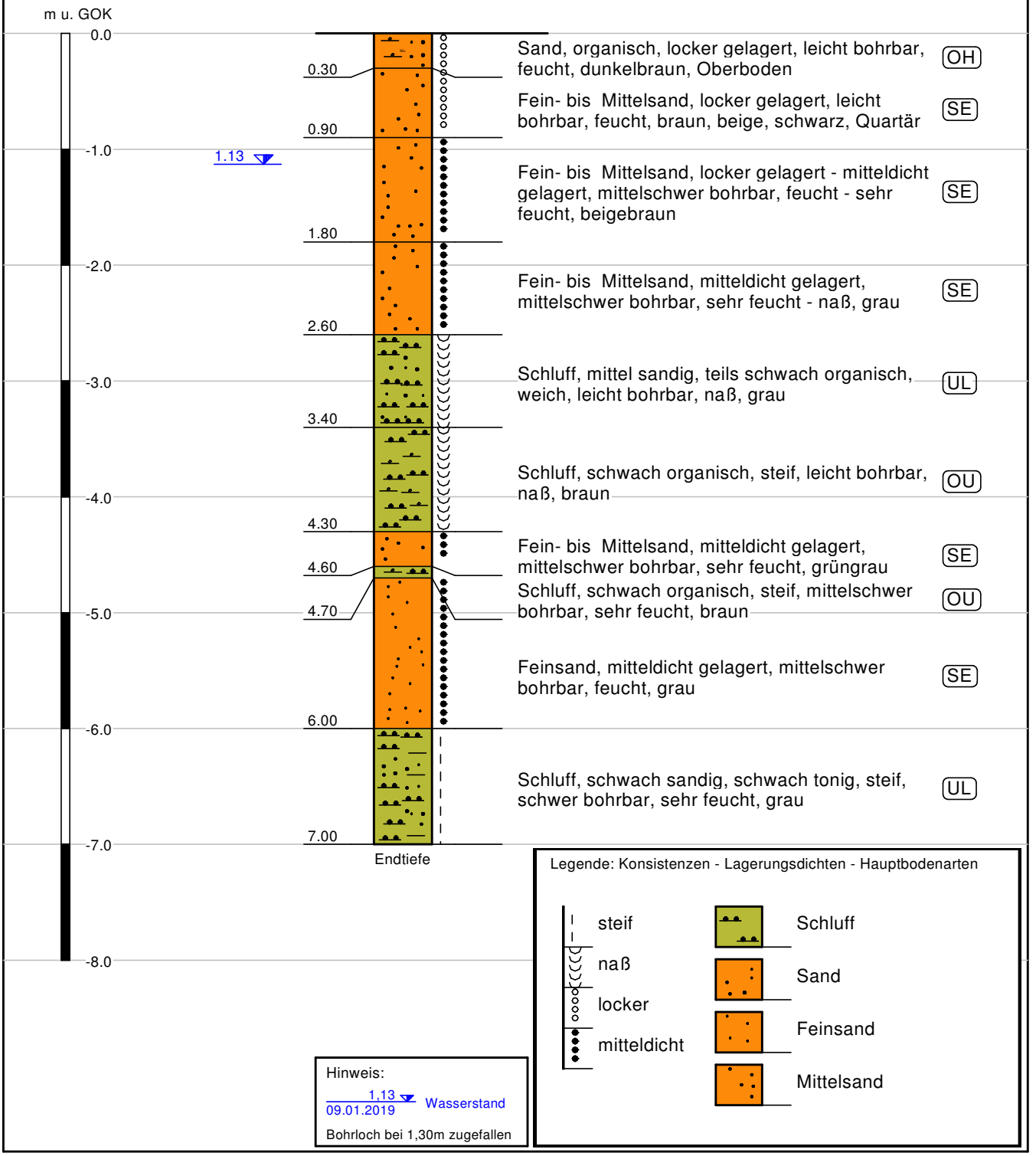
Anlage: 2.1

Profil einer Rammkernsondierung

Maßstab der Höhe ca.: 1:50

RKS 1

0,0 = GOK



BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
Glockenplatz 1 • 34388 Trendelburg
Tel. 0 56 71 - 77 97 0 • eMail. info@bbu-schubert.de

Vechta - Krimpenfort, WP Vechtaer Mark

WEA 04 (Nordex N149 mit 125mNH)

Projektnummer: 218319

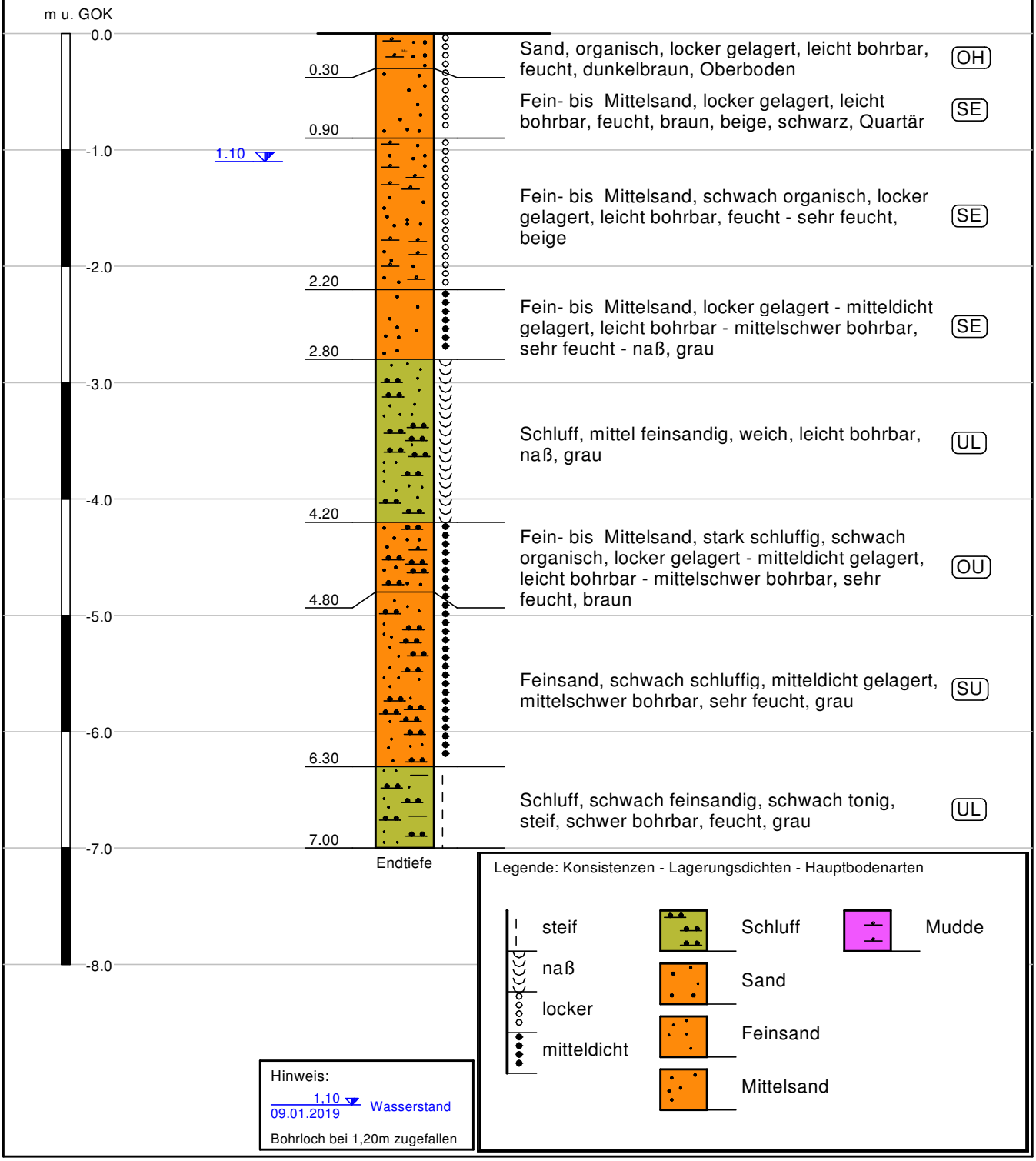
Anlage: 2.2

Profil einer Rammkernsondierung

Maßstab der Höhe ca.: 1:50

RKS 2

0,0 = GOK



BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
Glockenplatz 1 • 34388 Trendelburg
Tel. 0 56 71 - 77 97 0 • eMail. info@bbu-schubert.de

Vechta - Krimpenfort, WP Vechtaer Mark
WEA 04 (Nordex N149 mit 125mNH), Kranstellfläche

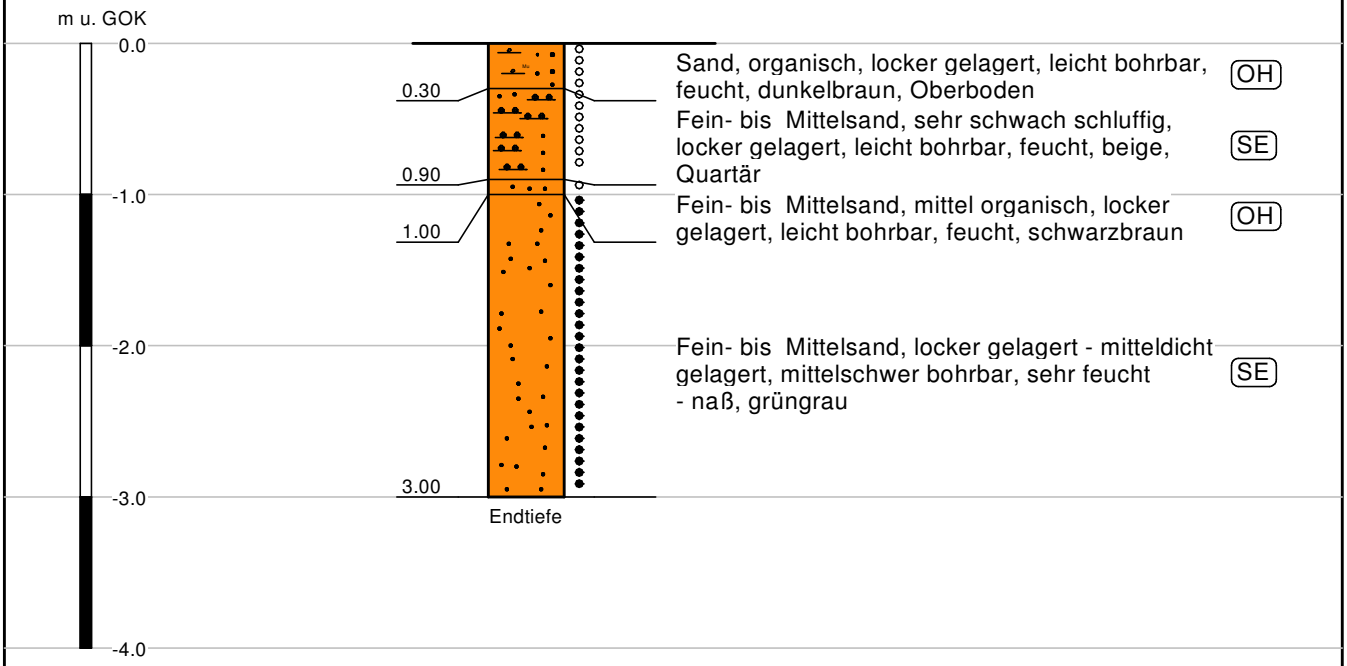
Projektnummer: 218319

Anlage: 2.3

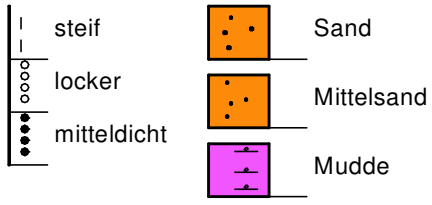
Profil einer Rammkernsondierung
Maßstab der Höhe ca.: 1:50

RKS 3

0,0 = GOK



Legende: Konsistenzen - Lagerungsdichten - Hauptbodenarten



Hinweis:

Bohrloch bei 0,90m zugefallen

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
Glockenplatz 1 • 34388 Trendelburg
Tel. 0 56 71 - 77 97 0 • eMail. info@bbu-schubert.de

Vechta - Krimpenfort, WP Vechtaer Mark

WEA 04 (Nordex N149 mit 125mNH), Kranstellfläche

Projektnummer: 218319

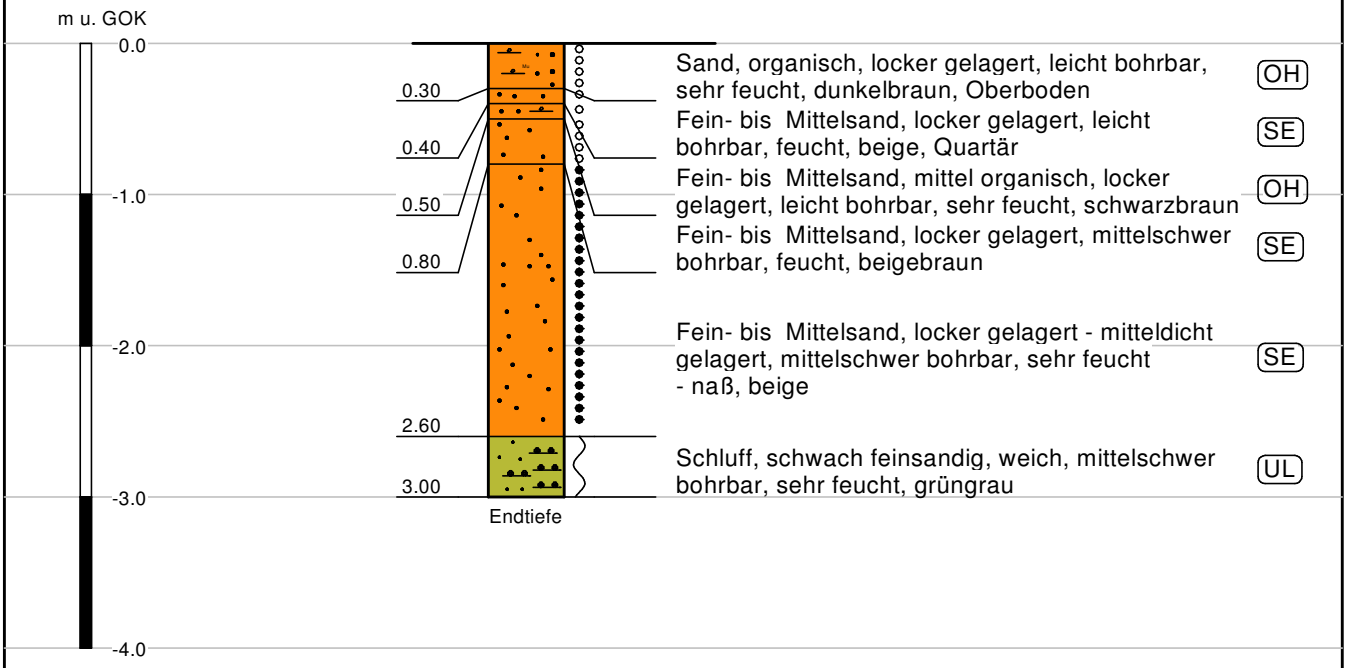
Anlage: 2.4

Profil einer Rammkernsondierung

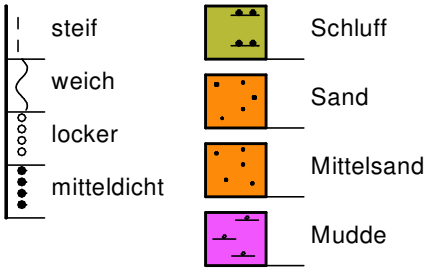
Maßstab der Höhe ca.: 1:50

RKS 4

0,0 = GOK



Legende: Konsistenzen - Lagerungsdichten - Hauptbodenarten



Hinweis:

Bohrloch bei 0,90m zugefallen

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
Glockenplatz 1 • 34388 Trendelburg
Tel. 0 56 71 - 77 97 0 • eMail. info@bbu-schubert.de

Vechta - Krimpenfort, WP Vechtaer Mark

WEA 04 (Nordex N149 mit 125mNH), Kranstellfläche

Projektnummer: 218319

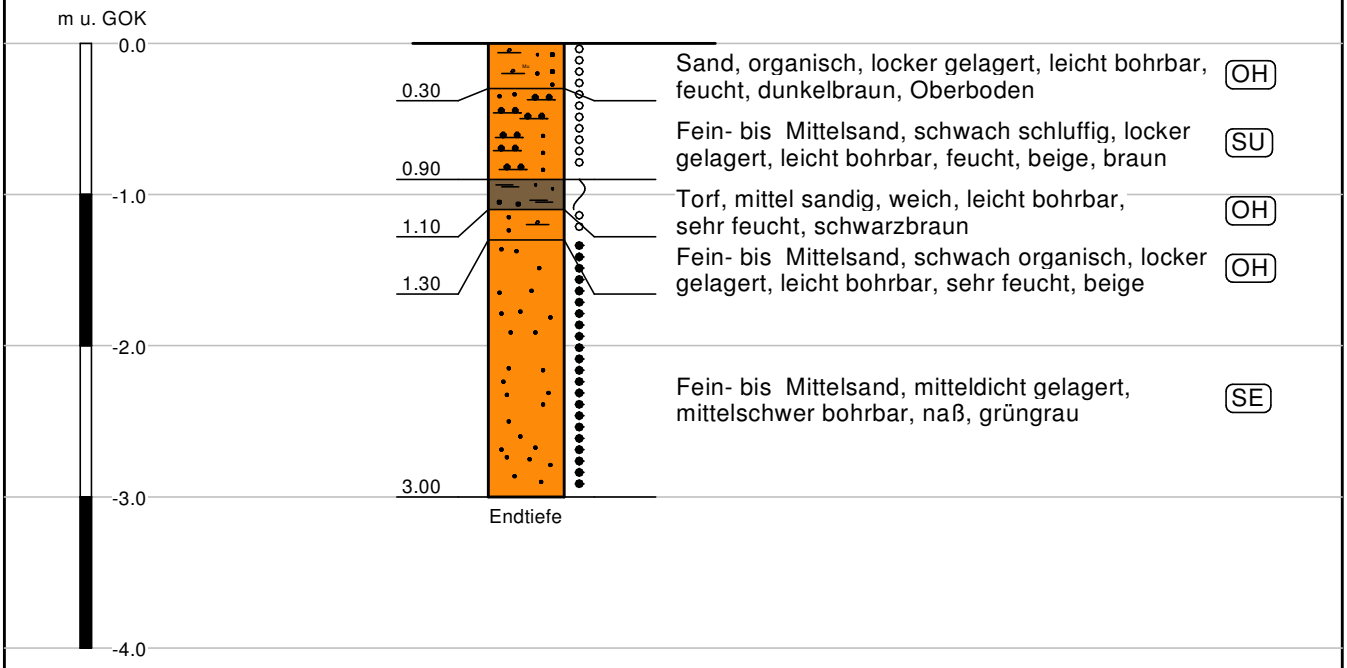
Anlage: 2.5

Profil einer Rammkernsondierung

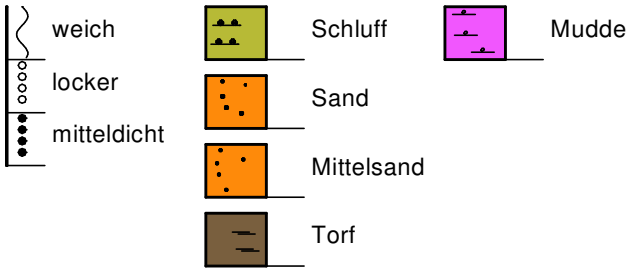
Maßstab der Höhe ca.: 1:50

RKS 5

0,0 = GOK



Legende: Konsistenzen - Lagerungsdichten - Hauptbodenarten



Hinweis:

Bohrloch bei 0,80m zugefallen

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
Glockenplatz 1 • 34388 Trendelburg
Tel. 0 56 71 - 77 97 0 • eMail. info@bbu-schubert.de

Vechta - Krimpenfort, WP Vechtaer Mark
WEA 04 (Nordex N149 mit 125mNH), Kranstellfläche

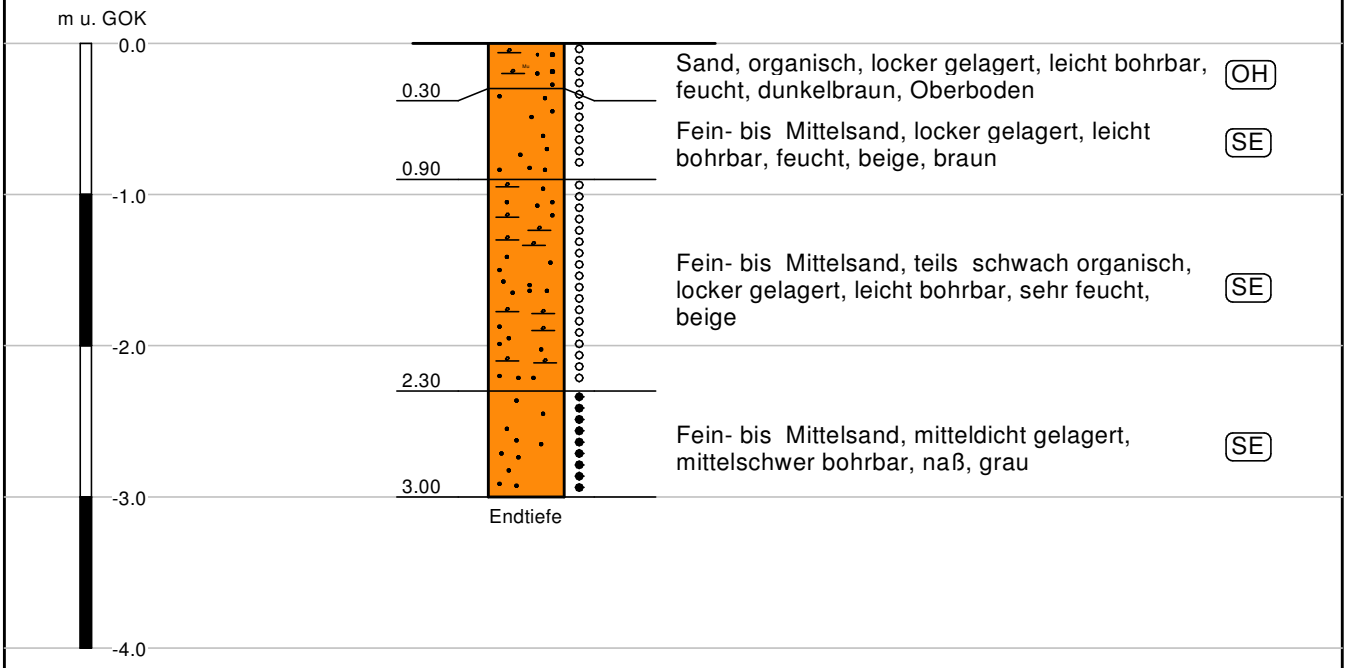
Projektnummer: 218319

Anlage: 2.6

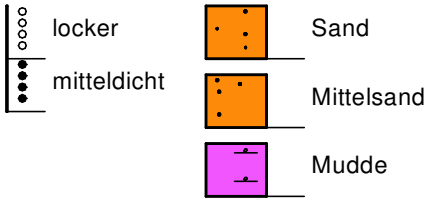
Profil einer Rammkernsondierung
Maßstab der Höhe ca.: 1:50

