

WPW Geoconsult Südwest GmbH
Büro Landstuhl
Raiffeisenstraße 21
66849 Landstuhl

Telefon 06371/49 96-0
Telefax 06371/49 96-20
E-Mail landstuhl@wpwgeo-sw.de
www.wpwgeo-sw.de

Geotechnischer Bericht

Objekt: Windpark Laudert III
WEA 01
Tektur von 1 x Vestas V 150-5,6MW-NH 166-
LDST auf V 150 – 5,6 MW – NH 166 – CHT

Auftraggeber: juwi AG
Energie-Alle 1
55286 Wörrstadt

Auftrag Nr.: 20.92399.1

Datum: 23.06.2020

92399.1G_Tektur_06-2020.docx

INHALTSVERZEICHNIS

1	Einführung	1
2	Vorhandene Unterlagen und Beschreibung der Baumassnahme	1
3	Beschreibung der Baugrundverhältnisse	3
3.1	Aufschlussprogramm	3
3.2	Geologischer Überblick	3
3.3	Bodenverhältnisse	4
3.4	Hydrogeologische Verhältnisse	5
3.5	Bodengruppen und Frostempfindlichkeitsklassen	5
3.6	Bodenkenngrößen, Erdbebenzone	6
3.7	Homogenbereiche	6
4	Gründung	8
4.1	WEA 01	8
5	Ausführungshinweise	9
5.1	Hinweise zur Baugrube	9
5.2	Baugrubenverfüllung, Wiederverwendung der Aushubmassen	9
5.3	Bodenaustausch / Polster	11
5.4	Ableitung von Oberflächen- und Schichtwasser	11
5.5	Betonaggressivität, Verfüllen von Leitungsgräben, Frischbetongewicht	12
6	Hinweise zu den Kranstellflächen	12
7	Tragfähigkeit der geplanten Zuwegung	14

ANLAGEN

0	Legende
1	Übersichtslageplan
2	Schnitte, Lageskizze
3	Geotechnische Laborversuche
4	Grundbruch-/Setzungsberechnung
5	Prüfbericht zur Betonaggressivität

VERTEILER

juwi AG
Energie-Allee 1
55286 Wörrstadt

1-fach und PDF
Susemichel@juwi.de

1 EINFÜHRUNG

Im Windpark Laudert III ist die Errichtung von 1 Windenergieanlage (WEA 01) des Typs Vestas V 150 mit einer Nabenhöhe von 166 m und einem Hybridturm (CHT) vorgesehen. Ursprünglich war der gleiche Anlagentyp mit einem Stahlturm (LDST) geplant. **WPW Geoconsult Südwest GmbH** wurde mit der Anpassung des Geotechnischen Berichtes auf den aktuellen Anlagentyp beauftragt.

2 VORHANDENE UNTERLAGEN UND BESCHREIBUNG DER BAUMASSNAHME

Für die Ausarbeitung des Berichtes standen folgende Unterlagen zur Verfügung:

- [1] Lageplan Windpark, M 1: 2500, juwi AG mit Angabe der Koordinaten des Fundamentmittelpunktes, 15.11.2019
- [2] 04-04.03_FAD_V150_HH166-169_20y_DE_T21_005_XX_X_Schalplan%20(15553).pdf
- [3] Geologische Übersichtskarte, M 1: 200.000, Blatt CC 6210 Frankfurt/Main West

Die Fundamentmittelpunkte waren bauherrenseits ausgesteckt. Der Höhenbezug erfolgt zur OK Gelände am Fundamentmittelpunkt, die mit der Kote $\pm 0,00$ belegt ist.

In Unterlage [U1] sind folgende Koordinaten für die Fundamentmittelpunkte angegeben:

Tabelle 1: Koordinaten der WEA nach UTM WGS 84

WEA	Standortkoordinaten
01	32 U 399461 5549711

Die **Anlage V 150 5.6 MW NH 166 mit Hybridturm (CHT)** kann bei entsprechenden Baugrundverhältnissen flach mit einem Kreisfundament gegründet werden. Nach Unterlage [2] beträgt der Durchmesser des Fundamentes 24 m. Das Fundament hat eine Gesamthöhe von 2,8 m. Die OK des Fundamentes (Sockels) liegt auf der Kote +2,460 m. Die Gründungssohle des Fundamentes liegt standardmäßig auf der Kote -0,340 m.

Nach Unterlage [2] wirken in der Fundamentsohle folgende maximale charakteristische Lasten:

Tabelle 2a: Charakteristische Fundamentlasten bezogen auf UK Fundament, BS-P

Belastung	Fundament
Maximale Vertikallast V_k :	36.597 kN
Maximale Horizontallast H_k :	1.198 kN
Moment M_k :	195.454 kNm

Tabelle 2b: Charakteristische Fundamentlasten bezogen auf UK Fundament, BS-A

Belastung	Fundament
Maximale Vertikallast V_k :	36.607 kN
Maximale Horizontallast H_k :	1.513 kN
Moment M_k :	237.536 kNm

Das Grundwasser darf maximal bis auf die Kote $\pm 0,00$ m ansteigen.

Die Trockenwichte des anstehenden Bodens muss mindestens 18 kN/m^3 betragen. Das Fundament wird planmäßig überschüttet, wobei die Wichte der Überschüttung mindestens 18 kN/m^3 betragen soll. Bei Abweichungen davon kann die Höhe der Überschüttung entsprechend angepasst werden.

Beim Fundament darf gemäß Unterlage [2] die maximale Schiefstellung infolge Baugrundsetzungen in 25 Jahren 3 mm/m betragen.

Im Lastfall BS-P ergibt sich für den anstehenden Baugrund gemäß Unterlage [2] eine maximale charakteristische Kantenpressung von $\sigma_{R,k} = 281,2 \text{ kN/m}^2$ und im Lastfall BS-A eine maximale charakteristische Kantenpressung von $\sigma_{R,k} = 354,5 \text{ kN/m}^2$.

3 BESCHREIBUNG DER BAUGRUNDVERHÄLTNISSE

3.1 Aufschlussprogramm

Zur Erkundung der Baugrundverhältnisse wurden am Anlagenfundament zwei Baggerschürfen (Sch) und vier Sondierungen mit der Schwere Rammsonde (DPH) ausgeführt. In der Kranstellfläche wurde ein weiterer Baggerschurf angelegt.

Des Weiteren wurden im Bereich der Zuwegung drei Baggerschürfen (Sch) angelegt.

Die Lage der Aufschlusspunkte ist der Lageskizze der Anlage 2 zu entnehmen. Die Aufschlussprofile sind ebenfalls in der Anlage 2 in Schnitten dargestellt. Höhenmäßiger Bezug erfolgte zur Geländehöhe am Fundamentmittelpunkt (Kote $\pm 0,00$ m).