RKS 6

0,0 = GOK



Legende: Konsistenzen - Lagerungsdichten - Hauptbodenarten



Hinweis:

Bohrloch bei 0,85m zugefallen

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
Glockenplatz 1 • 34388 Trendelburg
Tel. 0 56 71 - 77 97 0 • eMail. info@bbu-schubert.de

Vechta - Krimpenfort, WP Vechtaer Mark

WEA 04 (Nordex N149 mit 125mNH), Kranstellfläche

Projektnummer: 218319

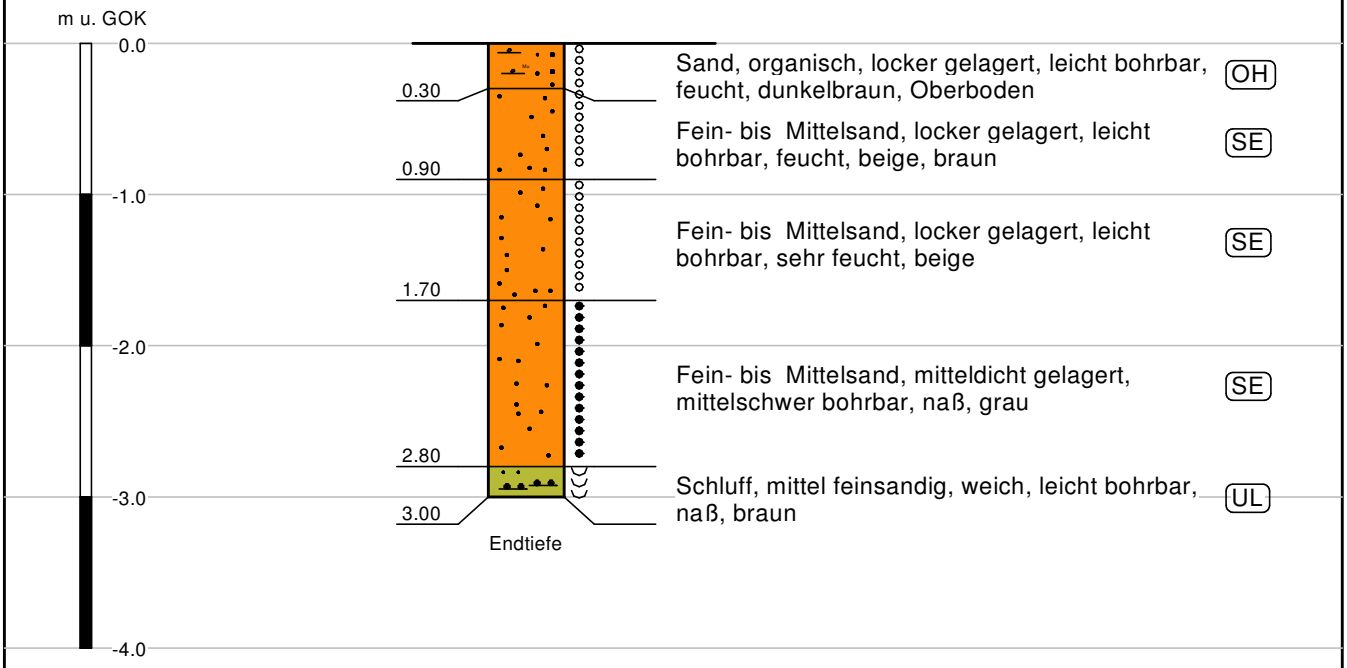
Anlage: 2.7

Profil einer Rammkernsondierung

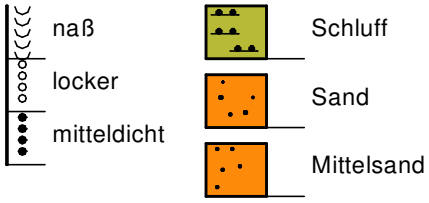
Maßstab der Höhe ca.: 1:50

RKS 7

0,0 = GOK



Legende: Konsistenzen - Lagerungsdichten - Hauptbodenarten



Hinweis:

Bohrloch bei 0,60m zugefallen

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
Glockenplatz 1 • 34388 Trendelburg
Tel. 0 56 71 - 77 97 0 • eMail. info@bbu-schubert.de

Vechta - Krimpenfort, WP Vechtaer Mark

WEA 04 (Nordex N149 mit 125mNH), Kranstellfläche

Projektnummer: 218319

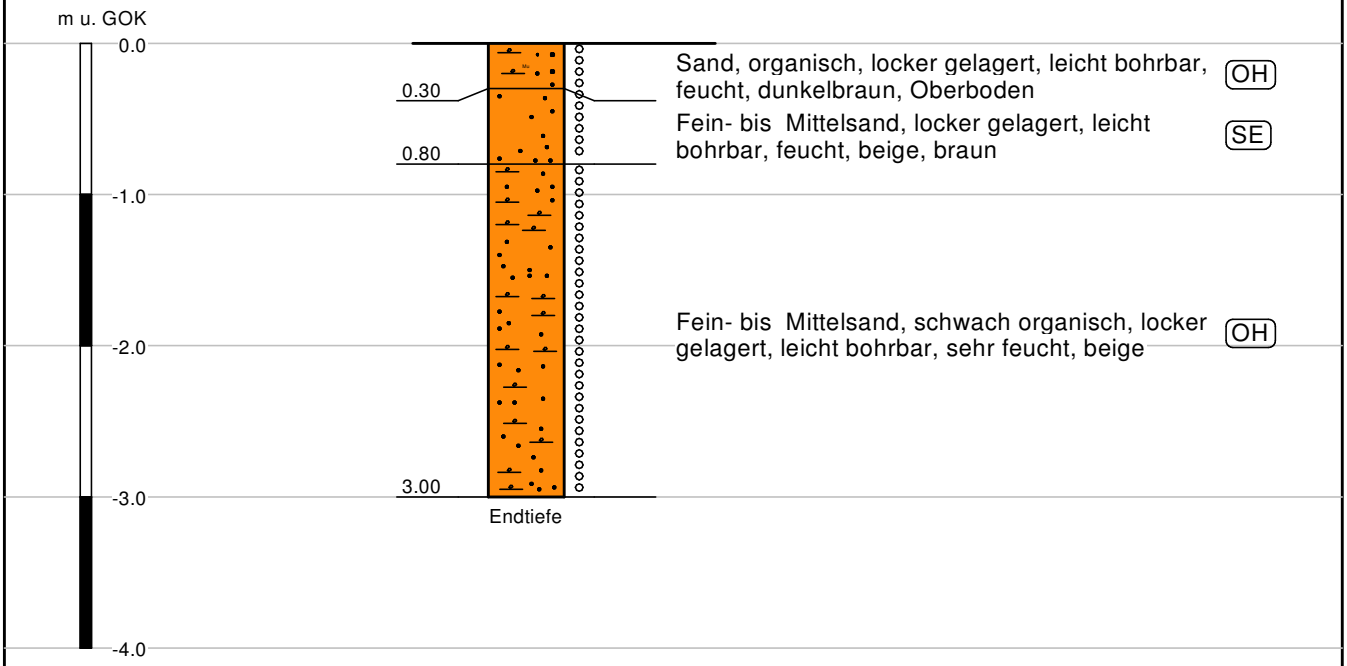
Anlage: 2.8

Profil einer Rammkernsondierung

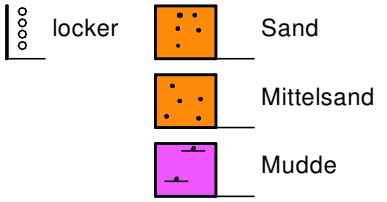
Maßstab der Höhe ca.: 1:50

RKS 8

0,0 = GOK



Legende: Konsistenzen - Lagerungsdichten - Hauptbodenarten



Hinweis:

Bohrloch bei 0,90m zugefallen

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
Glockenplatz 1 • 34388 Trendelburg
Tel. 0 56 71 - 77 97 0 • eMail. info@bbu-schubert.de

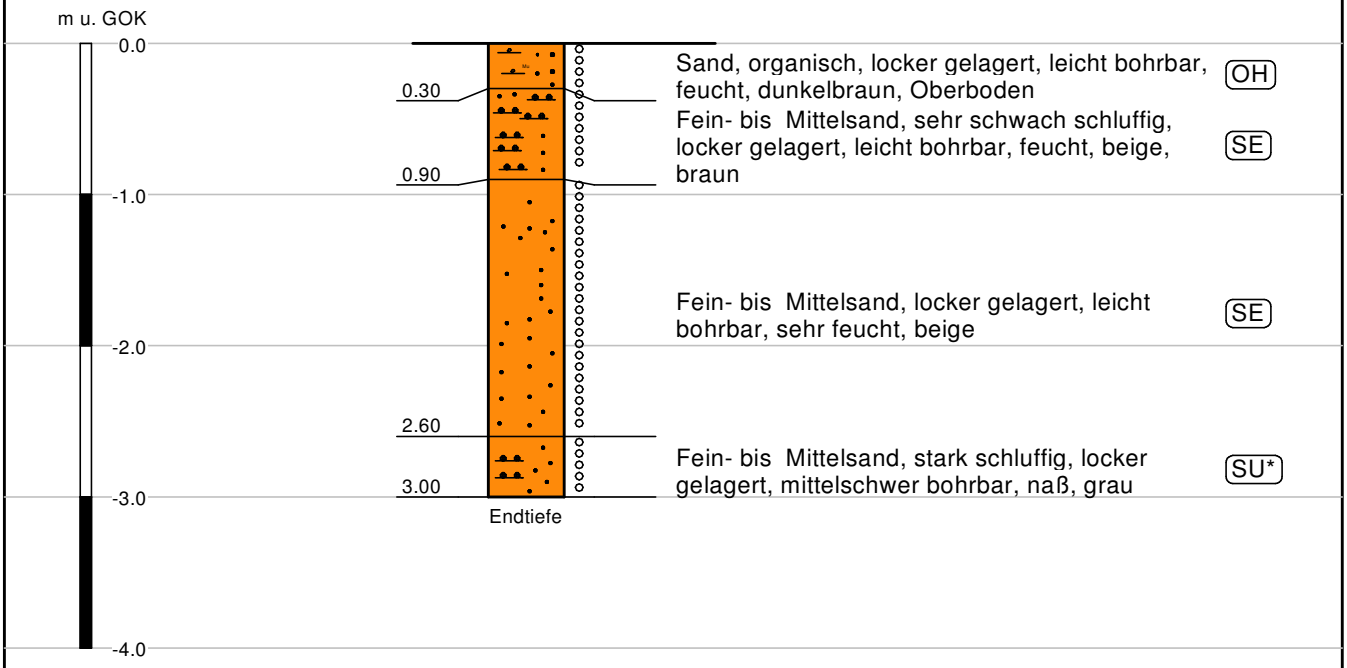
Vechta - Krimpenfort, WP Vechtaer Mark
WEA 04 (Nordex N149 mit 125mNH), Kranstellfläche

Projektnummer: 218319
Anlage: 2.9

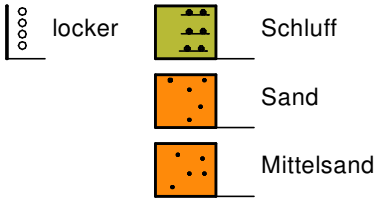
Profil einer Rammkernsondierung
Maßstab der Höhe ca.: 1:50

RKS 9

0,0 = GOK



Legende: Konsistenzen - Lagerungsdichten - Hauptbodenarten



Hinweis:
Bohrloch bei 0,95m zugefallen

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
Glockenplatz 1 • 34388 Trendelburg
Tel. 0 56 71 - 77 97 0 • eMail. info@bbu-schubert.de

Vechta - Krimpenfort, WP Vechtaer Mark

WEA 04 (Nordex N149 mit 125mNH), Kranstellfläche

Projektnummer: 218319

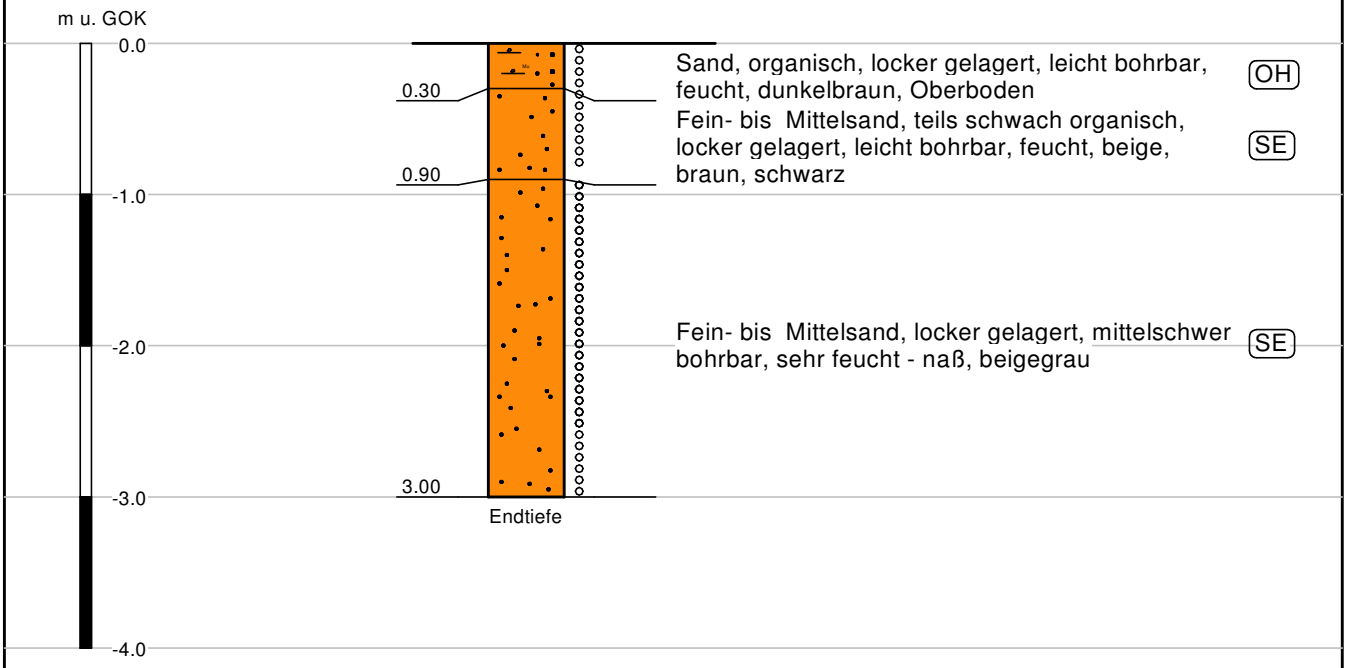
Anlage: 2.10

Profil einer Rammkernsondierung

Maßstab der Höhe ca.: 1:50

RKS 10

0,0 = GOK



Legende: Konsistenzen - Lagerungsdichten - Hauptbodenarten

locker

Sand

Mittelsand

Hinweis:

Bohrloch bei 1,00m zugefallen

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG

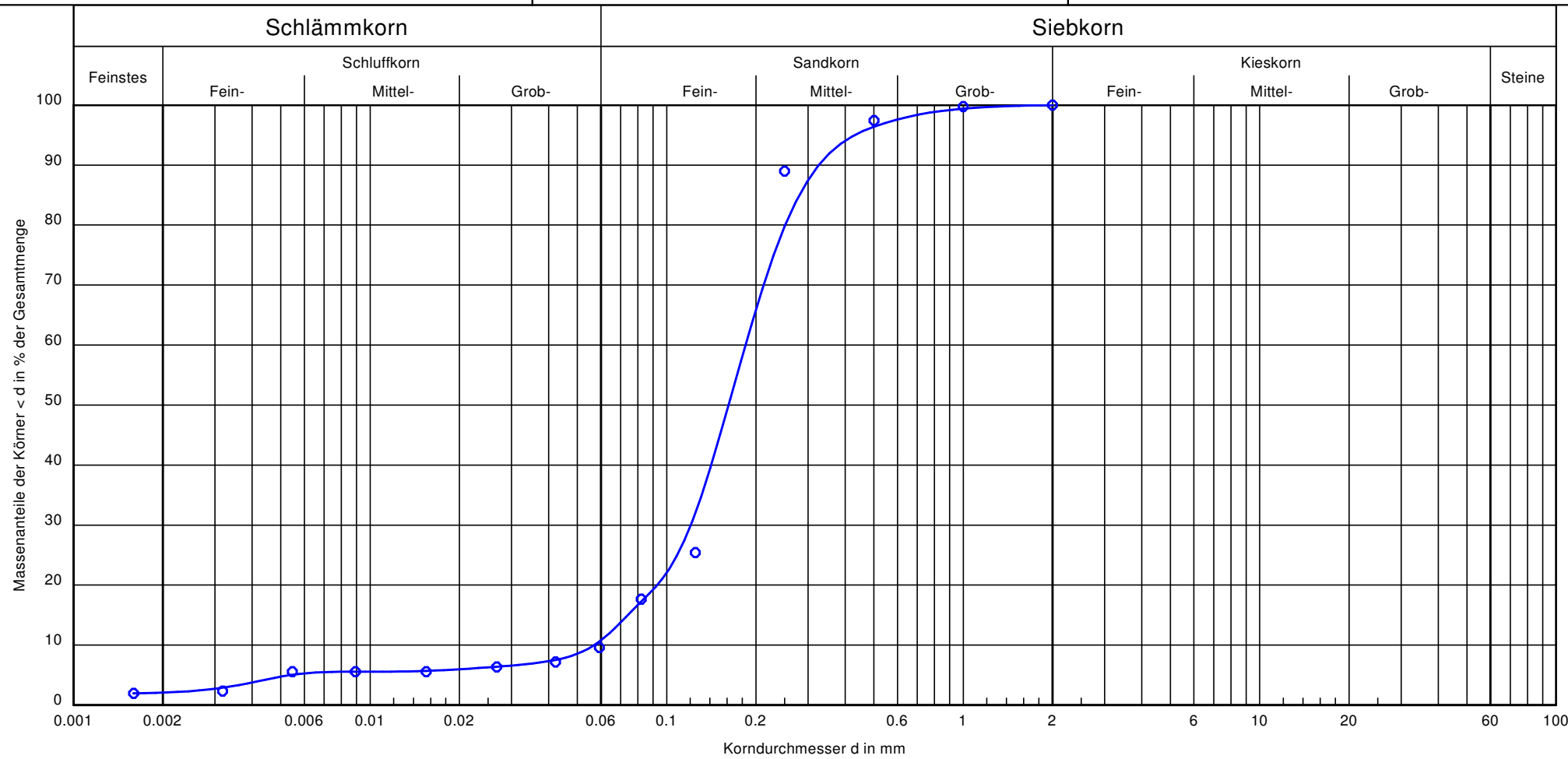
Glockenplatz 1 • 34388 Trendelburg
Tel. 0 56 71 - 7 97 0 • eMail. info@bbu-schubert.de

Bearbeiter: A. Dorndeck Datum: 17.01.2019

Körnungslinie

Vechta-Krimpenfort
WEA 04

Projektnummer: 218319
Probe entnommen am: 09.01.2019
Art der Entnahme: gestört / RKS
Siebungsart: Sieb- und Schlämmanalyse



Bezeichnung:	
Bodenart:	fS, ms̄, u'
Tiefe:	1,8 - 2,6 m
U/Cc	3.2/1.4
Entnahmestelle:	RKS 1
k [m/s] (Hazen):	$2.9 \cdot 10^{-5}$
T/U/S/G [%]:	2.1/8.7/89.2/ -

Bemerkungen:

Bericht: 218319
Anlage: 3.1

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG

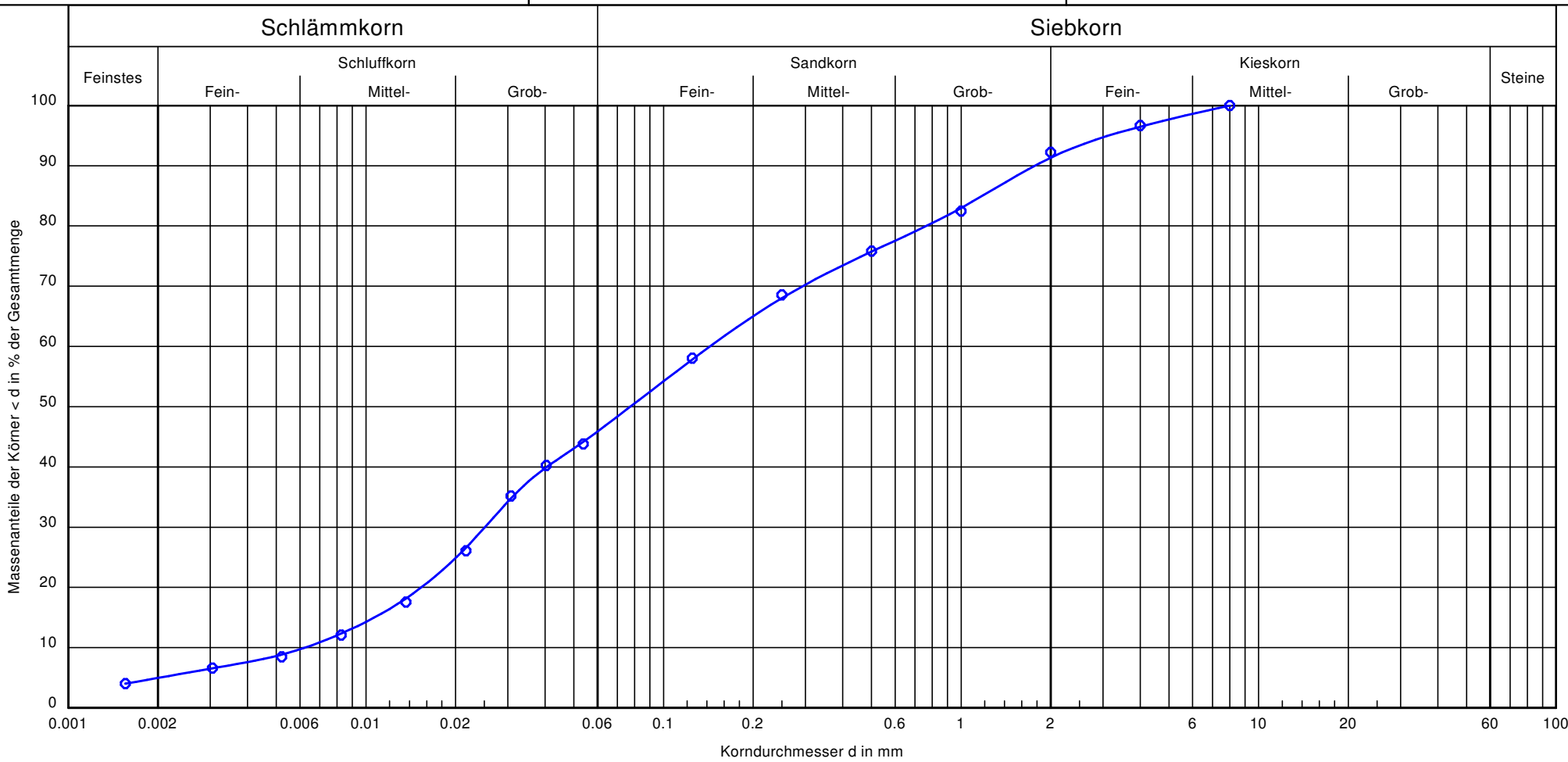
Glockenplatz 1 • 34388 Trendelburg
Tel. 0 56 71 - 7 97 0 • eMail. info@bbu-schubert.de

Bearbeiter: A. Dorndeck Datum: 17.01.2019

Körnungslinie

Vechta-Krimpenfort
WEA 04

Projektnummer: 218319
Probe entnommen am: 09.01.2019
Art der Entnahme: gestört / RKS
Siebungsart: Sieb- und Schlämmanalyse



Bezeichnung:	
Bodenart:	U, fs, ms', gs', fg'
Tiefe:	2,6 - 3,4 m
U/Cc	23.0/0.7
Entnahmestelle:	RKS 1
k [m/s] (Hazen):	$2.4 \cdot 10^{-7}$
T/U/S/G [%]:	5.0/40.9/45.5/8.7

Bemerkungen:

Bericht: 218319
Anlage: 3.2

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG

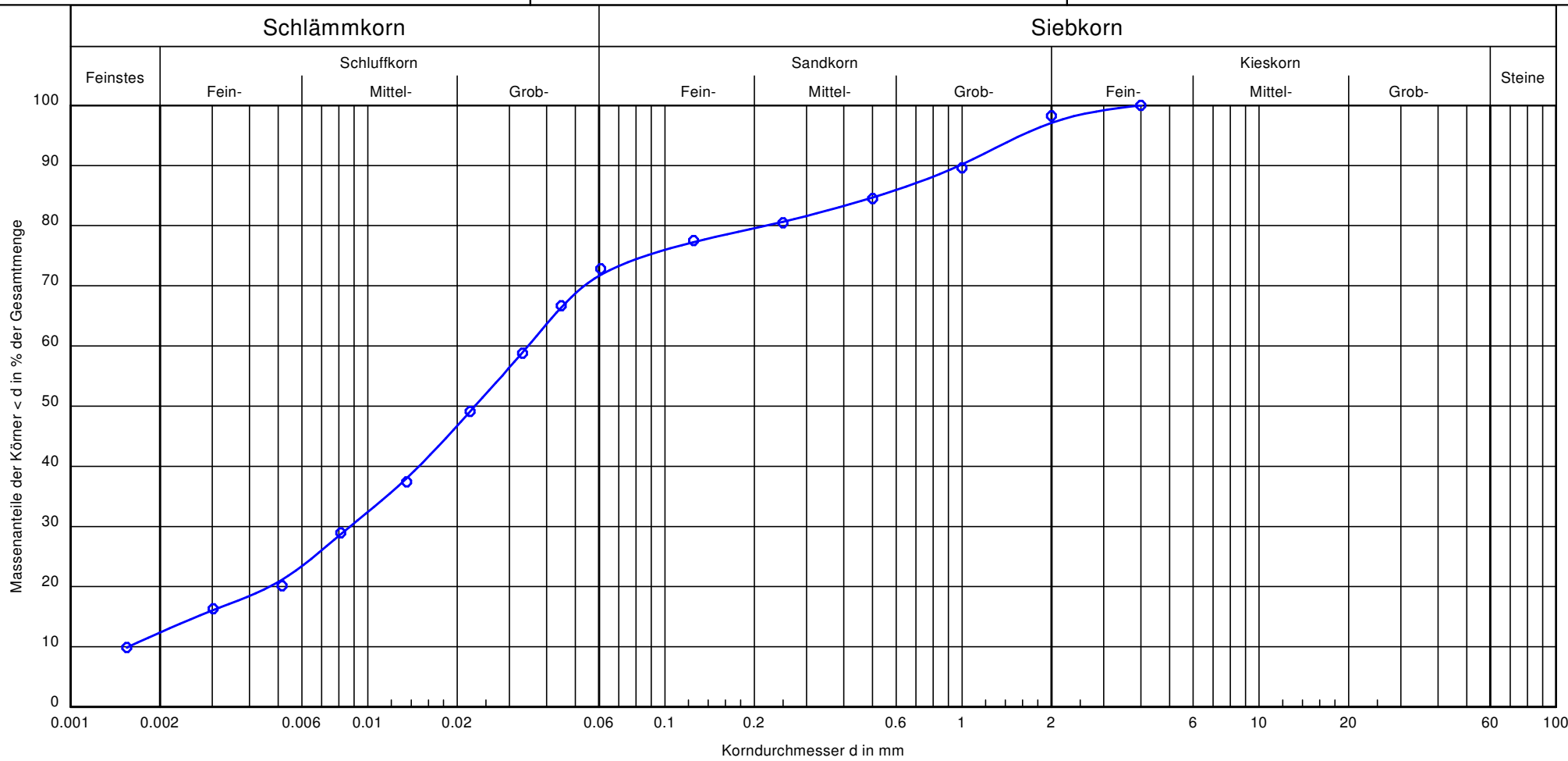
Glockenplatz 1 • 34388 Trendelburg
Tel. 0 56 71 - 7 97 0 • eMail. info@bbu-schubert.de

Bearbeiter: A. Dorndeck Datum: 17.01.2019

Körnungslinie

Vechta-Krimpenfort
WEA 04

Projektnummer: 218319
Probe entnommen am: 09.01.2019
Art der Entnahme: gestört / RKS
Siebungsart: Sieb- und Schlämmanalyse



Bezeichnung:	
Bodenart:	U, t', fs', ms', gs'
Tiefe:	6,0 - 7,0 m
U/Cc	22.2/1.4
Entnahmestelle:	RKS 1
k [m/s] (Hazen):	$1.5 \cdot 10^{-8}$
T/U/S/G [%]:	12.4/59.3/25.5/2.9

Bemerkungen:

Bericht: 218319
Anlage: 3.3

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
Glockenplatz 1 • 34388 Trendelburg
Tel. 0 56 71 - 77 97 0 • eMail. info@bbu-schubert.de

Vechta - Krimpenfort, WP Vechtaer Mark

WEA 04 (Nordex N149 mit 125m Nh.)

Projektnummer: 218319

Anlage: 4.1

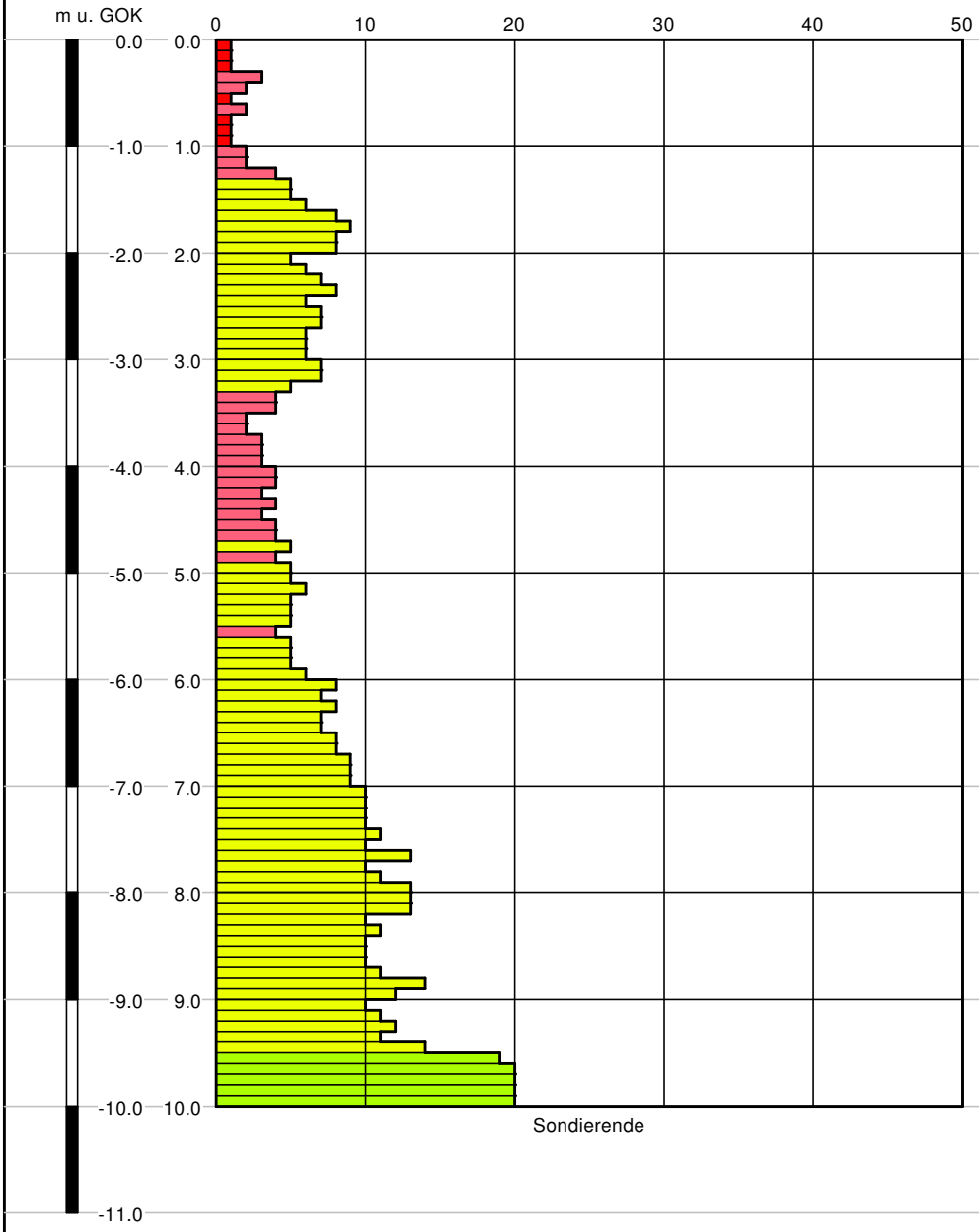
Profil einer Rammsondierung

Maßstab der Höhe ca.: 1:70

DPH 1

0,00 m = Ansatzpunkt

Schlagzahlen je 10 cm



Tiefe [m]	N_{10}	Tiefe [m]	N_{10}
0.10	1	5.10	5
0.20	1	5.20	6
0.30	1	5.30	5
0.40	3	5.40	5
0.50	2	5.50	5
0.60	1	5.60	4
0.70	2	5.70	5
0.80	1	5.80	5
0.90	1	5.90	5
1.00	1	6.00	6
1.10	2	6.10	8
1.20	2	6.20	7
1.30	4	6.30	8
1.40	5	6.40	7
1.50	5	6.50	7
1.60	6	6.60	8
1.70	8	6.70	8
1.80	9	6.80	9
1.90	8	6.90	9
2.00	8	7.00	9
2.10	5	7.10	10
2.20	6	7.20	10
2.30	7	7.30	10
2.40	8	7.40	10
2.50	6	7.50	11
2.60	7	7.60	10
2.70	7	7.70	13
2.80	6	7.80	10
2.90	6	7.90	11
3.00	6	8.00	13
3.10	7	8.10	13
3.20	7	8.20	13
3.30	5	8.30	10
3.40	4	8.40	11
3.50	4	8.50	10
3.60	2	8.60	10
3.70	2	8.70	10
3.80	3	8.80	11
3.90	3	8.90	14
4.00	3	9.00	12
4.10	4	9.10	10
4.20	4	9.20	11
4.30	3	9.30	12
4.40	4	9.40	11
4.50	3	9.50	14
4.60	4	9.60	19
4.70	4	9.70	20
4.80	5	9.80	20
4.90	4	9.90	20
5.00	5	10.00	20

Legende DPH

- sehr locker
- locker
- mitteldicht
- dicht
- sehr dicht

Hinweis:

Feststellung vom 08.01.2019:
Sondierloch bei 1,0m zugefallen
(wahrscheinlich durch Grundwassereinfluss)

BBU Dr. Schubert GmbH & Co. KG
Glockenplatz 1 • 34388 Trendelburg
Tel. 0 56 71 - 77 97 0 • eMail. info@bbu-schubert.de

Vechta - Krimpenfort, WP Vechtaer Mark
WEA 4 (Nordex N149 mit 125m Nh.)

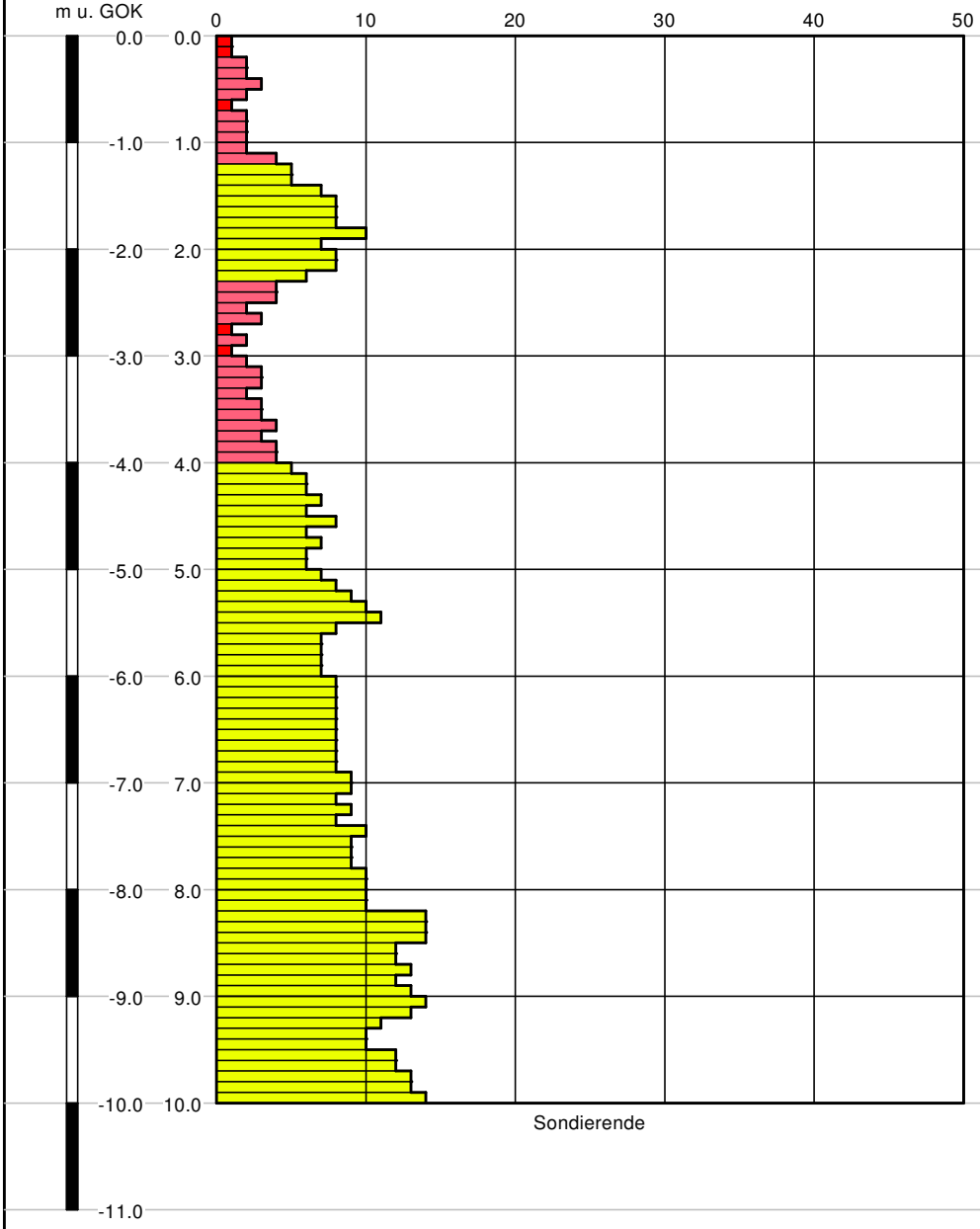
Projektnummer: 218319
Anlage: 4.2

Profil einer Rammsondierung
Maßstab der Höhe ca.: 1:70

DPH 2

0,00 m = Ansatzpunkt

Schlagzahlen je 10 cm

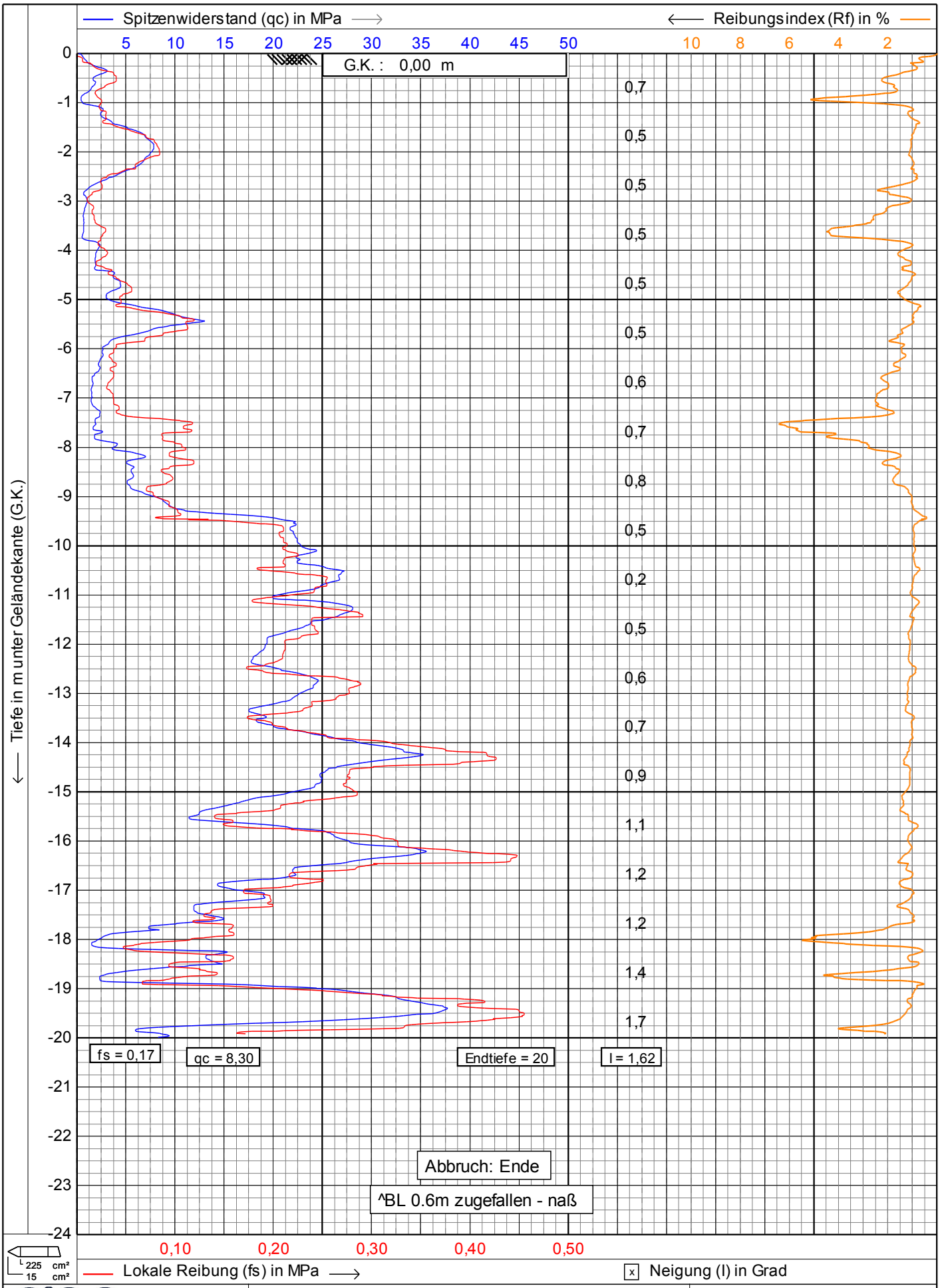


Tiefe [m]	N_{10}	Tiefe [m]	N_{10}
0.10	1	5.10	7
0.20	1	5.20	8
0.30	2	5.30	9
0.40	2	5.40	10
0.50	3	5.50	11
0.60	2	5.60	8
0.70	1	5.70	7
0.80	2	5.80	7
0.90	2	5.90	7
1.00	2	6.00	7
1.10	2	6.10	8
1.20	4	6.20	8
1.30	5	6.30	8
1.40	5	6.40	8
1.50	7	6.50	8
1.60	8	6.60	8
1.70	8	6.70	8
1.80	8	6.80	8
1.90	10	6.90	8
2.00	7	7.00	9
2.10	8	7.10	9
2.20	8	7.20	8
2.30	6	7.30	9
2.40	4	7.40	8
2.50	4	7.50	10
2.60	2	7.60	9
2.70	3	7.70	9
2.80	1	7.80	9
2.90	2	7.90	10
3.00	1	8.00	10
3.10	2	8.10	10
3.20	3	8.20	10
3.30	3	8.30	14
3.40	2	8.40	14
3.50	3	8.50	14
3.60	3	8.60	12
3.70	4	8.70	12
3.80	3	8.80	13
3.90	4	8.90	12
4.00	4	9.00	13
4.10	5	9.10	14
4.20	6	9.20	13
4.30	6	9.30	11
4.40	7	9.40	10
4.50	6	9.50	10
4.60	8	9.60	12
4.70	6	9.70	12
4.80	7	9.80	13
4.90	6	9.90	13
5.00	6	10.00	14