An entnommenen gestörten Proben wurden im bodenmechanischen Labor folgende Versuche durchgeführt:

- 1 Bestimmung des natürlichen Wassergehaltes gemäß DIN EN ISO 17892-1
- 1 Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze gemäß DIN EN ISO 17892-10

An entnommenen gestörten Proben wurden im chemischen Labor folgende Versuche durchgeführt:

- 1 Bestimmung der Betonaggressivität an Bodenproben nach DIN 4030

3.2 Geologischer Überblick

Regionalgeologisch befindet sich der Standort des Windparks im Verbreitungsgebiet der Bornich-Schichten des Devons, die am Standort der WEA 01 im Wesentlichen aus einer Wechsellagerung aus Tonschiefern und Feinquarziten aufgebaut werden.

3.3 Bodenverhältnisse

Der Standort der WEA 01 liegt im Wald. Die Geländeoberfläche in der unmittelbaren Umgebung des Standortes weist ein Gefälle von ca. 5° in südöstlicher Richtung auf.

Im Bereich der Fundamentfläche wurde 20 cm mächtiger **Oberboden** und darunter bis in 1,1 – 3,2 m unter GOK weicher bis halbfester, mittelplastischer, schwach kiesiger bis kiesiger **Schluff** aufgeschlossen. **Kies-Stein-Gemisch** und **Kies** folgt bis zur Aufschlussendtiefe in 1,5 – 3,6 m unter GOK. Dieses Lockergestein enthält stark schluffige, tonige Nebenanteile.

Mit den Rammsondierungen DPH 7, DPH 8 und DPH 9 wurden bis in 1,4 – 1,9 m unter GOK Schlagzahlen im Bereich $N_{10} = 2 - 8$ erreicht. Darunter nehmen die Schlagzahlen bis in eine Tiefe von 3,9 - 4,7 m unter GOK auf Werte im Bereich von $N_{10} = 6 - 20$ m zu. Diese Schlagzahlen passen zu den in diesen Tiefen angetroffenen kiesigen, steinigen Schichten, denen mit diesen Schlagzahlen eine mitteldichte Lagerung zugeordnet werden kann.

Die Rammsondierungen wurden in Tiefen von 5,7 – 6,6 m unter GOK ausgerammt. Es ist anzunehmen, dass in diesen Tiefen der Übergang vom Verwitterungskies zum verwitterten Tonschiefer erfolgt.

Im Bereich der Kranstellfläche wurde mit dem Schurf Sch 3 ein 20 cm mächtiger **Oberboden** aufgeschlossen. Darunter bis in 2,0 m unter GOK grenzen tonige, schwach sandige **Schluffe** weicher bis halbfester Konsistenz sowie mittlerer Plastizität an. Schwach sandiger, schluffiger, schwach steiniger **Kies** wurde bis in 2,7 m unter GOK aufgeschlossen.

Im Bereich der Zufahrt wurde mit den Schürfen Sch 4, Sch 5 und Sch 6 ein 10 – 20 cm mächtiger **Oberboden** aufgeschlossen. Eine **Auffüllung** aus tonigem, sandigem, kiesigem, steinigem Schluff weicher Konsistenz sowie mittlerer Plastizität wurde bis 0,5 m unter GOK aufgeschlossen. Mittelplastischer **Schluff**, tonig, schwach sandig, schwach kiesig wurde bis in 0,8 – 1,2 m unter GOK aufgeschlossen. Der Schluff weist eine weiche bis halbfeste Konsistenz auf. Bis zur Aufschlussendtiefe in 1,3 – 1,5 m unter GOK wurde ein stark schluffiges, toniges, schwach sandiges **Kies-Stein-Gemisch** aufgeschlossen.

3.4 Hydrogeologische Verhältnisse

Grundwasser wurde bis zur maximalen Aufschlusstiefe von 6,6 m unter GOK nicht erreicht.

In Abhängigkeit von den Niederschlagsverhältnissen können sich zeitweise Schichtwasserhorizonte bilden, die sich in dem nur mäßig bis gering durchlässigen Baugrund auf der Baugrubensohle aufstauen und Auftrieb auf die Fundamente verursachen.

3.5 Bodengruppen und Frostempfindlichkeitsklassen

Die aufgeschlossenen Schichten wurden den jeweiligen Bodengruppen nach DIN 18196 zugeordnet. Die Einstufung in die Frostempfindlichkeitsklassen erfolgte nach ZTVE-StB 17 Tabelle 3. Die Zuordnung entspricht der Schichtenzusammenfassung in den Aufschlussprofilen.

Tabelle 3: Bodengruppen und Frostempfindlichkeitsklassen

Bodenart		Bodengruppe nach DIN 18196	Frostempfindlichkeitsklasse ZTVE-StB 17
Oberboden	Mu	OH	F 2
Decklehm		UM, TM	F 3
Verwitterungskies, (Steine, Kies)		GU*, GT*	F 3

3.6 Bodenkenngrößen, Erdbebenzone

Auf der Grundlage von Laborversuchen und Erfahrungswerten wurden den definierten Schichten Bodenkenngrößen zugeordnet. Es handelt sich dabei um charakteristische Werte im Sinne der DIN 1054/2010-12, die für Bemessungszwecke mit entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten zu beaufschlagen sind.

Tabelle 4: Bodenkenngrößen (charakteristische Werte)

Bodenart		Wichte γ_k [kN/m ³]	Wichte u.A. γ'_k [kN/m ³]	Reibungs- winkel φ'_k [°]	Kohäsion c'_k [kN/m ²]	Steife- modul $E_{s,k}$ [MN/m ²]	Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m ²]
Schluff weich		19	9	30	4	3	45
steif		19	9	30	6	10	80
halbfest		19	9	30	10	15	95
Kies, Kies-Stein- Gemisch mitteldicht		21	11,5	40	5	30	130
Tonschiefer Verwittert ¹⁾	Zv	22	12	27,5	20	100	240

1) nicht direkt aufgeschlossen

Der Standort der Windenergieanlagen gehört zu keiner Erdbebenzone.

3.7 Homogenbereiche

Der durch die Baumaßnahme berührte Baugrund wurde vor dem Hintergrund der anfallenden erdbautechnischen Prozesse (Aushub, Wiedereinbau) in Homogenbereiche nach DIN 18300/2016 eingeteilt.

Die Angaben zum Festgestein basieren auf Erfahrungswerten.