Legende DPH
- sehr locker
- locker
- mitteldicht
- dicht
- sehr dicht

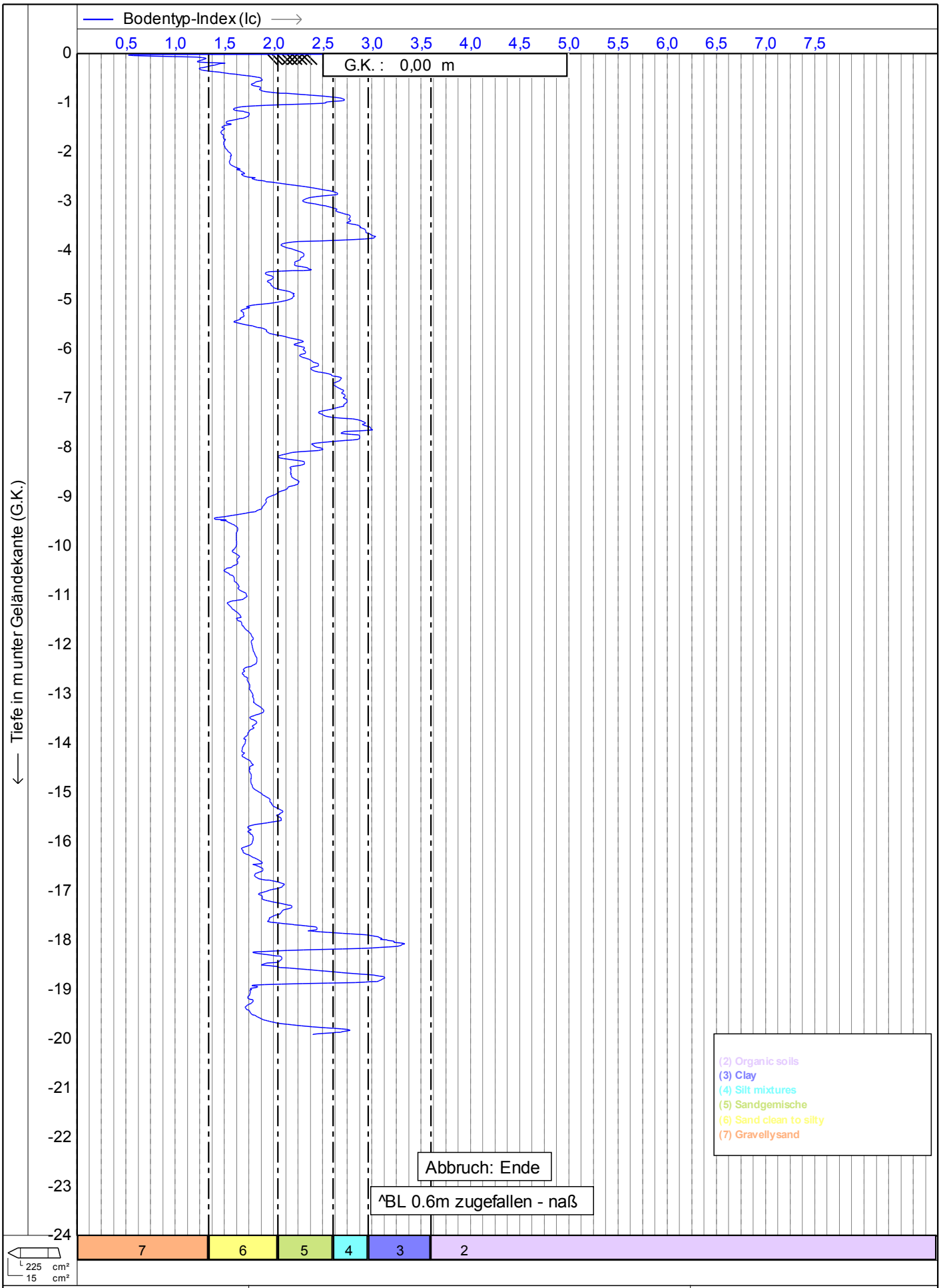
Hinweis:

Feststellung vom 08.01.2019:
Sondierloch bei 0,8m zugefallen
(wahrscheinlich durch Grundwassereinfluss)



geo technik heiligenstadt gmbh Beratende Ingenieure VBI	Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013)	Datum : **14.01.2019**
	Projekt : **Vechts-Krimpenfort**	Konus Nr. : **S15CFII.S14615**
	Ort : **Vechta**	Projekt Nr. : **20190110-10002**
		CPT Nr. : **CPT 1** **1/5**

1.47



geo technik heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

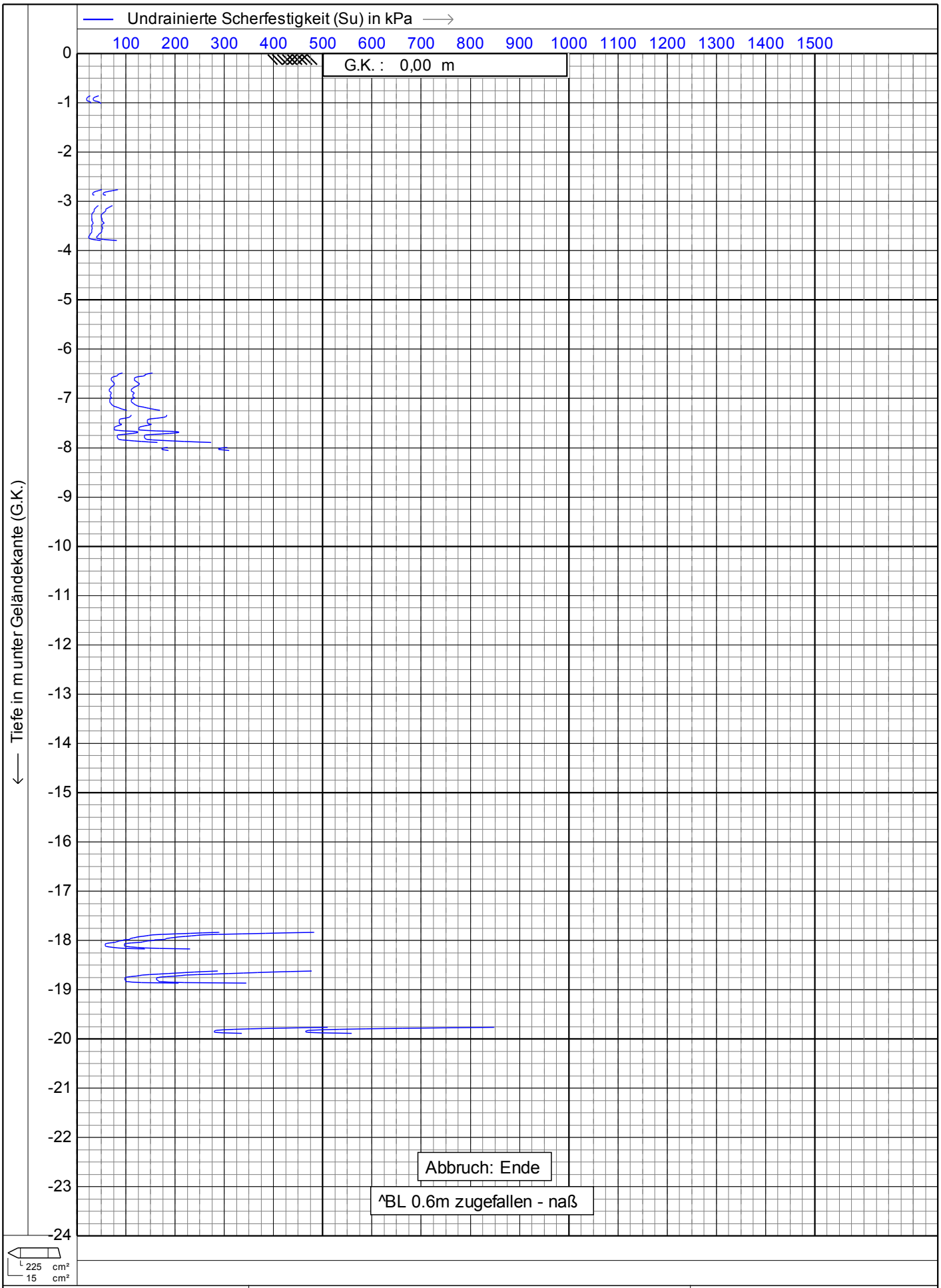
Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013)

Projekt : **Vechts-Krimpenfort**

Ort : **Vechta**

Datum	: **14.01.2019**
Konus Nr.	: **S15CFII.S14615**
Projekt Nr.	: **20190110-10002**
CPT Nr.	: **CPT 1** **2/5**

1.47



geo technik heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

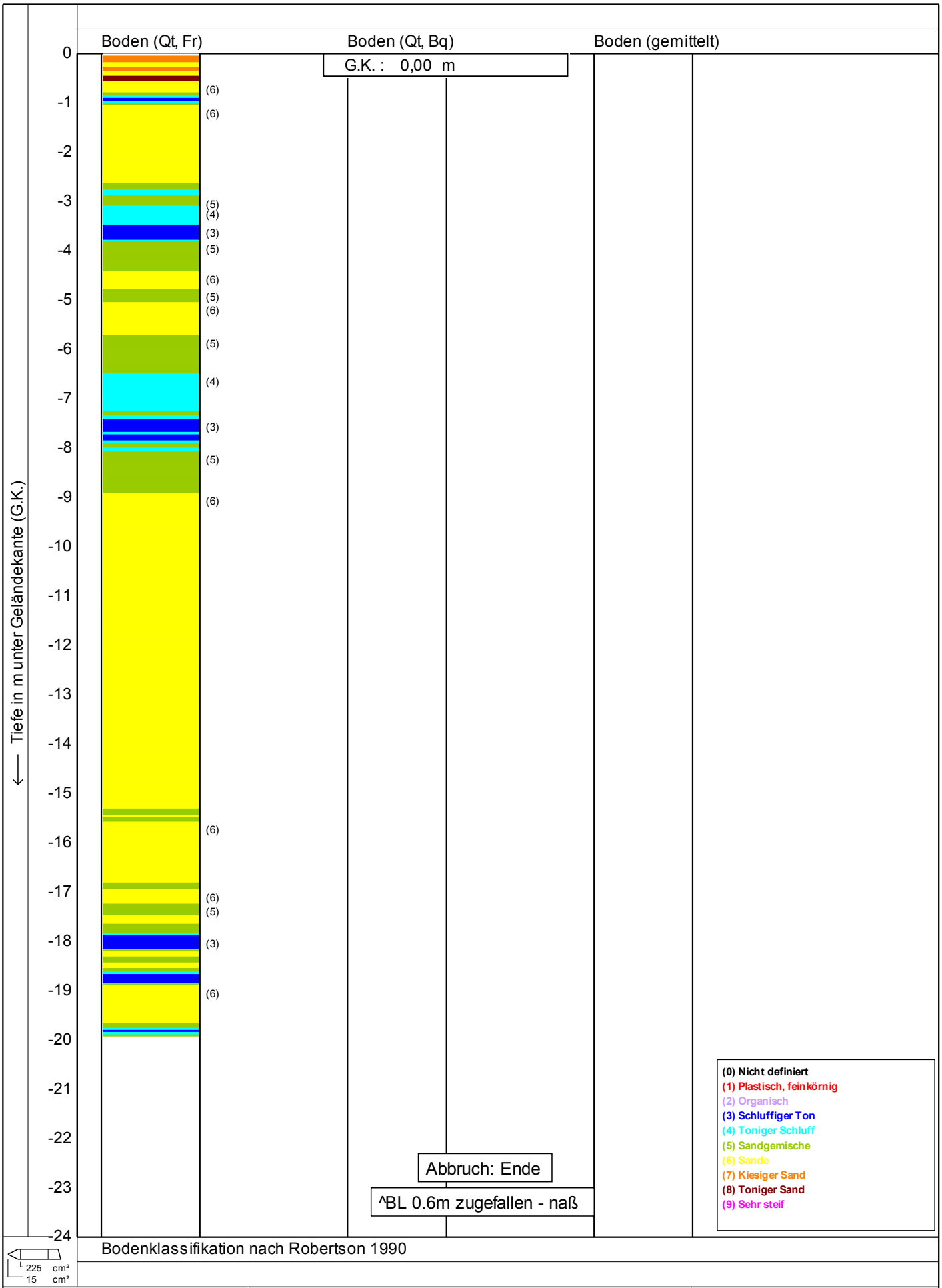
Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013)

Projekt : **Vechts-Krimpenfort**

Ort : **Vechta**

Datum	: **14.01.2019**
Konus Nr.	: **S15CFII.S14615**
Projekt Nr.	: **20190110-10002**
CPT Nr.	: **CPT 1** **3/5**

1.47



Bodenklassifikation nach Robertson 1990

geo technik heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013)

Projekt : **Vechts-Krimpenfort**

Ort : **Vechta**

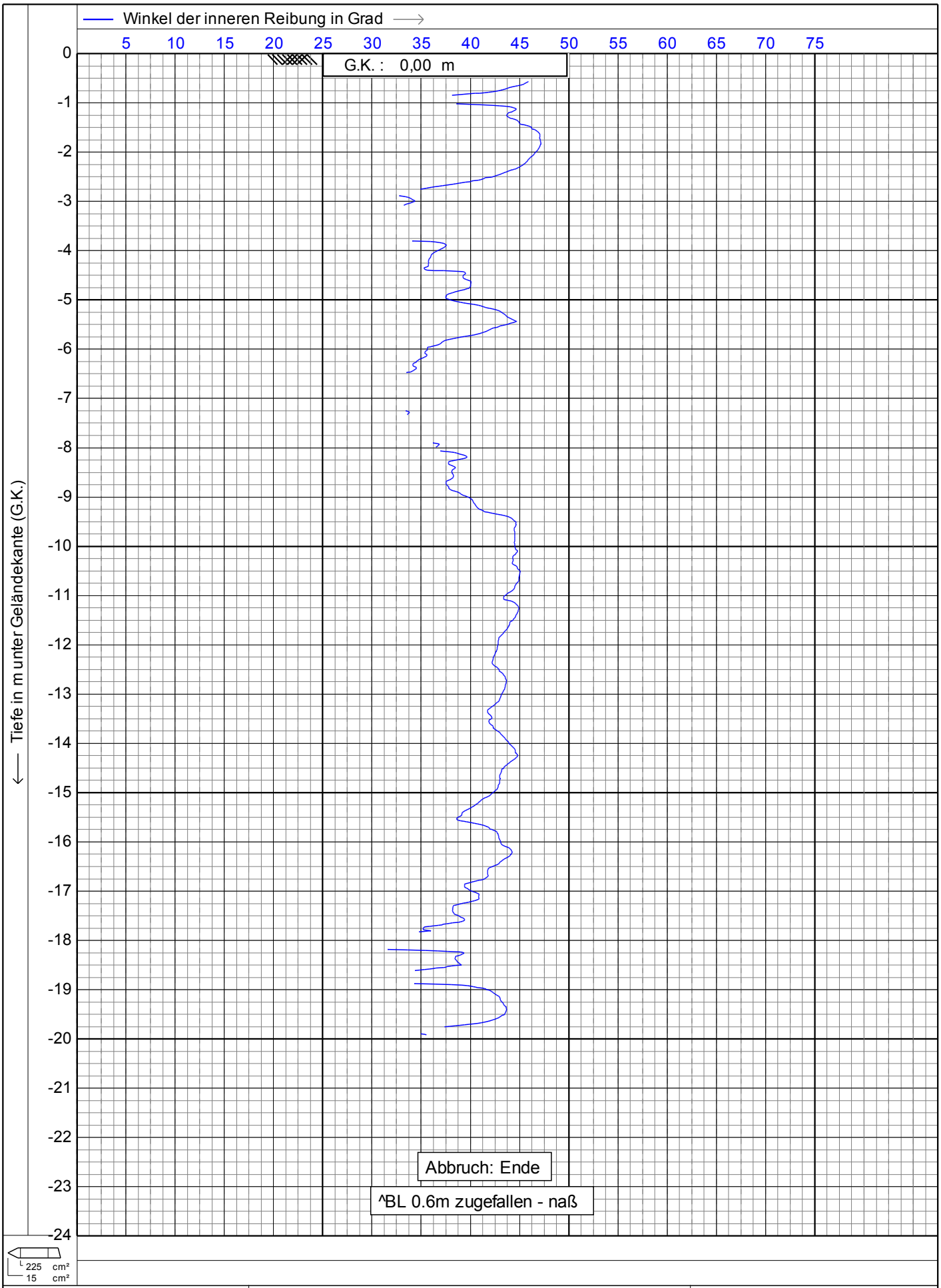
Datum : **14.01.2019**

Konus Nr. : **S15CFII.S14615**

Projekt Nr. : **20190110-10002**

CPT Nr. : **CPT 1** **4/5**

1.47



geo technik heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

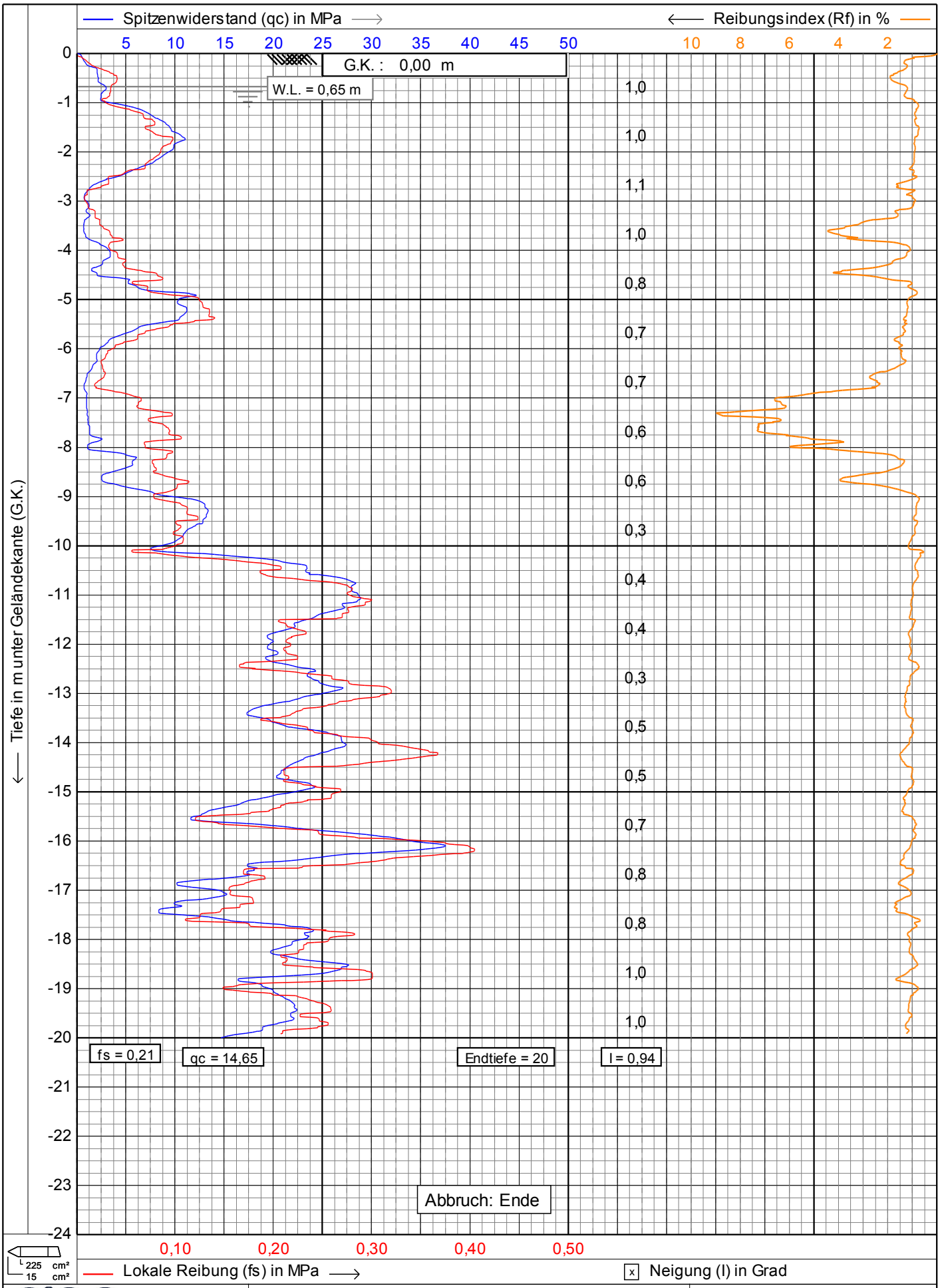
Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013)