Tabelle 5: Homogenbereich B (Boden)

Homogenbereich Nr.		Zuordnungen	Einstufungen
B1		Ortsübliche Bezeichnung	Decklehm
		Kornverteilung	U, t, s' - s, g' - g, (x)
		Massenanteil Steine, Blöcke	< 5 %
		Wichte	19 – 21 kN/m ³
		Wassergehalt	5 – 21,5 %
		Konsistenz	weich - halbfest
		Organischer Anteil	nicht organisch
		Bodengruppe n. DIN 18196	UM
B2		Ortsübliche Bezeichnung	Kies
		Kornverteilung	G, (X), u*, t, s'
		Massenanteil Steine, Blöcke	0 – 50 %
		Wichte	19 – 21 kN/m ³
		Wassergehalt	5 – 21,5 %
		Lagerungsdichte	mitteldicht
		Organischer Anteil	nicht organisch
		Bodengruppe n. DIN 18196	GU*, GT*

Tabelle 6: Homogenbereich X (Festgestein)

Homogenbereich Nr.		Zuordnungen	Einstufungen
X1	Zv	Geologische/ ortsübliche Bezeichnung	Tonschiefer des Devons
		Benennung Beschreibung nach DIN EN ISO 14689-1	Festgestein, verwittert - zersetzt, sedimentär, geschichtet, feinkörnig
		Trennflächenrichtung nach DIN EN ISO 14689-1 Trennflächenabstand	Söhlige Schichtung Schichtflächenabstand: sehr dünn - dünn Kluftflächenabstand: engständig - mittelständig tafelförmige bis prismatische Gesteinskörper
		Druckfestigkeit nach DIN EN ISO 14689-1	sehr gering
		Veränderlichkeit nach DIN EN ISO 14689-1	veränderlich
		Verwitterungsstufe nach DIN EN ISO 14689-1	stark verwittert – vollständig verwittert

4 GRÜNDUNG

4.1 WEA 01

Wegen des geneigten Geländes liegt die Gründungssohle am bergseitigen Rand des Fundamentes in weichen Decklehm, wo eine unzureichende Tragfähigkeit gegeben ist. Am talseitigen Rand des Fundamentes liegt die Gründungssohle ca. 1,0 m über dem Gelände, so dass ein Polster mit Material gemäß Abschnitt 5.3 als Geländeauftrag zur Überbrückung des Höhenunterschiedes zwischen OK Gelände und UK Fundament erforderlich ist. Der Decklehm weist wegen seiner überwiegend weichen bis steifen Konsistenz eine unzureichende Tragfähigkeit auf und muss mit einem Material gemäß Abschnitt 5.3 ausgetauscht werden.

Mit dem Programm GGU-Footing 8 erfolgte die Setzungs- und Grundbruchberechnung sowie die Ermittlung der Verdrehung für die Gründungssituation an der WEA 01. Die Berechnung wurde für die Belastungssituationen BS-P und BS-A für die statischen und die dynamischen Kennwerte durchgeführt. Folgende Ergebnisse wurden erzielt:

Tabelle 7: Ergebnis der Grundbruch- und Setzungsberechnungen statisch

Lastfall	Ausnutzungsgrad Grundbruch	Setzungen des Fundamentes	Setzungsdifferenz
BS-P	$\mu = 0,183 < 1$	$s_{\max} = 3,2 \text{ cm}$ $s_{\min} = 0,0 \text{ cm}$	$\Delta s = 3,20 \text{ cm}$
BS-A	$\mu = 0,128 < 1$	$s_{\max} = 3,2 \text{ cm}$ $s_{\min} = 0,0 \text{ cm}$	$\Delta s = 3,20 \text{ cm}$

Die Gründungsparameter sind in der Tabelle 8 zusammengefasst.

Tabelle 8: Gründungsparameter WEA 01

Planmäßiges Gründungsniveau (Kote)	Am Fundamentaußenbereich -0,14 m unter GOK
Gründungsart	Flachgründung
Gründungshorizont	Polster, Bodenaustausch
Zusatzmaßnahme	Polster maximal ca. 0,6 m mächtig, talseitiger Bodenaustausch maximal ca. 1,3 m mächtig, bergseitiger Bodenaustausch maximal 2,5 m mächtig
charakteristische Kantenpressung $\sigma_{R,k} = 281,2 \text{ kN/m}^2$ (BS-P) $\sigma_{R,k} = 354,5 \text{ kN/m}^2$ (BS-A)	wird schadlos aufgenommen
Grundbruchsicherheit	$\mu = 0,183 < 1,0$ (BS-P) $\mu = 0,128 < 1,0$ (BS-A)
Schiefstellung über Durchmesser Zulässig 3 mm/m	1,4 mm/m < 3 mm/m
Auftrieb auf Fundamentsohle	kann auftreten, deswegen Sohldränage ausführen

Die Anforderungen an die Grundbruchsicherheit und die Verdrehung sind eingehalten.

5 AUSFÜHRUNGSHINWEISE

5.1 Hinweise zur Baugrube

Für die Baugrubenböschungen gelten folgende zulässigen Böschungsneigungen:

Decklehm, weiche Konsistenz	$\beta \leq 45^\circ$
Decklehm, steife-halbfeste Konsistenz	$\beta \leq 60^\circ$
Verwitterungskies	$\beta \leq 45^\circ$

Die Baugrubensohle ist vom Unterzeichner vor dem Einbau des Bodenaustausches in Augenschein nehmen zu lassen und nach der Freigabe unverzüglich zu verschließen oder zu überbauen.

5.2 Baugrubenverfüllung, Wiederverwendung der Aushubmassen

Die bindigen Aushubmassen sind nur nach einer Verbesserung mit Bindemittel für die Baugrubenverfüllung geeignet. Für die Überschüttung des Fundamentes muss ihr Wassergehalt nahe beim optimalen Wassergehalt liegen, um die ausreichende

Verdichtbarkeit zu gewährleisten. Auch für diese Schicht sollten sie mit Bindemittel verbessert werden.

Der Decklehm ist für den Einbau in der Kranstellfläche nur nach einer Verbesserung mit Bindemittel geeignet.

Der Verwitterungskies ist wegen seiner unregelmäßigen Kornzusammensetzung und der steinigen Anteile für den konstruktiven Erdbau mit definierten Anforderungen schlecht bis ungeeignet. Für die Baugrubenverfüllung kann der Verwitterungskies nicht verwendet werden. Wird er für die Fundamentverfüllung verwendet, muss ein Wassergehalt nahe dem optimalen Wassergehalt liegen, um eine gute Verdichtbarkeit zu gewährleisten. Bei Einbau mit einem für die Verdichtung günstigen Wassergehalt, wird die geforderte Trockenwichte von $\gamma \geq 18,0 \text{ kN/m}^3$ erreicht werden.

Die anfallenden Lockergesteine sind sehr wasserempfindlich und verlieren bei Wasserzutritt einen Teil ihrer Tragfähigkeit und ihrer Verdichtungsfähigkeit, so dass für den Zeitraum der Zwischenlagerung ein Witterungsschutz (Folienabdeckung oder verdichteter Einbau in einer Miete) vorzusehen ist.

Mit den anfallenden Aushubmassen aus dem Decklehm und dem Kies ist nach einer Verbesserung mit Bindemitteln voraussichtlich die für die Erdauflast des Fundamentes erforderliche Trockenwichte $\gamma \geq 18,0 \text{ kN/m}^3$ erreichbar. Der Nachweis dafür muss aber im Rahmen einer Eignungsprüfung erbracht werden. Die verbesserten Aushubmassen sind lagenweise einzubauen (Schichtdicke $\leq 20 \text{ cm}$) und fachgerecht zu verdichten (Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100 \%$). Für das Verdichten bindiger Massen ist eine Schafffußwalze einzusetzen. Mit dem Kies wird bei einer annähernd optimalen Verdichtung diese Trockenwichte erreicht werden.

Sofern eine Gründung von Kranstützen im Arbeitsraum des Fundamentes vorgesehen ist, wird empfohlen, den Arbeitsraum im Lastausbreitungsbereich des Fundamentes mit Fremdmassen (Schotter, Hartgesteinsbruch) zu verfüllen und auf einen Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100 \%$ zu verdichten.

5.3 Bodenaustausch / Polster

Als Austauschboden eignet sich Mineralgemisch der Körnung 0/32 bis 0/56 nach ZTV SoB-StB 04. Der Austauschboden ist so weit über die Fundamentkanten zu führen, dass in diesem eine Lastausbreitung unter 45° gewährleistet ist.

Der Einbau des Bodenaustausches ist lagenweise, in Schichtdicken ≤ 30 cm (Schüttdicke) vorzunehmen. Als Verdichtungsanforderung gilt: $D_{Pr} \geq 100$ %. Dieser Wert ist durch Verdichtungskontrollen nachzuweisen.

Alternativ ist mit dem statischen Plattendruckversuch ein Verdichtungsverhältnis $E_{v2}/E_{v1} \leq 2,3$ oder ein Verformungsmodul $E_{v1} \geq 60$ MN/m² nachzuweisen.

5.4 Ableitung von Oberflächen- und Schichtwasser

Niederschlagswasser und der Baugrube zutretendes Sicker- und Schichtwasser werden nur langsam in tiefere Schichten abgeführt.

Bauzeitlich zutretendes Wasser ist mit einer Dränage und einem Pumpensumpf (beides außerhalb des Lastabtragungsbereiches) zu fassen und abzuleiten.

Durch geeignete Dränagen ist sicherzustellen, dass Oberflächenwasser, das z. B. in bergseitig der Anlage befindlichen Befestigungsflächen (z. B. Kranstellfläche) anfällt, nicht konzentriert in den Arbeitsraum des Fundamentes gelangt.

Das anfallende Turmwasser ist am Turmfuß mittels einer Dränage zu fassen und außerhalb des Fundamentbereiches und des Arbeitsraumes abzuschlagen.

Das Dränagerohr der Sohldränage ist mit seiner Sohle auf Höhe der Unterkante der Sauberkeitsschicht, also neben der Sauberkeitsschicht, nicht auf der Sauberkeitsschicht, zu verlegen. Das Rohr ist in Dränagekies einzubetten, der mit einem Geotextil zu ummanteln ist.

Das Auslaufrohr ist mit einem stetigen Gefälle und bis zum Auslauf in frostfreier Tiefe (Rohrscheitel mindestens 0,8 m unter GOK) zu verlegen. Am Ende des Auslaufrohres ist ein Steindom aus Filterkies auszuführen, der mit einem Geotextil zu ummanteln ist.

Die Geländeoberfläche im Bereich des Steindoms muss mindestens 20 cm unterhalb der Sohle der Sohldränage (= UK Sauberkeitsschicht) liegen.

Alternativ kann ein freier Auslauf des Rohres hergestellt werden, der mit einer Froschklappe zu verschließen ist.

5.5 Betonaggressivität, Verfüllen von Leitungsgräben, Frischbetongewicht

Gemäß den vorliegenden Analysen an Erdmassen aus dem Bereich des Windparks ist der Baugrund gemäß DIN 4030 bei der WEA 01 nicht betonangreifend. Das Analyseergebnis ist in der Anlage 4 beigefügt.

Falls unter dem Fundament ein Leerrohrgraben hergestellt wird, ist dieser mit grobkörnigen oder gemischtkörnigen Böden (Feinkorngehalt $\leq 15\%$) nach DIN 18196 zu verfüllen. Dabei ist ein Verdichtungsgrad $D_{pr} \geq 100\%$ nachzuweisen. Alternativ kommt ein Verfüllen mit Beton in Frage.

Aufgrund der Gründung des Fundamentes im Verwitterungskies mitteldichter Lagerung sind schädliche Setzungen aus dem Gewicht des Frischbetons nicht zu erwarten.

6 HINWEISE ZU DEN KRANSTELLFLÄCHEN

Schnitte zur höhenmäßigen Anordnung der geplanten Kranstellflächen stehen dem Unterzeichner nicht zur Verfügung. Deshalb kann nur eine allgemeine Beurteilung der Baugrundverhältnisse vorgenommen werden.

I. d. R. erfolgt ein Massenausgleich durch Auftrag und Abtrag. In den Abtragsbereichen sowie vor Durchführung des Geländeauftrages sind unter dem Oberboden anstehende Decklehme und Kiese bis auf die Aufstellungsebene vollständig abzutragen.

Der Decklehm muss für den Wiedereinbau mit Bindemitteln verbessert werden. Der Verwitterungskies muss mit einem Wassergehalt eingebaut und verdichtet werden, der nahe dem optimalen Wassergehalt liegt. Liegt das Planum im Decklehm, dann muss dieser mindestens 20 cm tief mit Bindemittel verbessert werden. Der Verwitterungskies ist nachzuverdichten.

Der unterlagernde Decklehm weist nach einer Verbesserung mit Bindemitteln, der Kies weist nach einer Nachverdichtung eine ausreichende Tragfähigkeit zum Aufbringen der Tragschicht oder von Auftragsmassen auf.

Sofern beim Anlegen der Kranstellflächen Auftragsböschungen entstehen, sind für den Geländeauftrag tragfähige Massen mit ausreichender Scherfestigkeit (z. B. Reibungswinkel $\varphi' \geq 40^\circ$) zu verwenden, um eine ausreichende Standsicherheit der Auftragsböschungen und eine ausreichende Grundbruchsicherheit für den Kran zu erreichen.