Projekt : **Vechts-Krimpenfort**

Ort : **Vechta**

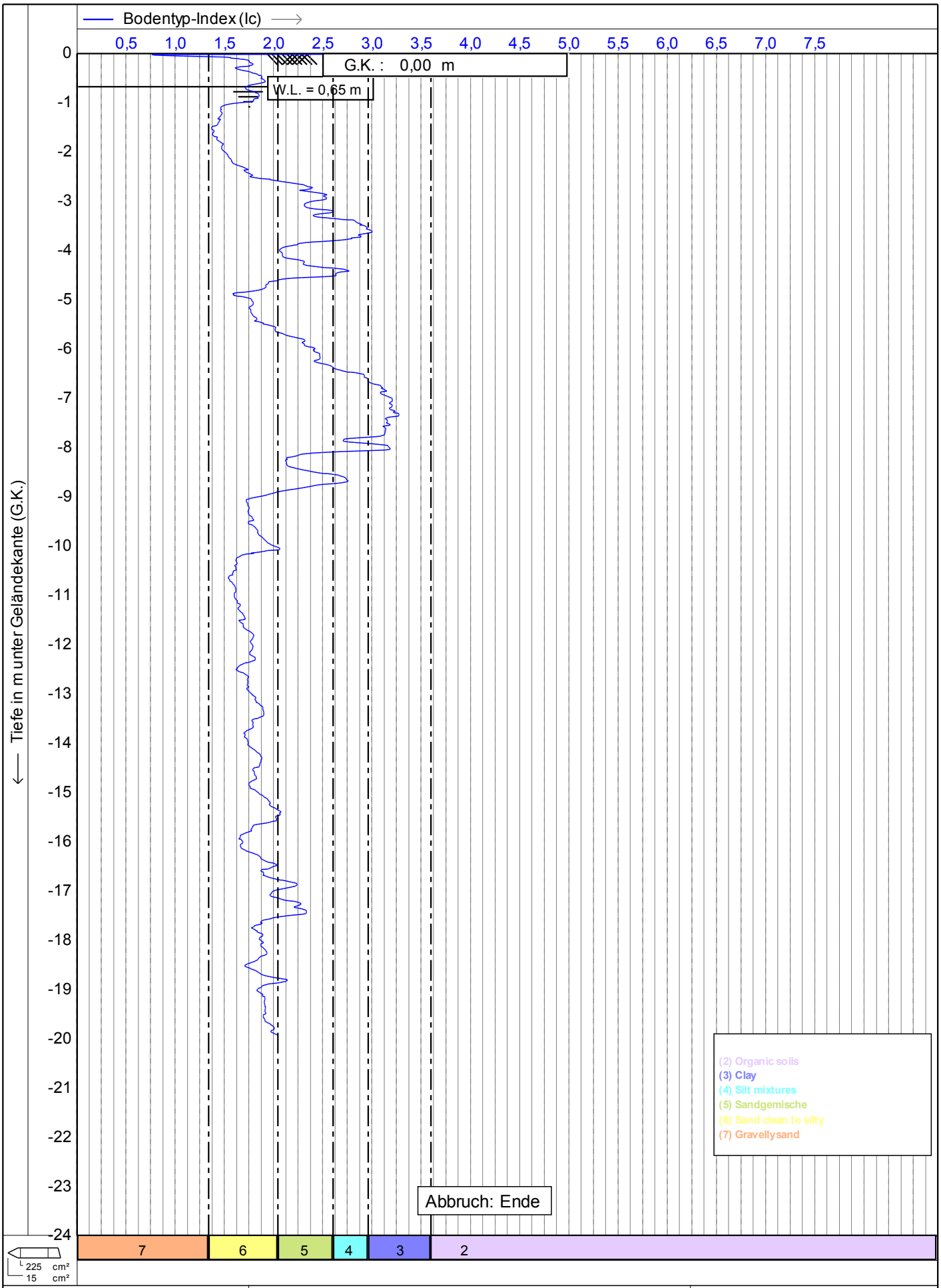
Datum	: **14.01.2019**
Konus Nr.	: **S15CFII.S14615**
Projekt Nr.	: **20190110-10002**
CPT Nr.	: **CPT 1** **5/5**

1.47



geo technik heiligenstadt gmbh Beratende Ingenieure VBI	Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013) Projekt : **Vechts-Krimpenfort** Ort : **Vechta**	Datum : **14.01.2019** Konus Nr. : **S15CFII.S14615** Projekt Nr. : **20190110-10002** CPT Nr. : **CPT 2** **1/5**

1.47



geo technik heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013)

Projekt : **Vechts-Krimpenfort**

Ort : **Vechta**

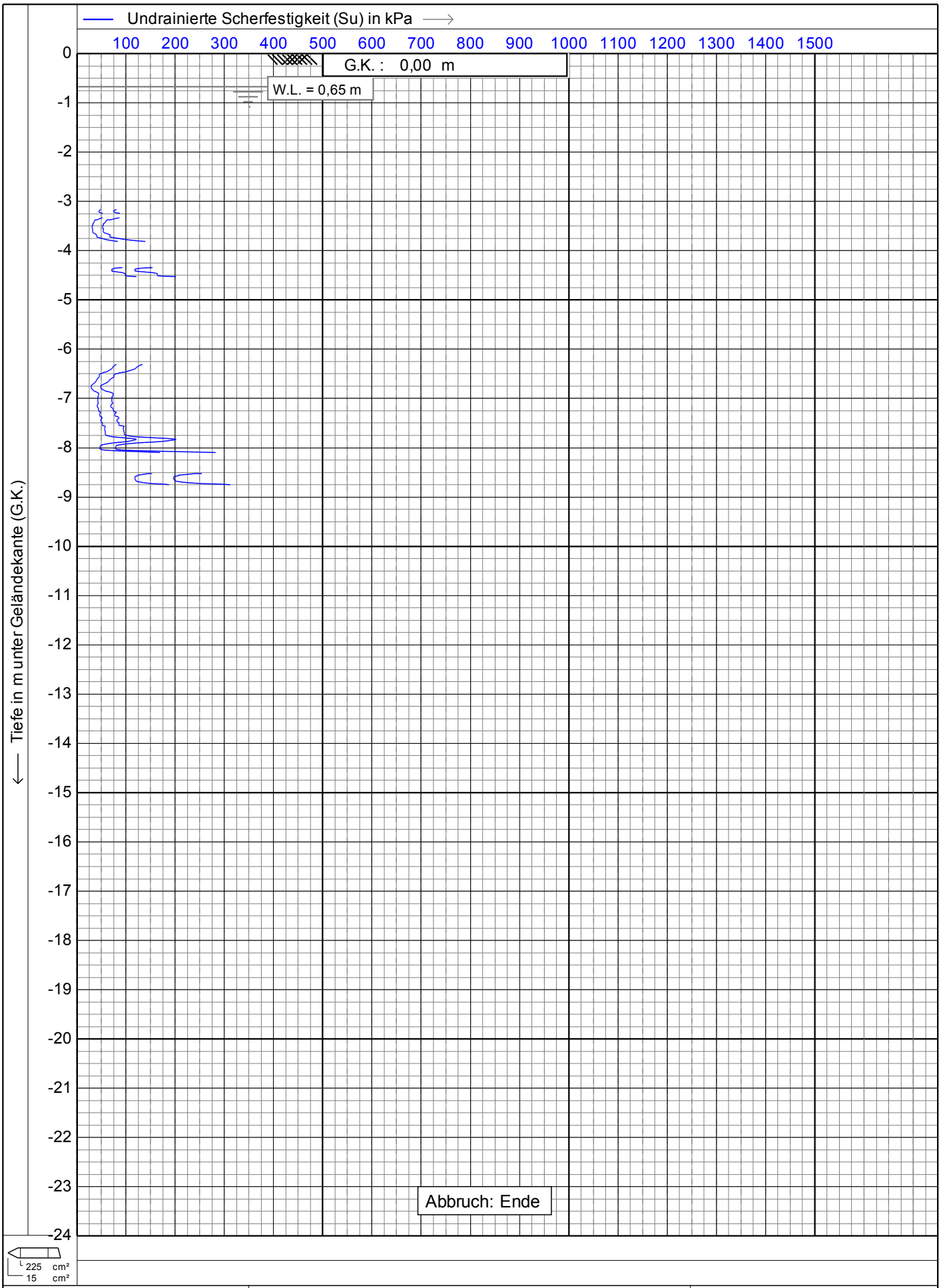
Datum : **14.01.2019**

Konus Nr. : **S15CFII.S14615**

Projekt Nr. : **20190110-10002**

CPT Nr. : **CPT 2** **2/5**

1.47



geo technik heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

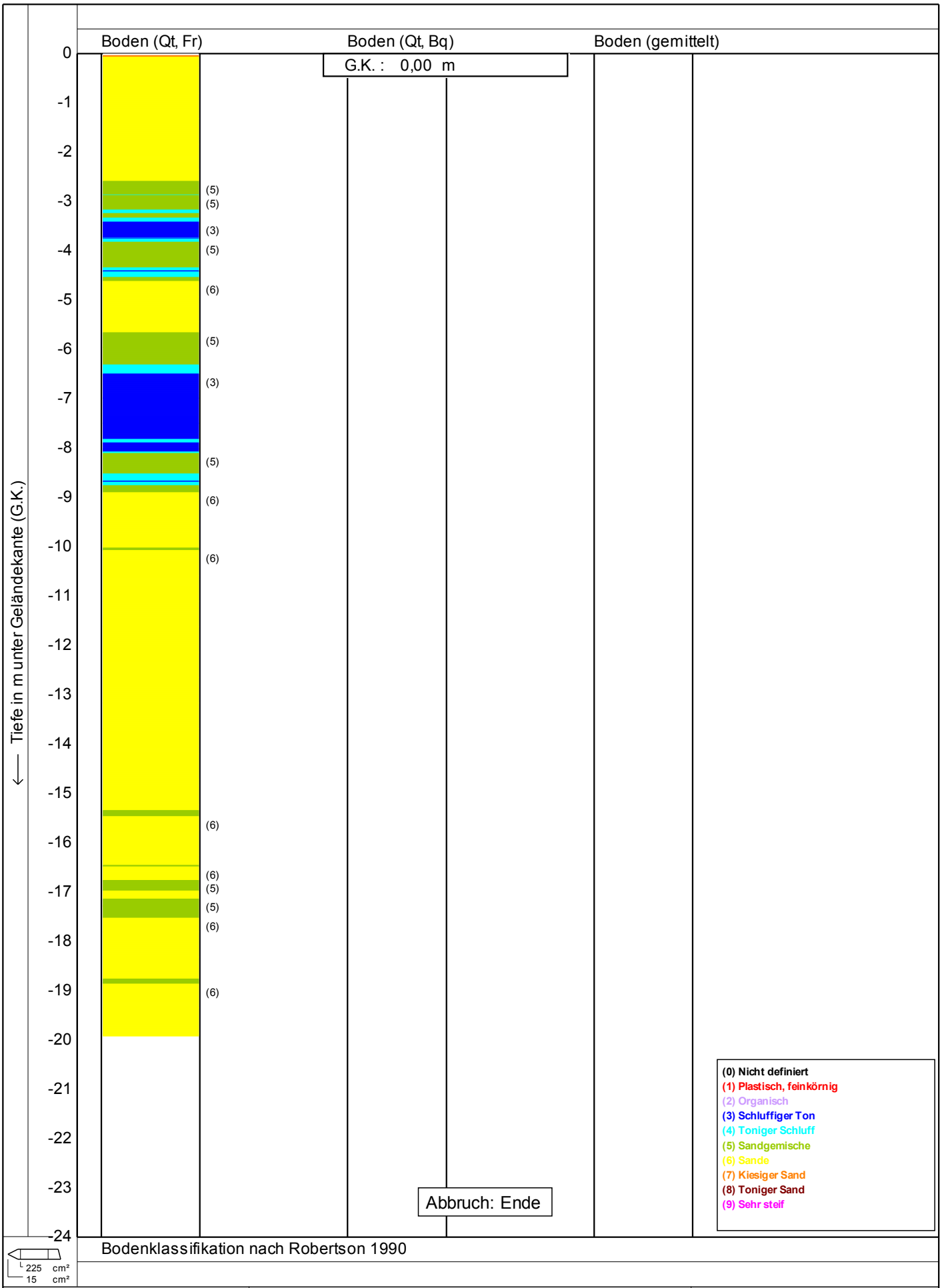
Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013)

Projekt : **Vechts-Krimpenfort**

Ort : **Vechta**

Datum	: **14.01.2019**
Konus Nr.	: **S15CFII.S14615**
Projekt Nr.	: **20190110-10002**
CPT Nr.	: **CPT 2** **3/5**

1.47



Bodenklassifikation nach Robertson 1990

geo technik heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013)

Projekt : **Vechts-Krimpenfort**

Ort : **Vechta**

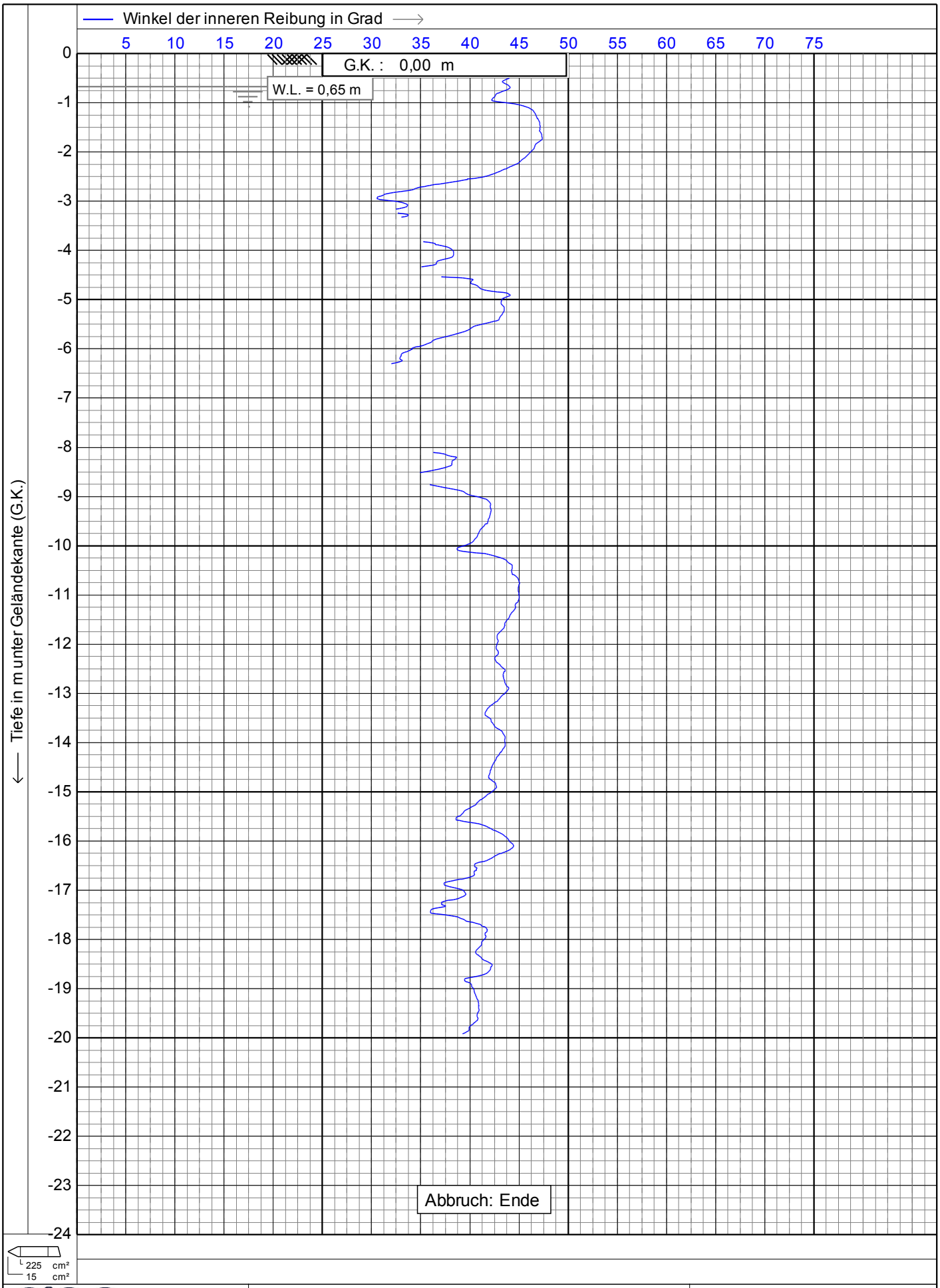
Datum : **14.01.2019**

Konus Nr. : **S15CFII.S14615**

Projekt Nr. : **20190110-10002**

CPT Nr. : **CPT 2** **4/5**

1.47



geo technik heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

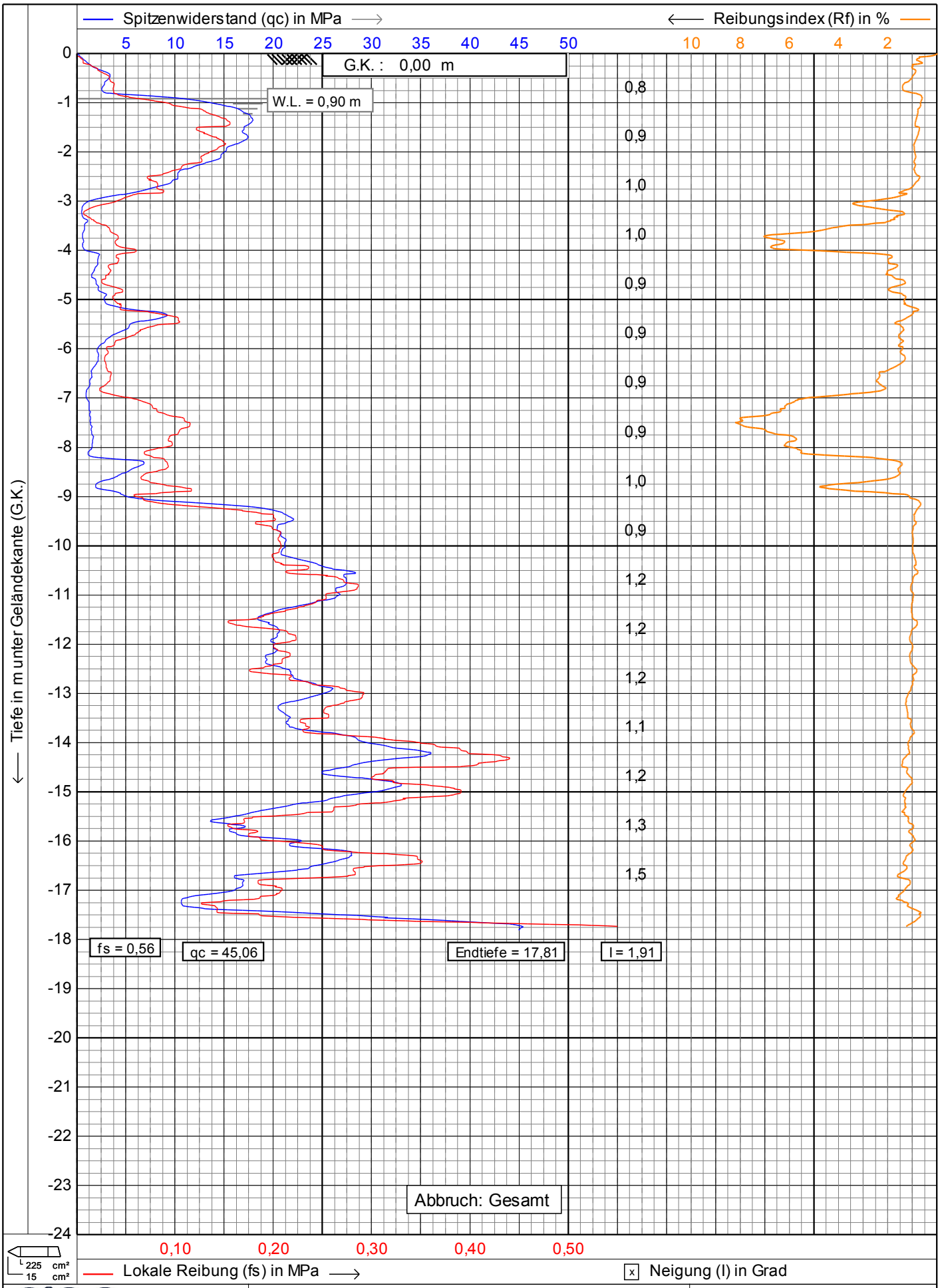
Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013)