Geeignet ist z. B. gebrochenes Festgestein mit einem Größtkorn von 400 mm, einer stetigen Körnungslinie und einem Feinkorngehalt $< 15\%$. Alternativ können die feinkörnigen Aushubmassen verwendet werden, die zuerst mit Kalk zu verbessern sind, um eine körnige Struktur zu erzeugen. Der so verbesserte Boden ist anschließend noch mit Zement zu verbessern, um möglichst rasch und sicher die erforderliche Steifigkeit und Festigkeit zu erreichen. Als Anforderung an die Verdichtung und den Verformungsmodul gilt: Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100\%$ bzw. $D_{Pr} \geq 98\%$ für verbesserte bindige Böden, Verformungsmodul $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$.

Als oberer Abschluss der Auftragsmassen ist eine 40 – 50 cm mächtige Tragschicht aus Mineralgemisch aufzubringen, um den i. d. R. erforderlichen Verformungsmodul $E_{v2} \geq 120 \text{ MN/m}^2$ auf der Oberfläche der Kranstellfläche zu erreichen.

Grundsätzlich sind die Böschungen des Geländeauftrags mit einer Neigung $\leq 1 : 1,5$ zu planen, um mit den o. g. Massen eine ausreichende Böschungsbruch- sowie Grundbruchsicherheit für den Kran zu erzielen. Steilere Böschungen dürfen nur nach vorheriger Rücksprache mit dem Unterzeichner ausgeführt werden.

Beim Herstellen der Kranstellflächen und der Montageflächen durch Geländeauftrag ist sicher zu stellen, dass die Kranlast bzw. die Last zwischengelagerter Anlagenteile in ausreichendem Abstand zur Krone der Auftragsböschung entfernt abgetragen wird.

Als Faustregel kann ein Mindestabstand der Kranstütze/Lastverteilungsplatte zur Böschungskrone angenommen werden, der etwa dem 1,5- bis 2-fachen Maß der lotrechten Böschungshöhe entspricht.

Letztendlich hängt der Mindestabstand, außer von der Böschungsgeometrie, von der Größe der Last und den Bodenkenngößen ab. Er ist nach Vorliegen dieser Daten rechnerisch zu ermitteln.

Im Falle von Auftragsböschungen im Lastabtragungsbereich des Krans sind Standsicherheitsnachweise auf der Grundlage von konkreten Geländeschnitten auszuführen.

Sobald die Geländeschnitte, die Angaben zur Befestigung der Kranstellfläche und zum Kran vorliegen, kann der Standsicherheitsnachweis geführt werden.

7 TRAGFÄHIGKEIT DER GEPLANTEN ZUWEGUNG

Im Bereich der Zuwegung liegen unter der circa 10 – 20 cm mächtigen Oberbodenschicht aufgefüllte bzw. natürlich anstehende Decklehme vor, die bis mindestens 50 – 80 cm unter GOK eine weiche bis weich – steife Konsistenz aufweisen. Die Anforderungen an eine ausreichende Tragfähigkeit (Verformungsmodul $\geq 120 \text{ MN/m}^2$) sind hierdurch nicht gegeben.

Der Decklehm weicher Konsistenz ist bis in eine Tiefe von mindestens 70 cm, der Decklehm weicher – steifer Konsistenz ist bis in eine Tiefe von mindestens 60 cm unter GOK auszuheben und durch gebrochenen Fels oder Tragschichtmaterial zu ersetzen. Auf der Aushubsohle ist ein Geotextil der Robustheitsklasse GRK 4 zu verlegen. Alternativ kann eine Verbesserung mit Bindemittel in entsprechender Mächtigkeit ausgeführt werden.

WPW Geoconsult Südwest GmbH

 **WPW Geoconsult
Südwest**

Baugrund | Hydrogeologie | Umwelt

WPW Geoconsult Südwest GmbH
Raiffeisenstraße 21
66849 Landstuhl
Telefon 06371-4996-0
Telefax 06371-4996-20
www.wpw-geo-sw.de
Dipl.-Ing. W. Gräser
(Geschäftsführer)
M.Sc. P. Niemitz
(Projektbearbeiterin)

LEGENDE

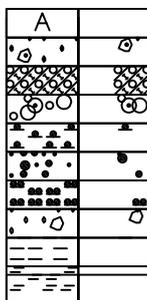
ZEICHENERKLÄRUNG (s. DIN 4023)

UNTERSUCHUNGSSTELLEN

■	SCH	Schurf
●	BK	Bohrung mit durchgehender Kerngewinnung
●	BS	Kleinbohrung
●	GWM	Grundwassermeßstelle
×	DPL-5	Leichte Rammsonde DIN 4094 Spitzenquerschnitt 5 cm ²
×	DPL-10	Leichte Rammsonde DIN 4094 Spitzenquerschnitt 10 cm ²
×	DPM-A	Mittelschwere Rammsonde DIN 4094
×	DPH	Schwere Rammsonde DIN 4094

BODENARTEN

Auffüllung		A	
Blöcke	mit Blöcken	Y y	
Geschiebemergel	mergelig	Mg me	
Kies	kiesig	G g	
Mudde	organisch	F o	
Sand	sandig	S s	
Schluff	schluffig	U u	
Steine	steinig	X x	
Ton	tonig	T t	
Torf	humos	H h	



KORNGRÖßENBEREICH

f	fein
m	mittel
g	grob

KONSISTENZ

brg		breiig
wch		weich
stf		steif
hfst		halbfest
fst		fest
loc		locker
mdch		mitteldicht
dch		dicht
fstg		fest gelagert

KLÜFTUNG

kp	kompakt	ka0	außerordentlich engständige Klüftung
klü'	schwach klüftig	ka1	sehr engständige Klüftung
klü	klüftig	ka2	engständig
klü	stark klüftig	ka3	mittelständige Klüftung
klü	sehr stark klüftig	ka4	weitständige Klüftung
		ka5	sehr weitständige Klüftung

HÄRTE

h	hart	ha1	sehr geringe Härte
mh	mittelhart	ha2	geringe Härte
gh	geringhart	ha3	mäßig hohe Härte
brü	brüchig	ha4	hohe Härte
mü	mürbe	ha5	sehr hohe Härte
ha0	außerordentlich geringe Härte	ha6	außerordentlich hohe Härte

SCHICHTUNG

b	bankig	diba	dickbankig
pl	plattig	dba	dünnbankig
dipl	dickplattig	sm6	sehr dicke Schichtung
dpl	dünnplattig	sm5	dicke Schichtung
bl	blättrig	sm4	mittlere Schichtung
ma	massig	sm3	dünne Schichtung

BODENGRUPPE nach DIN 18196: (UL)z.B. = leicht plastische Schluffe

RAMMSONDIERUNG NACH DIN 4094

	leicht	mittelschwer	schwer
Spitzendurchmesser	3.57 cm	3.56 cm	4.37 cm
Spitzenquerschnitt	5.00 cm ²	10.00 cm ²	15.00 cm ²
Gestängedurchmesser	2.20 cm	2.20 cm	3.20 cm
Rammbergewicht	10.00 kg	30.00 kg	50.00 kg
Fallhöhe	50.00 cm	20.00 cm	50.00 cm

PROBENENTNAHME UND GRUNDWASSER

	Grundwasser angetroffen
	Grundwasser nach Beendigung des Aufschlusses
	Ruhewasserstand in einem ausgebauten Bohrloch
	Schichtwasser angetroffen
	Sonderprobe Bohrkern

k.GW. kein Grundwasser

FELSARTEN

Fels, allgemein	Z	
Fels, verwittert	Zv	
Granit	Gr	
Kalkstein	Kst	
Kongl., Brekzie	Gst	
Mergelstein	Mst	
Sandstein	Sst	
Schluffstein	Ust	
Tonstein	Tst	

NEBENANTEILE

'	schwach (< 15 %)
-	stark (> 30 %)

FEUCHTIGKEIT

f°	trocken
f	schwach feucht
f	feucht
f̄	stark feucht
f̄	naß

ZERFALL

gstü	grobstückig
st	stückig
klstü	kleinstückig
gr	grusig

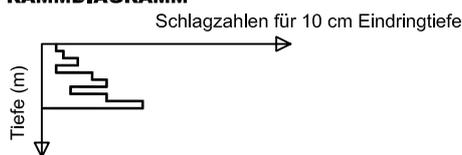
VERWITTERUNG

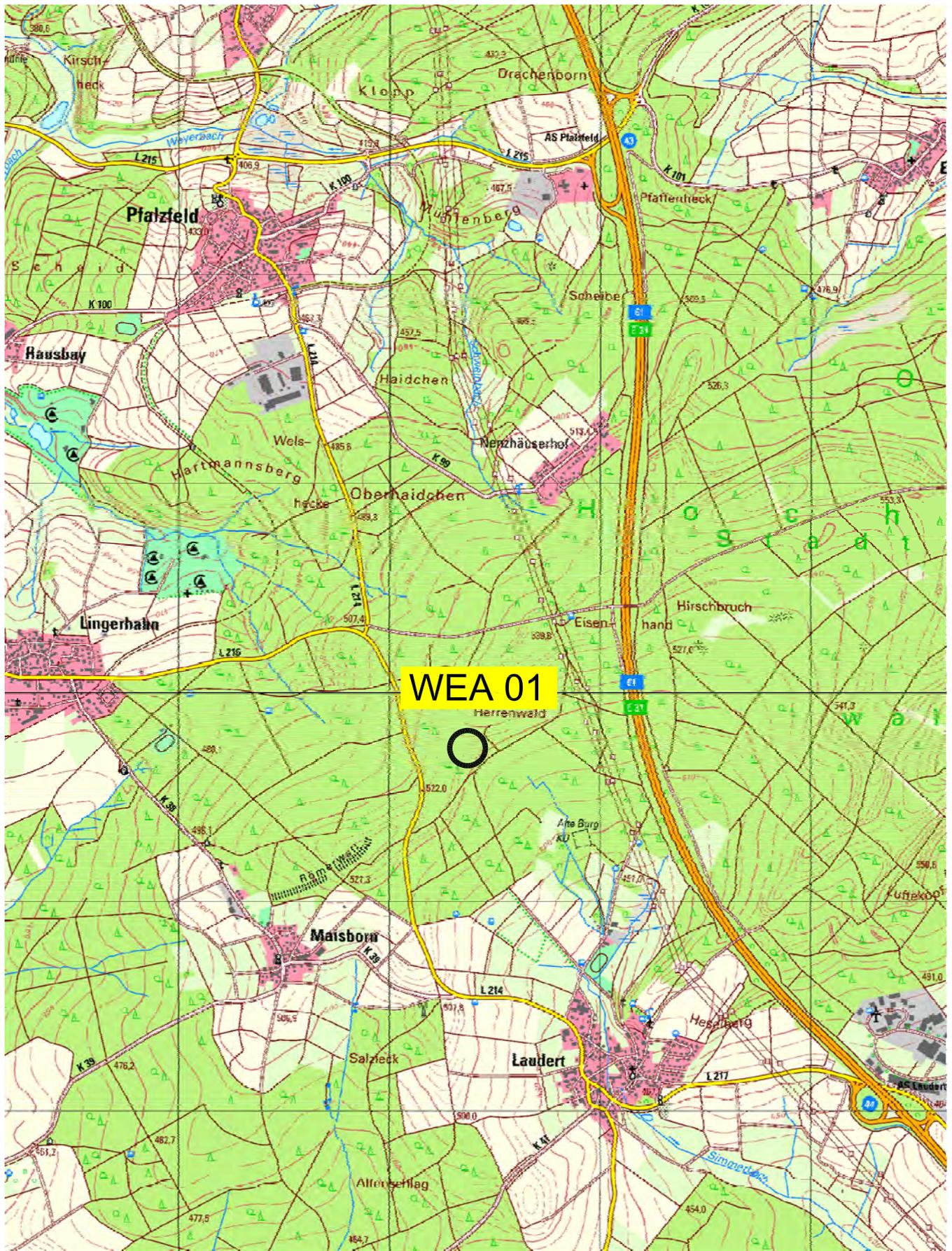
vo	frisch
v'	schwachverwittert
v	mäßig verwittert
v̄	stark verwittert
z	vollständig verwittert
zs	zersetzt