Projekt : **Vechts-Krimpenfort**

Ort : **Vechta**

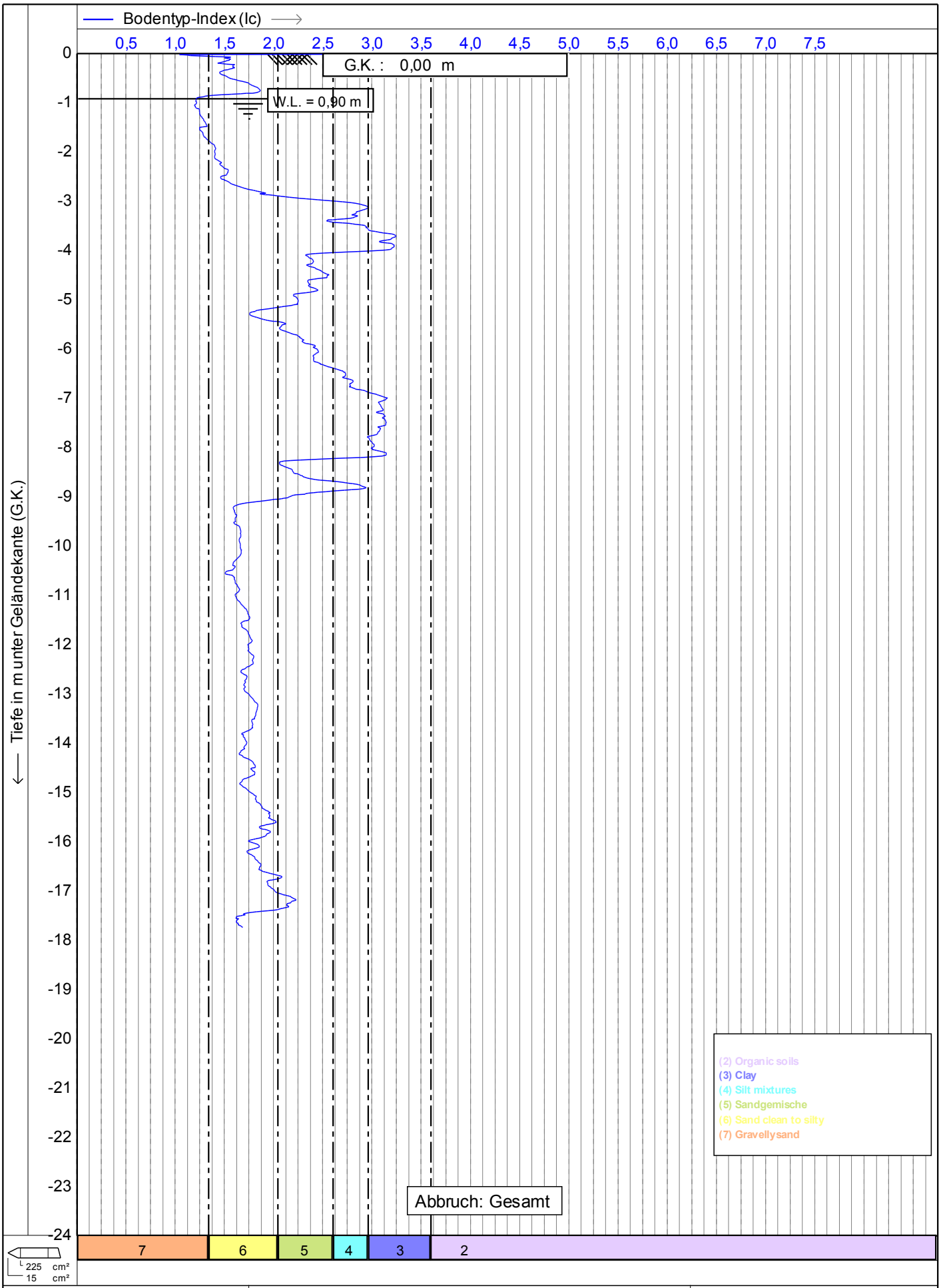
Datum	: **14.01.2019**
Konus Nr.	: **S15CFII.S14615**
Projekt Nr.	: **20190110-10002**
CPT Nr.	: **CPT 2** **5/5**

1.47



geo technik heiligenstadt gmbh Beratende Ingenieure VBI	Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013) Projekt : **Vechts-Krimpenfort** Ort : **Vechta**	Datum : **14.01.2019** Konus Nr. : **S15CFII.S14615** Projekt Nr. : **20190110-10002** CPT Nr. : **CPT 3** **1/5**

1.47



geo technik heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013)

Projekt : **Vechts-Krimpenfort**

Ort : **Vechta**

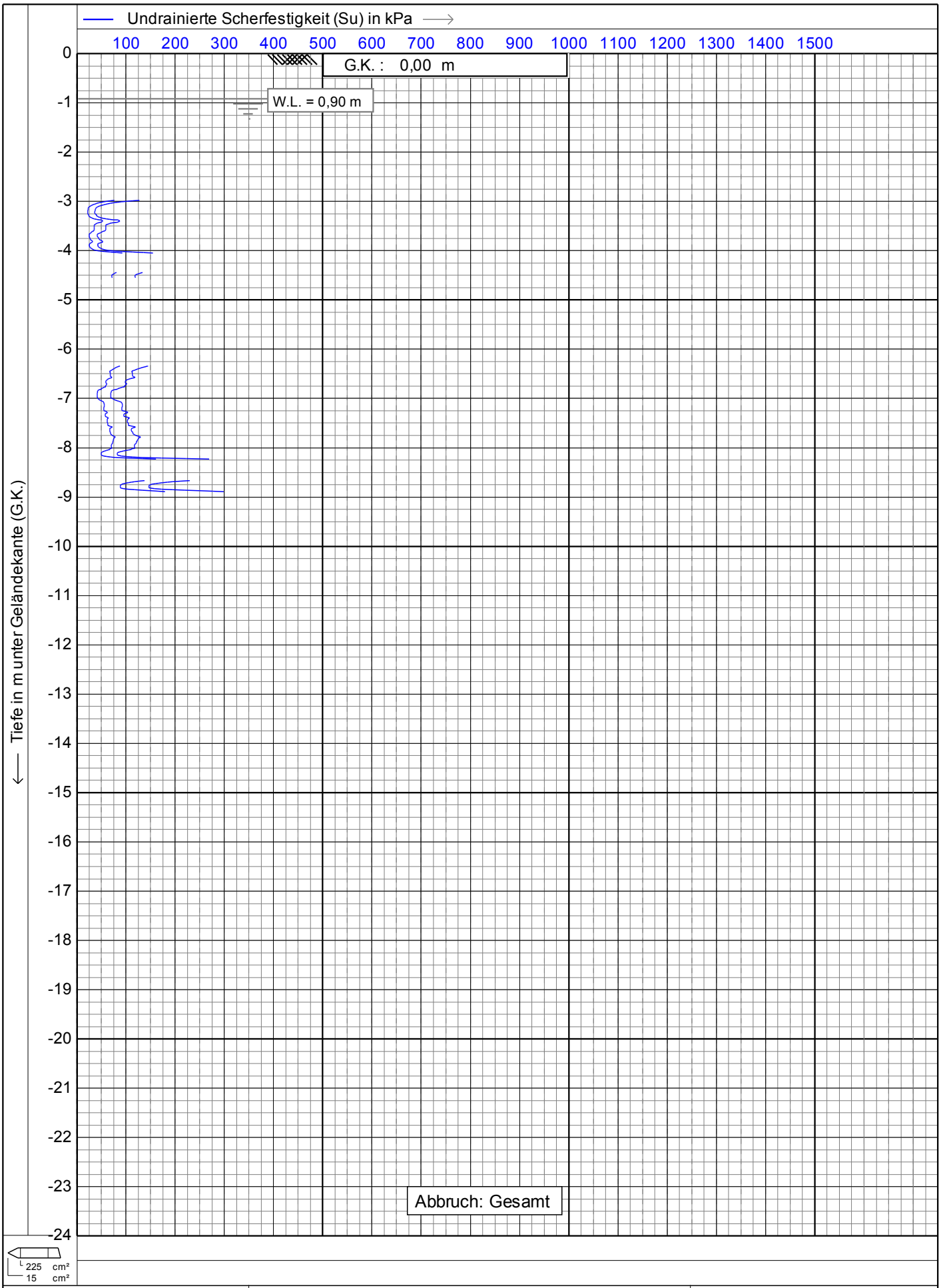
Datum : **14.01.2019**

Konus Nr. : **S15CFII.S14615**

Projekt Nr. : **20190110-10002**

CPT Nr. : **CPT 3** **2/5**

1.47



geo technik heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

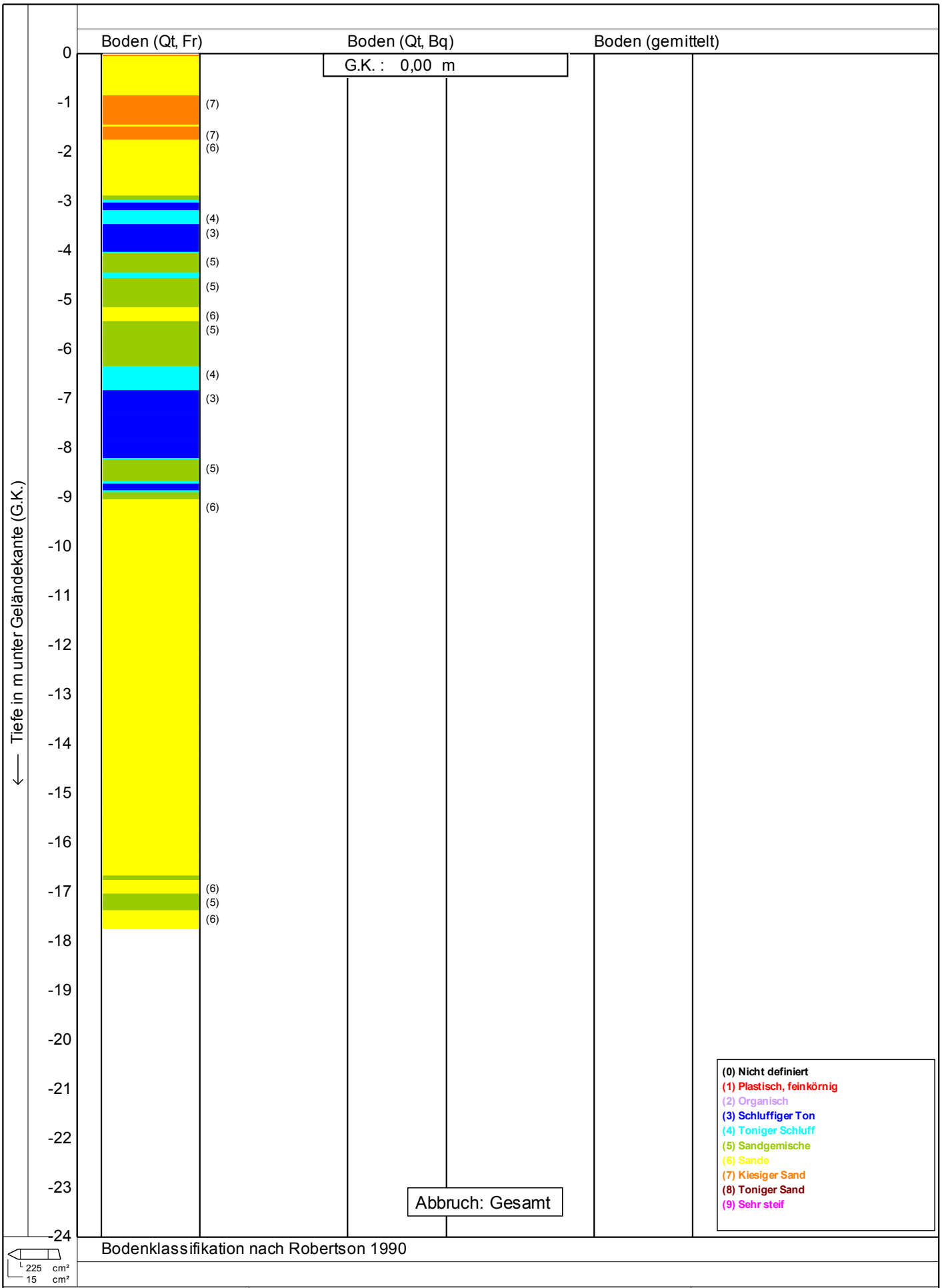
Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013)

Projekt : **Vechts-Krimpenfort**

Ort : **Vechta**

Datum	: **14.01.2019**
Konus Nr.	: **S15CFII.S14615**
Projekt Nr.	: **20190110-10002**
CPT Nr.	: **CPT 3** **3/5**

1.47



Bodenklassifikation nach Robertson 1990

geo technik heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013)

Projekt : **Vechts-Krimpenfort**

Ort : **Vechta**

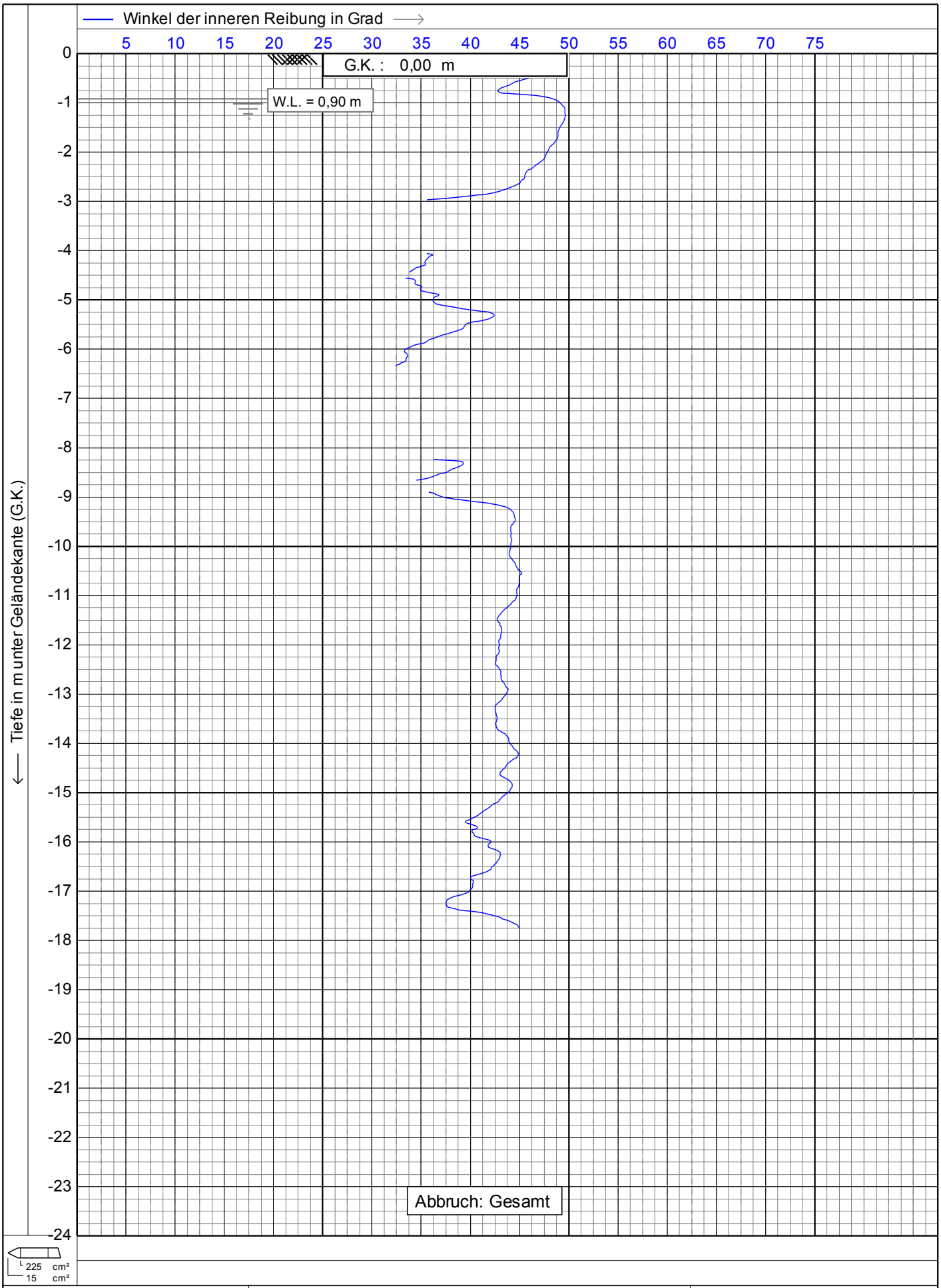
Datum : **14.01.2019**

Konus Nr. : **S15CFII.S14615**

Projekt Nr. : **20190110-10002**

CPT Nr. : **CPT 3** **4/5**

1.47



geo technik heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

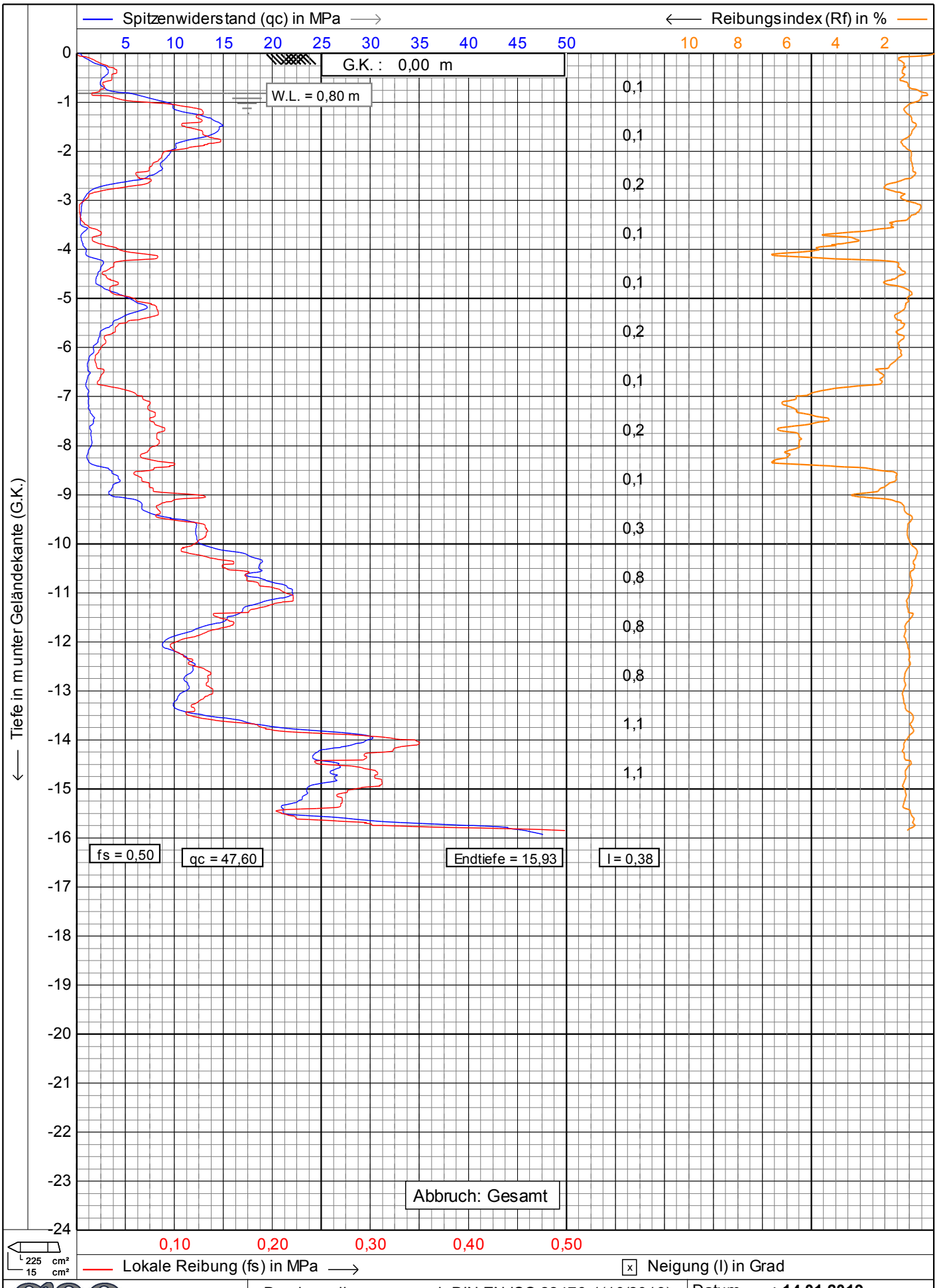
Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013)

Projekt : **Vechts-Krimpenfort**

Ort : **Vechta**

Datum	: **14.01.2019**
Konus Nr.	: **S15CFII.S14615**
Projekt Nr.	: **20190110-10002**
CPT Nr.	: **CPT 3** **5/5**

1.47



geo technik heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

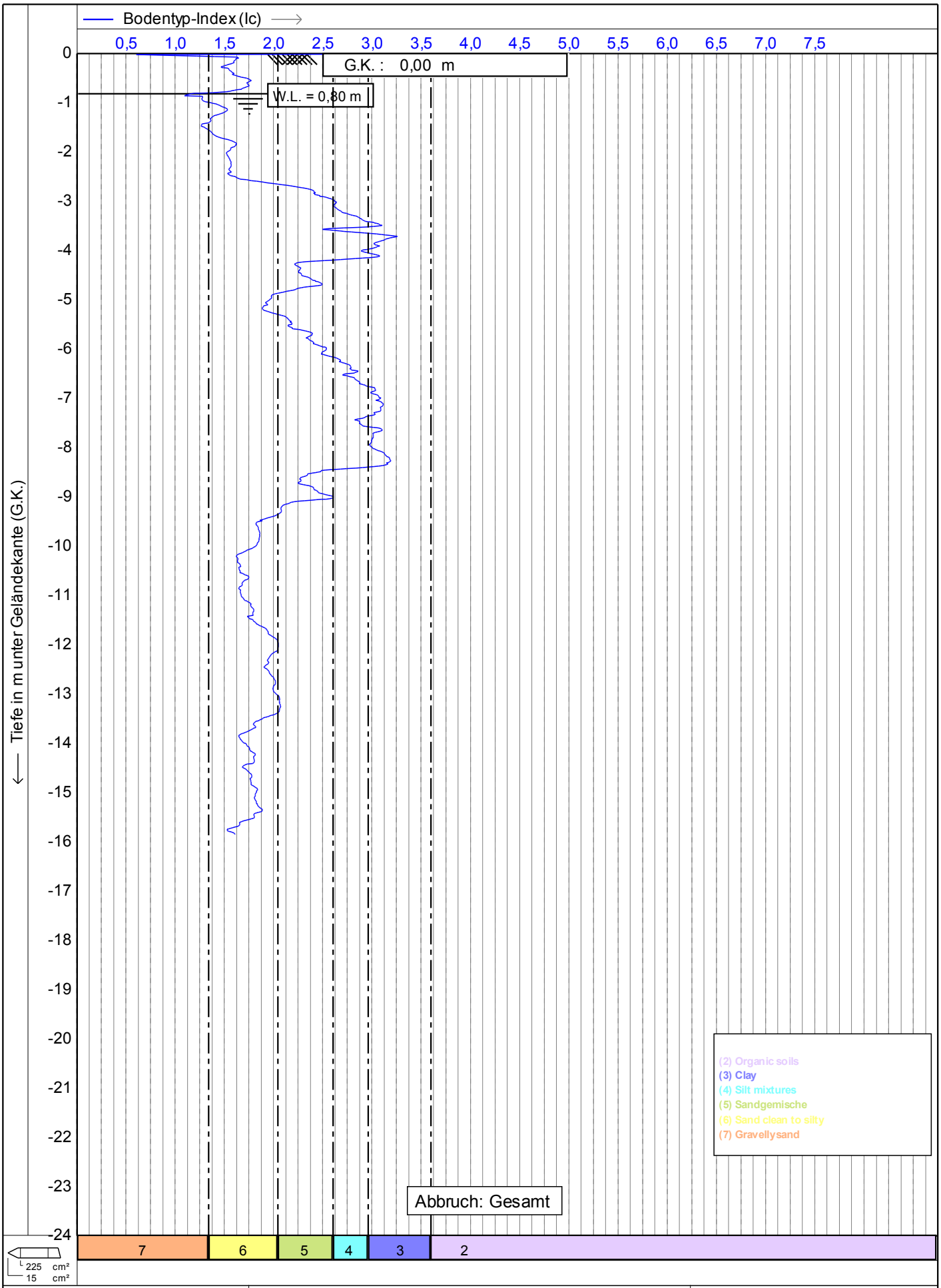
Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013)

Projekt : **Vechts-Krimpenfort**

Ort : **Vechta**

Datum	: **14.01.2019**
Konus Nr.	: **S15CFII.S14615**
Projekt Nr.	: **20190110-10002**
CPT Nr.	: **CPT 4** **1/5**

1.47



geo technik heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

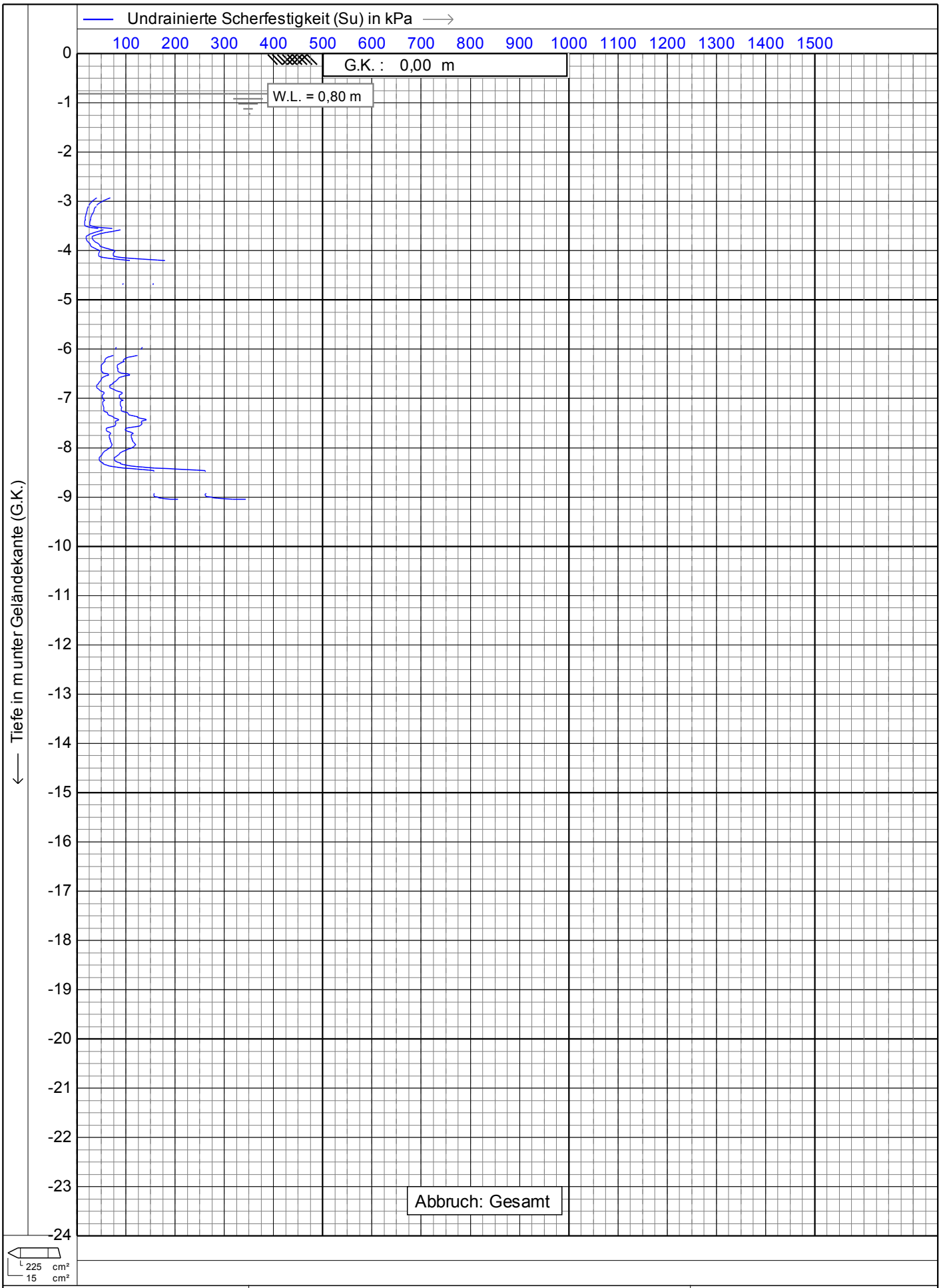
Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013)

Projekt : **Vechts-Krimpenfort**

Ort : **Vechta**

Datum	: **14.01.2019**
Konus Nr.	: **S15CFII.S14615**
Projekt Nr.	: **20190110-10002**
CPT Nr.	: **CPT 4** **2/5**

1.47



geo technik heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

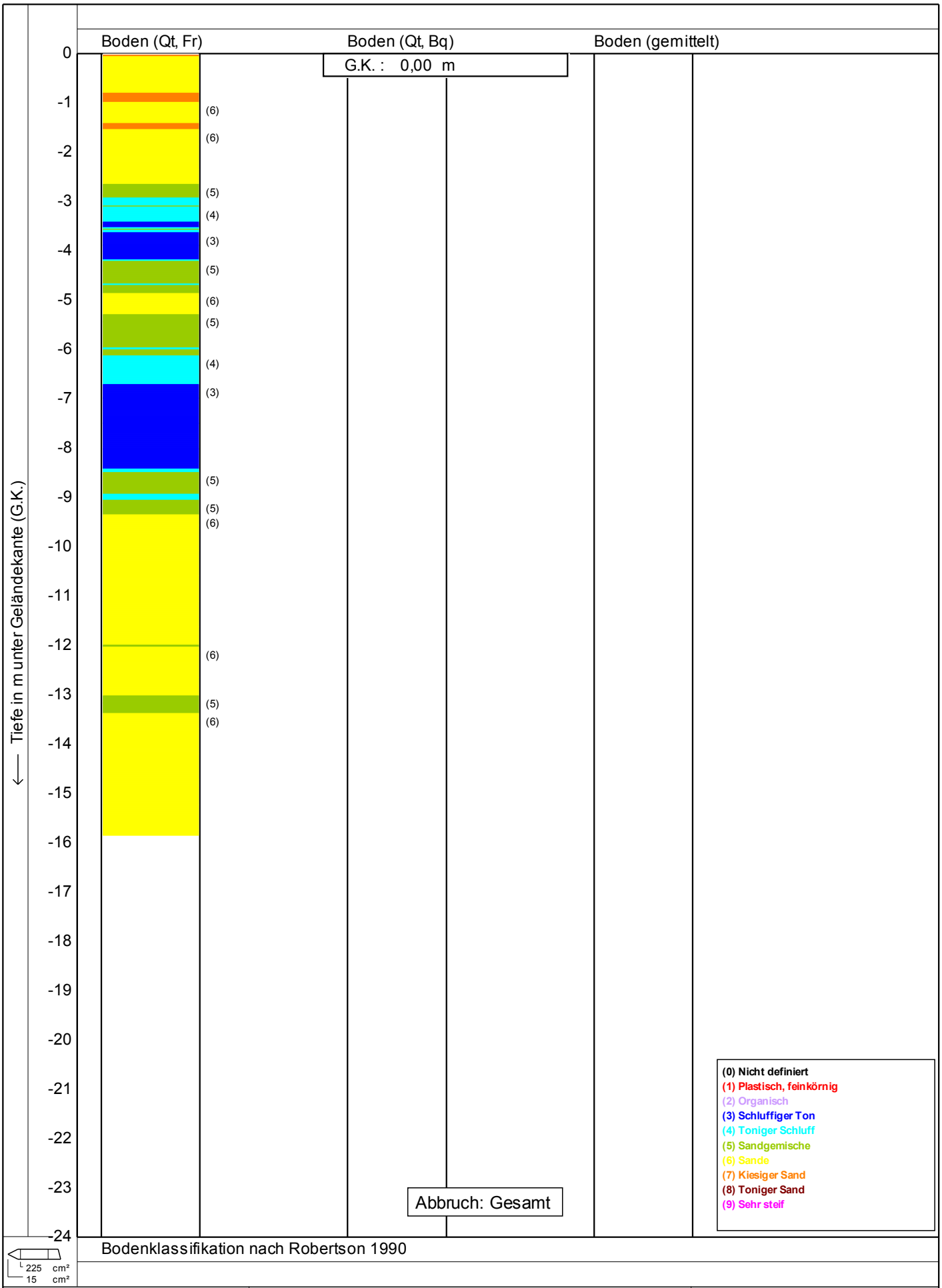
Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013)

Projekt : **Vechts-Krimpenfort**

Ort : **Vechta**

Datum	: **14.01.2019**
Konus Nr.	: **S15CFII.S14615**
Projekt Nr.	: **20190110-10002**
CPT Nr.	: **CPT 4**

1.47



geo technik heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013)

Projekt : **Vechts-Krimpenfort**

Ort : **Vechta**

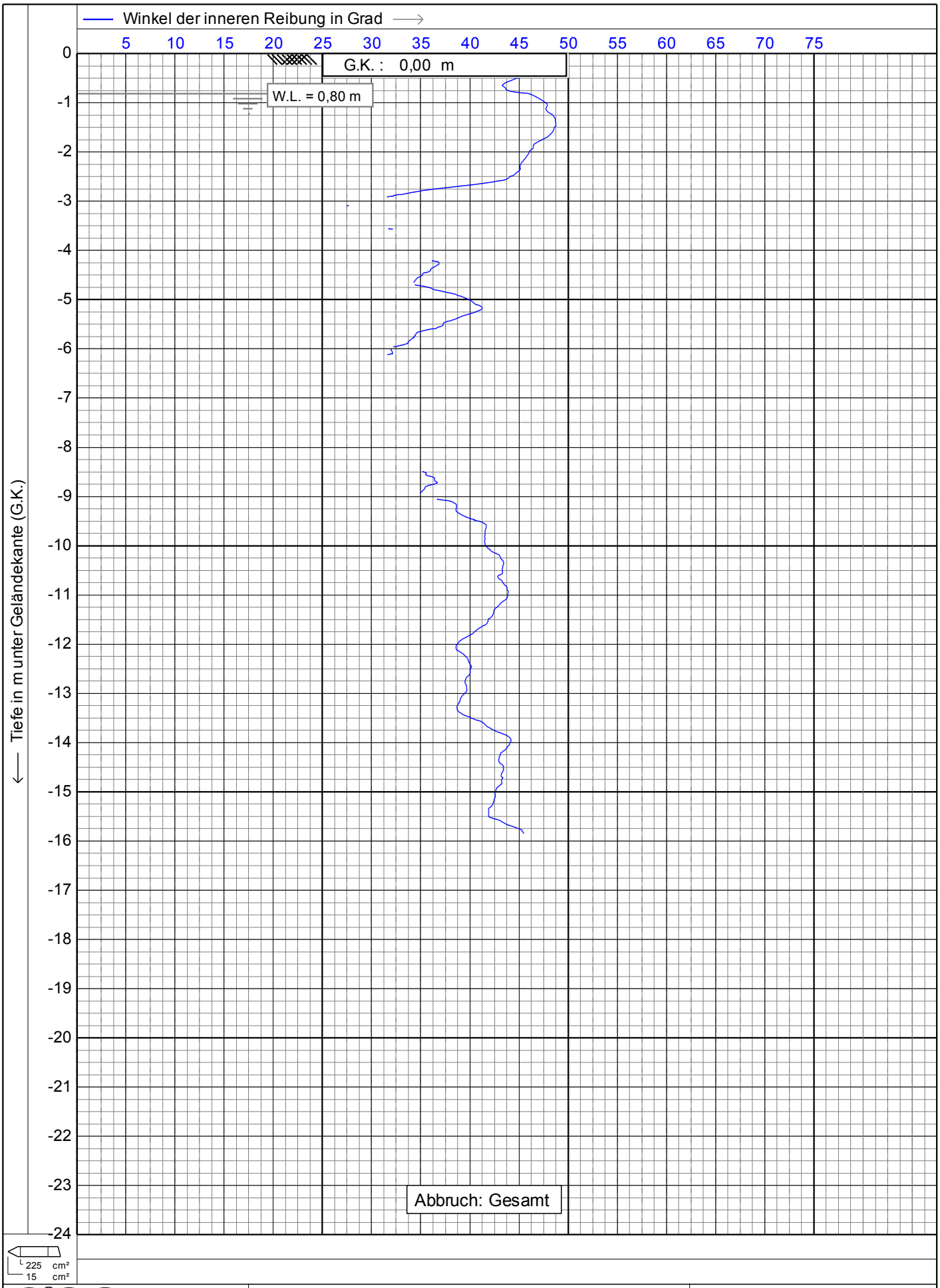
Datum : **14.01.2019**

Konus Nr. : **S15CFII.S14615**

Projekt Nr. : **20190110-10002**

CPT Nr. : **CPT 4** **4/5**

1.47



geo technik heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1(10/2013)

Projekt : **Vechts-Krimpenfort**

Ort : **Vechta**

Datum	: **14.01.2019**
Konus Nr.	: **S15CFII.S14615**
Projekt Nr.	: **20190110-10002**
CPT Nr.	: **CPT 4** **5/5**

1.47

Anlage 6
Beschreibung des Verfahrens – Aktive MASW und refraktionsseismische Messungen

Die aktive „Multichannel analysis of surface waves“ (kurz MASW; dt: Mehrkanal-Analyse von Oberflächenwellen) ist ein geophysikalisches Verfahren, mit dem die Scherwellengeschwindigkeit seismischer Wellen in verschiedenen Tiefen und geologischen Schichten ermittelt werden können. Mithilfe der Scherwellengeschwindigkeit können die elastischen Parameter des Untergrundes direkt bestimmt werden.

In der aktiven MASW werden die Nutzsignale durch Quellen, wie zum Beispiel einem Hammerschlag erzeugt. Die passive MASW bedient sich lediglich der Analyse seismischen Rauschens welches durch äußere Umgebungsgegebenheiten (z.B. Verkehrsstraßen) erzeugt werden.

Die Refraktionsseismik ist ein geophysikalisches Verfahren, mit dem die Ausbreitungsgeschwindigkeiten seismischer Wellen in verschiedenen Tiefen und geologischen Schichten ermittelt werden können. Mithilfe dieser Geschwindigkeiten können die elastischen Parameter des Untergrundes direkt bestimmt werden.

1 Grundlagen der Elastizitätstheorie

In der Seismik wird mit Hilfe einer Quelle ein elastischer Impuls erzeugt, der den Untergrund zum Schwingen anregt. Als Quelle kann zum Beispiel ein Hammerschlag oder eine Sprengung genutzt werden. Viele Gesteine verformen sich unter Einfluss einer mechanischen Belastung elastisch. Eine mechanische Anregung wie ein Hammerschlag kann daher ein Wellenfeld erzeugen, das sich im Untergrund ausbreitet.

Seismische Methoden werden unter anderem zur Erkundung oberflächennaher Schichten eingesetzt. Dafür sind zwei verschiedene Wellentypen von besonderer Bedeutung:

- Raumwellen
- Oberflächenwellen

Je nach verwendeter Methodik und Fragestellung werden diese Wellentypen verschieden analysiert.

Raumwellen:

In Festkörpern gibt es zwei verschiedene Arten elastischer Raumwellen:

- P-Wellen
- S-Wellen

Bei P-Wellen, die auch Kompressionswellen oder Longitudinalwellen genannt werden, bewegen sich die Teilchen in der Ausbreitungsrichtung der Welle. Sie sind also longitudinal polarisiert (Abb. 1a). Bei S-Wellen, die auch als Scherwellen oder Transversalwellen bezeichnet werden, ist die Teilchenbewegung dagegen senkrecht zur Wellenausbreitungsrichtung. Sie sind dementsprechend transversal polarisiert (Abb. 1b). Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Kompressionswelle ist stets höher als die der Scherwelle. Deshalb erreicht die Kompressionswelle jeden Empfänger (Geophon) an jeder beliebigen Position vor der Scherwelle. Aus diesem zeitlich versetzten Eintreffen stammen die Bezeichnungen *P-Welle* (Primärwelle) für die zuerst eintreffende Kompressionswelle und *S-Welle* (Sekundärwelle) für die danach ankommende Scherwelle.

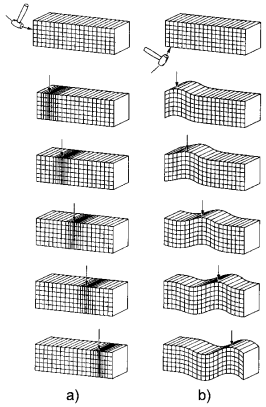


Abb. 1: *Ausbreitung von Raumwellen in elastischem Material: a) Kompressionswelle, b) Scherwelle*
(Quelle: Berckhemer, H. (1997): *Grundlagen der Geophysik*. Wissenschaftliche Buchgesellschaft)

Für isotrope Festkörper ist die Ausbreitungsgeschwindigkeit elastischer Raumwellen abhängig von der Dichte und dem Elastizitätsmodul des jeweiligen Materials. Wichtige Elastizitätsparameter sind das sogenannte Schermodul μ, das die elastische Verformung aufgrund einer Scherkraft beschreibt, und das Kompressionsmodul K, das beschreibt, wie sich das Volumen eines Körpers unter Einfluss von Druck verändert. Die beiden Module werden wie folgt definiert:

$$\mu = \frac{Scherspannung\ \tau}{Scherdeformation \quad \tan\theta}$$

$$K = \frac{Volumenspannung\ P}{relative Volumenänderung\ \Delta V / V}$$

Die Scherspannung τ beschreibt hierbei die Spannung, die das Material durch das Einwirken äußerer Kräfte erfährt. Der Winkel θ beschreibt den Grad der Scherung des Materials unter Einfluss der Scherspannung.

Die Volumenspannung P beschreibt den Druck, der auf den Festkörper ausgeübt wird. Der Körper reagiert elastisch auf diesen Druck. Es findet eine relative Volumenänderung ΔV/V statt, die auch Volumendeformation genannt wird.

Die Beziehungen zwischen der Dichte ρ, der Ausbreitungsgeschwindigkeit der P-Welle v_p und der Ausbreitungsgeschwindigkeit der S-Welle v_s lauten wie folgt:

$$v_p = \left[\frac{K + 4/3\,\mu}{\rho} \right]^{1/2}$$

und

$$v_s = \left[\frac{\mu}{\rho} \right]^{1/2}.$$

Wenn die seismischen Geschwindigkeiten des Untergrundes bei geophysikalischen Messungen bestimmt werden, können daraus sämtliche dynamischen Module für verschiedene geologische Schichten und Tiefen des Untergrundes bestimmt werden. Eine notwendige Bedingung dafür ist jedoch die Zunahme der seismischen Geschwindigkeiten mit zunehmender Schichttiefe. Weist eine Schicht eine geringere Geschwindigkeit auf als die darüber liegende Schicht, so ist die dazwischen liegende Schichtgrenze bei der Interpretation nicht sichtbar. Allerdings steigt mit zunehmender Tiefe der hydrostatische Druck im Untergrund und die damit verbundene zunehmende Kompaktion und Dichte in größeren Tiefen garantiert in den meisten Fällen ansteigende seismische Geschwindigkeiten.

Ein weiterer relevanter Parameter in der Seismik ist das folgende Verhältnis:

$$\frac{v_p}{v_s} = \left[\frac{2(1-\sigma)}{(1-2\sigma)} \right]^{1/2}.$$

Daraus kann die Poissonzahl σ abgeleitet werden, welche das Verhältnis zwischen lateraler und longitudinaler Deformation bei Einwirken einer äußeren Kraft beschreibt:

$$\sigma = \frac{2 - \left(\frac{v_p}{v_s} \right)^2}{2\left(1 - \left(\frac{v_p}{v_s} \right)^2 \right)}$$

Die Poissonzahl wird auch Querkontraktionszahl genannt. Sie kann lediglich Werte zwischen 0 und 0,5 annehmen.