BOHRVERFAHREN

	Einfachkernrohr
	Doppelkernrohr DKH
	Doppelkernrohr DKD
	Verrohrung

RAMMDIAGRAMM



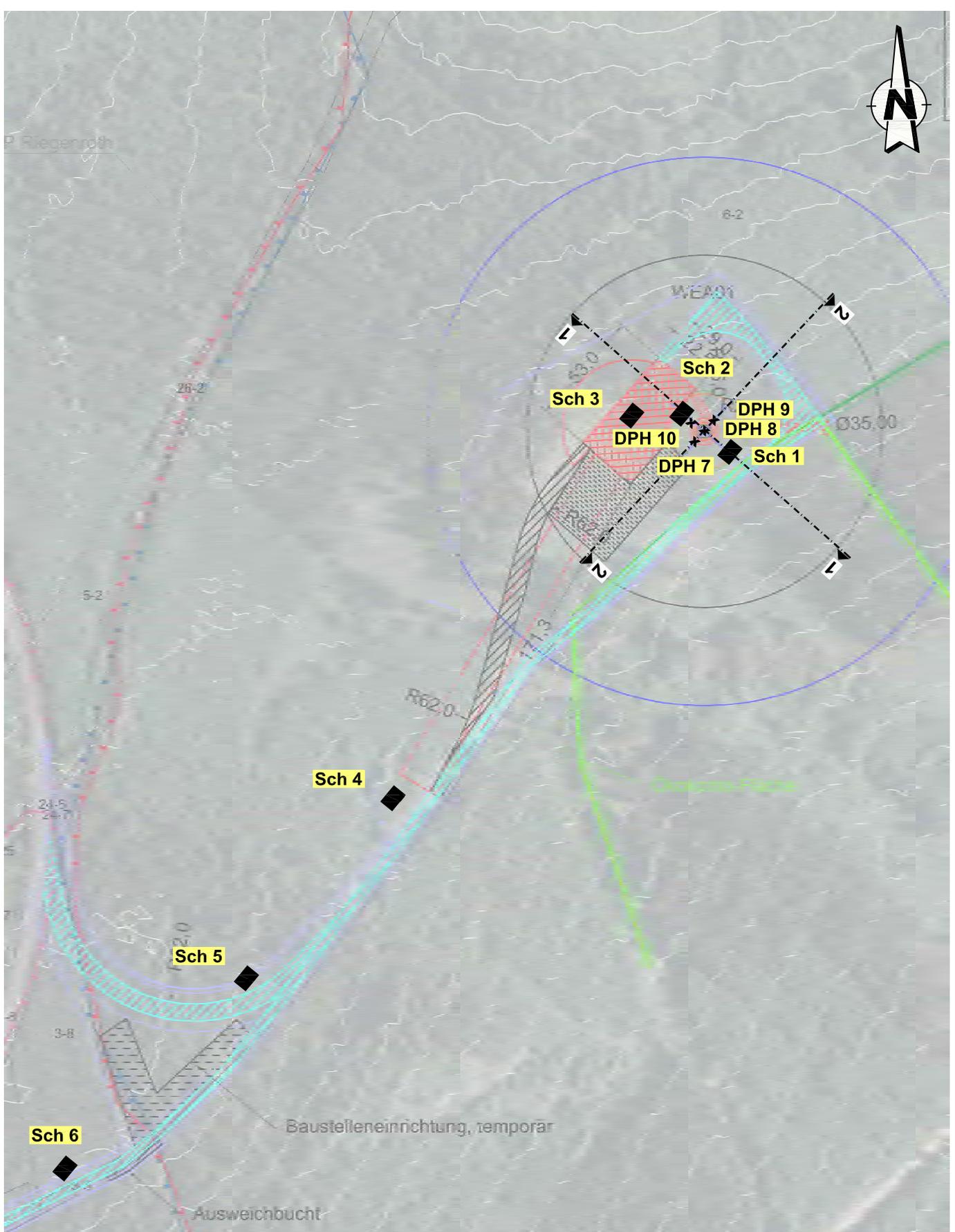


92399-01.dwg

WPW Geoconsult Südwest
 Baugrund Hydrogeologie Umwelt
 66849 Landstuhl
 68219 Mannheim
 65189 Wiesbaden
 67061 Ludwigshafen
 66606 St. Wendel

Bauvorhaben:
 Windpark Laudert III
 WEA 01
 Planbezeichnung:
 Übersichtslageplan

Anlage: 1.1
 Maßstab: o. M.
 Projekt-Nr: 19.92399.1

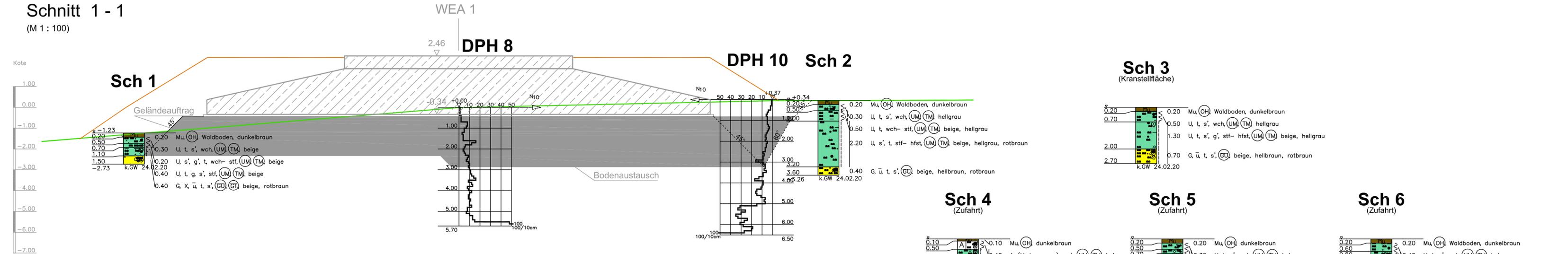


92399-01.dwg

WPW Geoconsult Südwest Baugrund Hydrogeologie Umwelt 66849 Landstuhl 68219 Mannheim 65189 Wiesbaden 67061 Ludwigshafen 66606 St. Wendel	Bauvorhaben: Windpark Laudert III WEA 01	Anlage: 1.2
	Planbezeichnung: Detailübersichtslageplan	Maßstab: o. M.
		Projekt-Nr: 19.92399.1

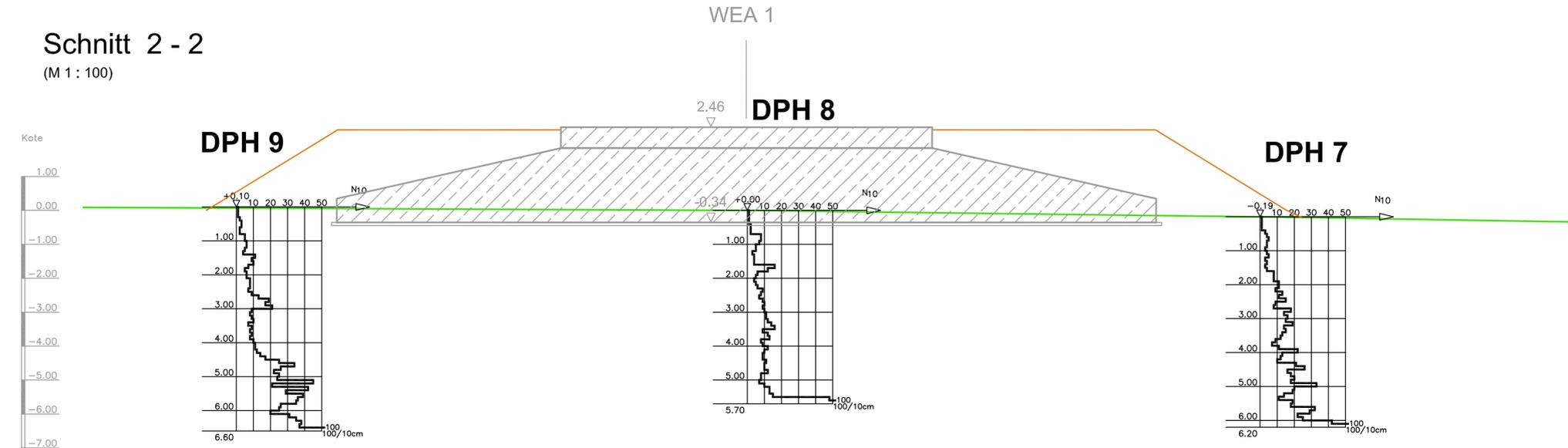
Schnitt 1 - 1

(M 1 : 100)