Oberflächenwellen:

Es wird im Allgemeinen unter den folgenden Oberflächenwellentypen unterschieden:

- Rayleigh-Wellen
- Love-Wellen
- Scholte-Wellen

Diese breiten sich lediglich an Diskontinuitäten aus und werden exponentiell mit der Tiefe gedämpft. Da sich die Oberflächenwellen im Gegensatz zu Raumwellen lediglich in 2 Dimensionen ausbreiten, ist der Energieverlust durch geometrische Divergenz proportional zu 1/r und nicht wie bei Raumwellen zu $1/r^2$. Die Energie, sowie die Amplituden von Oberflächen sind deshalb deutlich höher als von Raumwellen.

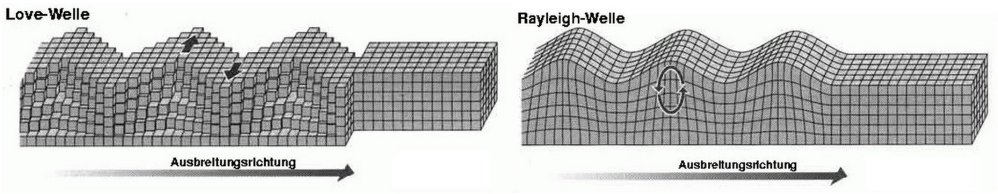


Abb. 2: *Ausbreitung von Oberflächenwellen in elastischem Material: a) Love-Welle, b) Rayleigh-Welle*
(Quelle: http://www.erdbebendienst.de/erdbebenkunde/seismische-wellen/)

Rayleigh-Wellen sind elliptisch polarisiert wobei die Hauptachse der Ellipse senkrecht zur Oberfläche steht. Die Wellen führen dabei eine Art „rollende" Bewegung wie auch Wasserwellen durch. Rayleigh-Wellen sind aufgrund ihrer Polarisation und der großen Energie (große Amplituden) für den Großteil der Schäden bei Erdbeben verantwortlich.

Love-Wellen sind senkrecht zur Ausbreitungsrichtung in horizontaler Richtung polarisiert und werden daher auch SH Wellen genannt. Love-Wellen werden durch gängige Energiequellen in der Ingenieurgeologie nur sehr schwach erzeugt und besitzen deshalb keine Bedeutung.

Scholte-Wellen sind wie auch Rayleigh-Wellen elliptisch polarisiert, bilden sich jedoch ausschließlich an Grenzflächen von flüssig zu fest aus.

Alle oben genannten Oberflächenwellenarten verhalten sich dispersiv. D.h. die Ausbreitungsgeschwindigkeiten der seismischen Wellen sind abhängig von der Frequenz. Es werden dabei zwei Geschwindigkeiten unterschieden. Die Phasengeschwindigkeit v_p ist die Geschwindigkeit, mit der sich eine Phase einer bestimmten Frequenz ausbreitet. Hingegen ist die Gruppengeschwindigkeit v_g diejenige Geschwindigkeit, mit dem sich ein Energieimpuls fortbewegt. Normale Dispersion liegt vor wenn die Phasengeschwindigkeit mit der Frequenz zunimmt. Ein Wellenzug ist anormal dispersiv, wenn die Phasengeschwindigkeit mit der ansteigender Frequenz zunimmt.

2.1 MASW - Durchführung der Messung

Geophysikalische Messungen sollen Erkenntnisse über die physikalischen Eigenschaften der verschiedenen geologischen Schichten im Untergrund liefern. MASW Messungen können die Scherwellengeschwindigkeiten im Untergrund in den einzelnen Schichten liefern.

Der Messaufbau einer MASW Messkampagne ist in Abbildung 3 dargestellt. Die Sterne mit den Kürzeln S bezeichnen dabei seismische Schüsse, welche die Quelle des seismischen Impulses darstellen. Die Dreiecke mit den Bezeichnungen C stellen die Vertikalgeophone bzw. Kanäle dar. Die Größe Δx bezeichnet den Einzelgeophonabstand, welcher über die gesamte Auslagelänge D konstant ist. Bei einem Einzelgeophonabstand von 2 m und 24 Kanälen ergibt sich D zu 46 m. Das Quellenoffset x beträgt je nach Fragestellung (z.B. geforderter Eindringtiefe und Auflösung) zwischen 20% und 80% von D.

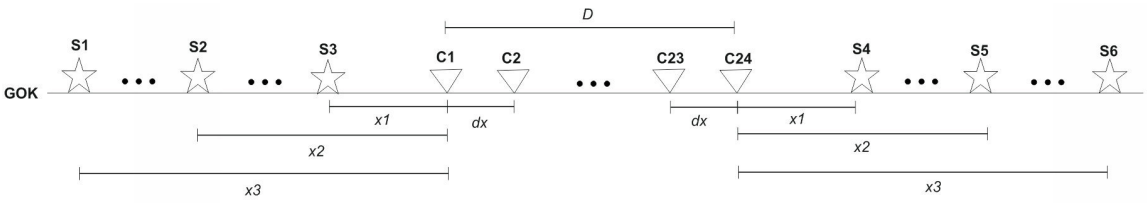


Abb. 3: *Messaufbau 1D-MASW Messkampagne*

Zur Anregung der seismischen Wellen wird ein Hammer mit einer Masse zwischen 7 kg und 12 kg verwendet. Die seismischen Wellen werden durch vertikales Schlagen des Hammers auf eine Schlagplatte (engl. shotplate) erzeugt.

Die jeweiligen Signale werden mit Vertikalgeophonen registriert und über einen A/D Wandler an den Seismograph gegeben. Die Aufnahmelänge sollte mind. 1,5 s bei einer Samplingrate von mind. 2000 Hz betragen, um langwellige Signale aufzeichnen zu können. Es sollten stets 4,5 Hz Vertikalgeophone verwendet werden. Eine Qualitätskontrolle der Daten wird direkt vor Ort durchgeführt und je nach Signal/Rausch Verhältnis mehrere Schüsse gestapelt. Dabei wurde die Messapparatur „*Terraloc*" von ABEM Instrument AB, Schweden, zur Datenaquisition und die Software „*parkseis*" zum Prozessing und zur Auswertung der Daten genutzt.

2.2 Refraktionsseismik - Durchführung der Messung

Geophysikalische Messungen sollen Erkenntnisse über die physikalischen Eigenschaften der verschiedenen geologischen Schichten im Untergrund liefern. Refraktionsseismische Messungen können die Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Raumwellen im Untergrund in den einzelnen Schichten liefern. Stellt man sich einen (horizontal) geschichteten Untergrund vor, werden die Kompressions- und Scherwellen an den geologischen Schichtgrenzen refraktiert. Abbildung 4 illustriert dieses Prinzip anhand eines einfachen Beispiels.

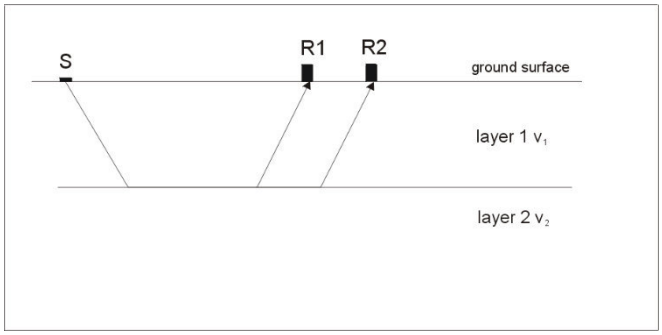


Abb. 4: *Messprinzip der Refraktionsseismik*

In der Abbildung markiert S die Position der seismischen Quelle, also den Ort, an dem der Hammerschlag stattfindet. R1 und R2 stellen zwei Empfänger (Geophone) dar, die die seismischen Signale aufzeichnen. Wie bereits erklärt, gilt als Voraussetzung für eine erfolgreiche Auswertung, dass v_2 größer als v_1 ist.

Eine Refraktion der seismischen Wellen findet allerdings nur bis zu einem bestimmten kritischen Einfallswinkel statt. Für größere Einfallswinkel wird die seismische Energie an der Schichtgrenze zurück an die Oberfläche reflektiert. Dies ist vergleichbar mit der Totalreflektion in der Optik. Wird genau der kritische Einfallswinkel erreicht, wird die Welle in die Schichtgrenze „hineingebrochen" und läuft in der Grenzfläche mit der Geschwindigkeit v_2 weiter. Nach dem Huygensschen Prinzip wird eine sekundäre Welle erzeugt, die als Kopfwelle (auch Mintrop-Welle genannt) an die Erdoberfläche zurück gelangt und dort an den Empfängern registriert werden kann. Da v_2 größer als v_1 ist, und sich die Kopfwelle deshalb schneller ausbreitet als die direkte Welle, welche mit der Geschwindigkeit v_1 auf direktem Weg von Quelle zu Empfänger läuft, überholt die Kopfwelle ab einer gewissen Entfernung die direkte Welle und trifft früher an den Empfängern ein. Dieser Effekt kann in den Laufzeitkurven beobachtet werden.

Die Aufzeichnungen der Geophone werden in einem Laufzeit-Diagramm dargestellt. Bei der Auswertung der Messung werden jeweils die Ersteinsätze der seismischen Wellen an jedem Geophon markiert. Verbindet man die Ersteinsätze der direkten Welle, entsteht im Einschichtfall eine Gerade, deren Anstieg genau $1/v_1$ beträgt.

Im Zweischichtfall kann bei größeren Entfernungen zwischen Quelle und Empfänger eine zweite Gerade an die Ersteinsätze der Kopfwelle angenähert werden, deren Anstieg $1/v_2$ beträgt.

Die Schichtgeschwindigkeiten können so leicht berechnet werden. Daraus können wie bereits beschrieben die elastischen Parameter wie Poissonzahl, Scher- und Kompressionsmodul bestimmt werden.
Die Tiefe der Schichtgrenze z kann zusammen mit dem Schnittpunkt der Geraden wie folgt bestimmt werden:

$$x_{cros} = 2z\left[\frac{v_2 + v_1}{v_2 - v_1}\right]^{1/2}.$$

x_{cros} steht hierbei für die Entfernung, in der sich die beiden Geraden auf der Laufzeitkurve schneiden. Alternativ kann der Achsenabschnitt t_i auf der Zeitachse des Laufzeitdiagramms abgelesen werden, der zur angenäherten Geraden an der Kopfwelle gehört. Mithilfe der folgenden Formel kann dann ebenfalls die Schichttiefe z berechnet werden:

$$z = \frac{t_i v_1 v_2}{2\left(v_2^2 - v_1^2\right)^{1/2}}.$$

Abbildung 5 zeigt ein Beispiel für eine refraktionsseismische Messung, bei der an 8 Geophonen in verschiedenen Abständen zwischen 3 und 24 m zur Quelle die eintreffenden Kompressionswellen aufgezeichnet wurden. An jedem Empfänger wird ein Seismogramm aufgezeichnet, alle Seismogramme zusammen nennt man Seismogrammsektion.

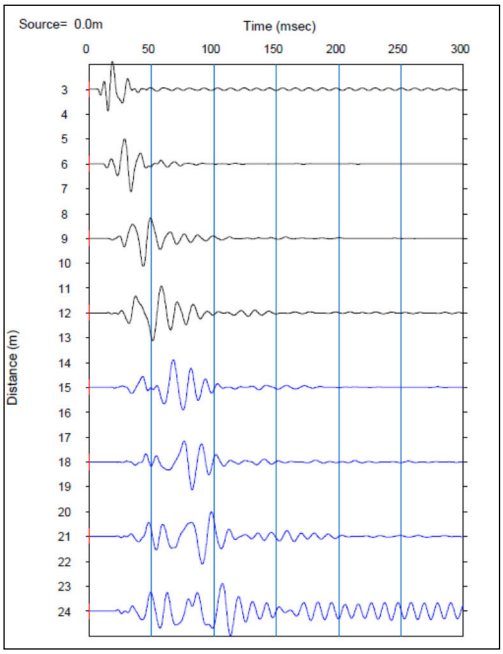


Abb. 5: *Seismogrammsektion einer refraktionsseismischen Messung (P-Welle)*

Bei jedem Profil wird die Quelle zunächst an einem Ende positioniert (Hinschuss) und danach am anderen Ende (Rückschuss). Sind die Laufzeitkurven des Hin- und Rückschusses unsymmetrisch, weist dies auf einen geneigten Reflektor hin.

Bei realen Messungen werden meist mehrere Hammerschläge an jedem Profilende durchgeführt und hinterher übereinander gestapelt, um das mitregistrierte Hintergrundrauschen zu unterdrücken und somit das Nutzsignal zu verbessern.

Durch weitere Schusspunkte kann die Informationsdichte gesteigert werden und letztlich über tomographische Inversion ein zwei-dimensionales Geschwindigkeitsmodell erstellt werden.

3 Einflüsse auf die Qualität der Messungen

Die Qualität der gemessenen Daten hängt sehr von den Umgebungsverhältnissen im Messgebiet ab. Starke Erschütterungen wie naher Straßenverkehr, insbesondere von schweren Fahrzeugen wie Traktoren oder Baustellenfahrzeugen, sowie stark befahrenen Straßen wie Autobahnen, können die Daten maßgeblich verändern. Ist das Hintergrundrauschen stärker als die eigentlichen Signale, müssen Teile der Daten oder auch ganze Messungen verworfen werden.

4 MASW – Auswertung der Daten

Die seismischen Datensätze werden zuerst in das Format *.seg2 konvertiert und dann am PC dargestellt. Zuerst werden fehlerhafte Kanäle entfernt, welche sehr große Signal-Rausch Verhältnis aufweisen, und somit keine weitere Nutzung ermöglichen.

Bei schlechtem Signal-Rausch Verhältnis werden gegebenenfalls mehrere Schüsse durchgeführt und die Signale gestapelt. Abbildung 6 zeigt beispielhaft ein Seismogramm. Die Rayleigh-Wellen sind im Seismogramm an den großen Amplituden erkennbar. Außerdem ist eine Aufweitung des Wellenpaketes bei größeren Abständen festzustellen, was durch die dispersive Eigenschaft der Rayleigh-Welle zu erklären ist.

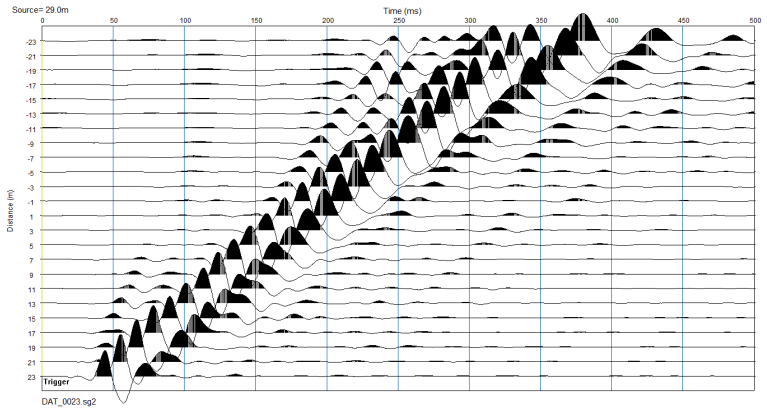


Abb. 6: *Seismogramm einer MASW-Messung*

Als nächster Schritt folgt eine Dispersionsanalyse, wodurch die Phasengeschwindigkeit abhängig von der Frequenz dargestellt wird (siehe Abbildung 7). Die Dispersionskurve wird aus der Darstellung gepickt und invertiert.

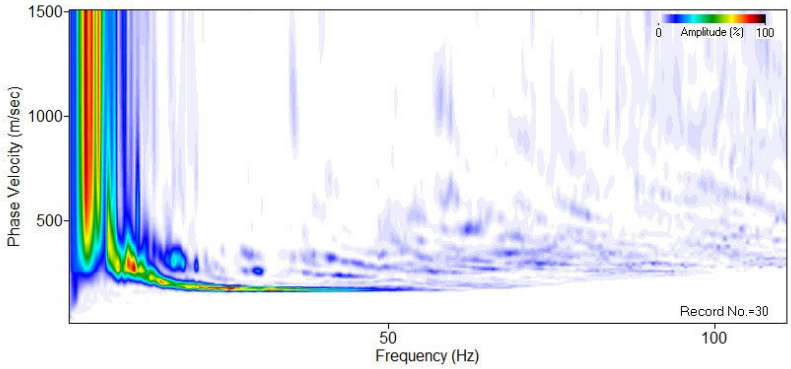


Abb. 7: *Dispersionskurve einer MASW-Messung*

Das Resultat der Inversionsrechnung ist ein eindimensionales Scherwellengeschwindigkeits-Tiefen Modell (sieh Abbildung 8) am Mittelpunkt der Geophonauslage.

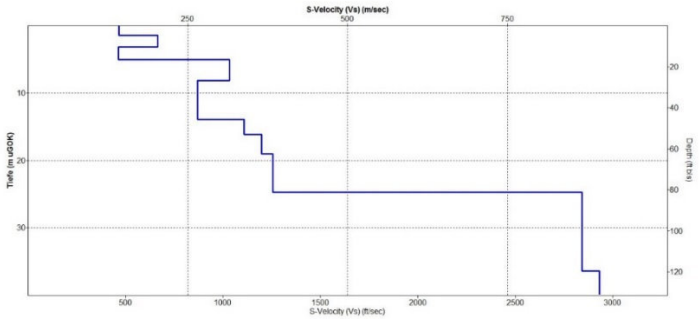


Abb. 8: *1D Schichtmodell einer MASW-Messung*

Je nach Fragestellung kann dieses Modell interpretiert oder weiter prozzessiert werden. Zum Bespiel zur Berechnung der dominierenden Scherwellengeschwindigkeit $Vs_{3\text{-}20}$ oder zur Bestimmung dynamischer Bodenkennwerte.

5 MASW – Erzeugung von 2D v_s-Modellen

Des Weiteren können zweidimensionale Modell durch Inversion mehrerer Dispersionskurven auf einem Profil erzeugt werden. Bei der Durchführung der Messung wird der gesamte Messaufbau mehrfach um ein Inkrement *d* verschoben. Der Messaufbau ist in unten stehender Abbildung 9 schematisch dargestellt.

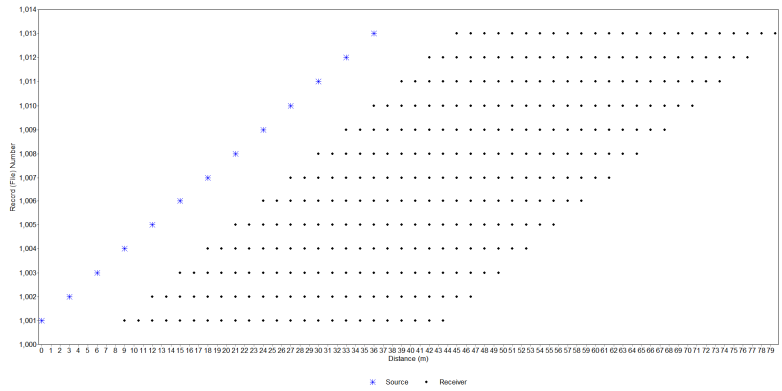


Abb. 9: *Messaufbau 2D-MASW Messkampagne*

Die Schusspunkte sind durch einen Stern gekennzeichnet und befinden sich bei allen Einzelmessungen (hier 1001 bis 1013) im gleichen Abstand zum ersten Kanal. In oben stehender Graphik beträgt dieser Abstand 9 m. Die Geophone werden äquidistant gesteckt, wobei der Geophonabstand Δx im obigen Beispiel 1.5 m beträgt. Der gesamte Aufbau wird nun sukzessive um ein Inkrement Δd (hier 3 m) in Richtung des ersten Geophons verschoben. Die Messpunkte der Einzelmessungen liegen in der Mitte der Geophonauslage.

Durch die gemeinsame Inversion der Dispersionskurven jeder Einzelmessung entsteht letztendlich ein zweidimensionales v_s-Geschwindigkeitsmodell (Abb. 10).

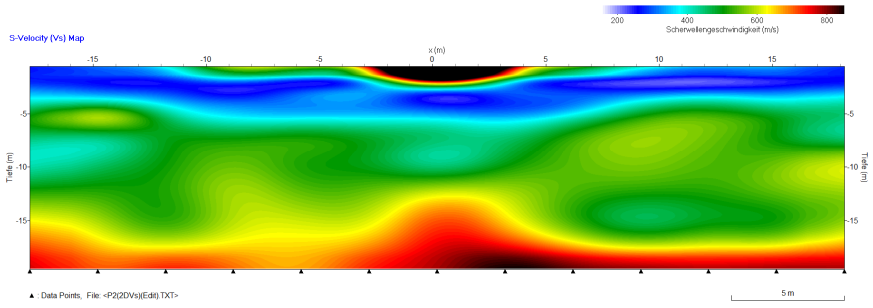


Abb. 10: *2-D v_s-Modell einer MASW-Messung*

6 Refraktionsseismik – Auswertung der Daten

Die seismischen Datensätze werden zuerst in das Format *.seg2 konvertiert und dann am PC dargestellt. Zuerst werden fehlerhafte Kanäle entfernt, welche sehr große Signal-Rausch Verhältnis aufweisen, und somit keine weitere Nutzung ermöglichen. Danach werden die Ersteinsätze der jeweiligen seismischen Welle (Kompressions- oder Scherwelle) automatisch gepickt und manuell angeglichen.

Aus diesen Daten wird nun für jeden Schuss eine Laufzeitkurve erstellt. Aus den Laufzeitkurven der seismischen Wellen wird über die +/- Methode und eine anschließende tomographische Inversion ein zwei-dimensionales Geschwindigkeitsmodell des Untergrundes geschaffen. Mittels Raytracing kann die Abweichung zwischen den gemessenen Laufzeiten zu den Laufzeiten des Modells bestimmt werden. Dadurch ist eine Qualitätskontrolle des Geschwindigkeitsmodells des Untergrundes möglich.