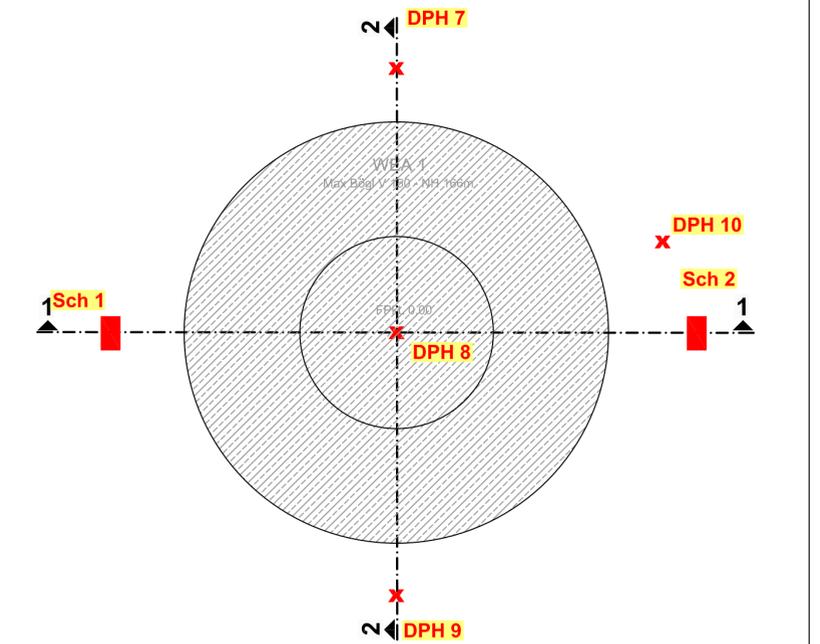
Schnitt 2 - 2

(M 1 : 100)



Lageskizze

(M ca. 1 : 250)



Index:	Änderungen:	Gesehen:	Datum:

Projekt:
Windpark Laudert III
 - WEA 01 Max Böhl Vestas V 150 - NH166 m -

Planbezeichnung:
Schnitt 1 - 1, 2 - 2; Lageskizze

Anlage Nr.: 2	Maßstab: 1 : 100; 1 : 250
WPW Geoconsult Südwest Baugrund Hydrogeologie Umwelt	Bearbeiter: P. Niemitz Gezeichnet: J. Hartz Gesehen:
67061 Ludwigshafen 68219 Mannheim 65189 Wiesbaden	68849 Landstuhl 66606 St. Wendel
Datei: 92399-01z.dwg; Blatt: 297 x 980	Datum: 15.05.2020
Projekt-Nr.: 19.92399.1	

19.92399.1

Windpark Laudert III

Anl. 3.1

Entnahmepunkte			Bodenbeschreibung			Bodenkennwerte													
Aufschluss	Tiefe [m]	Entnahmeart	Bodenart	Boden- gruppe DIN 18196	Konsis- tenz	Zustandsgrenzen			Korn- dichte [t/m³]	Trocken- dichte [t/m³]	Wasser- gehalt [%]	Kalk- gehalt [%]	Glüh- verlust [%]	Proctor			Scherfestigkeit		k - Wert [m/s]
						w _L [%]	w _p [%]	I _c						w _{Pr} [%]	ρ _{Pr} [t/m³]	Ü [%]	φ [°]	c [kN/m²]	
Sch 1.1	1,1	g	T, fs	TM	halbfest	43,7	27,0	1,33			21,5								



Zustandsgrenzen nach DIN EN ISO 17892 - 12

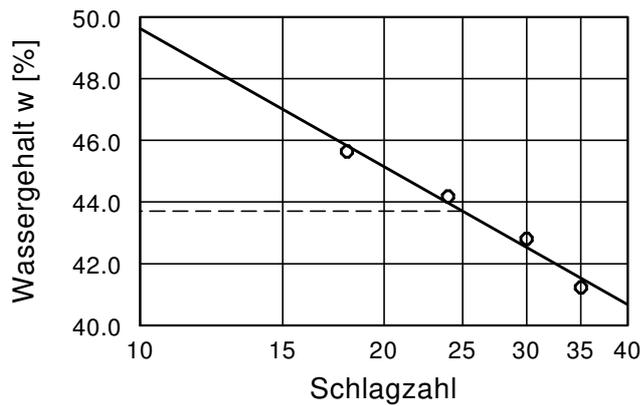
Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze

Aufschluss:..... Sch 1.1
 Tiefe:..... 1,1 m
 Probe entnommen am:..... 24.02.2020
 Probe entnommen von:..... Hundt
 Bodenart nach DIN 4022 - 1:..

Bearbeiter: Häusler

Datum: 02.03.2020

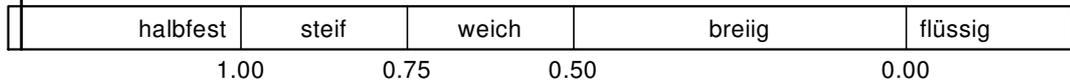
gepr.:



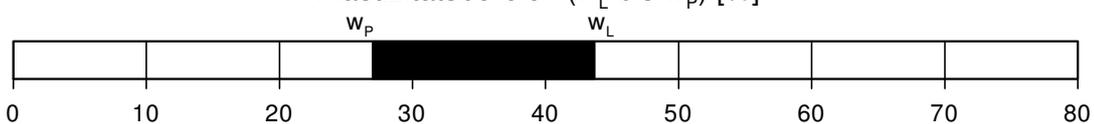
Wassergehalt $w =$ 21.5 %
 Fließgrenze $w_L =$ 43.7 %
 Ausrollgrenze $w_P =$ 27.0 %
 Plastizitätszahl $I_P =$ 16.7 %
 Konsistenzzahl $I_C =$ 1.33

$I_C = 1.33$

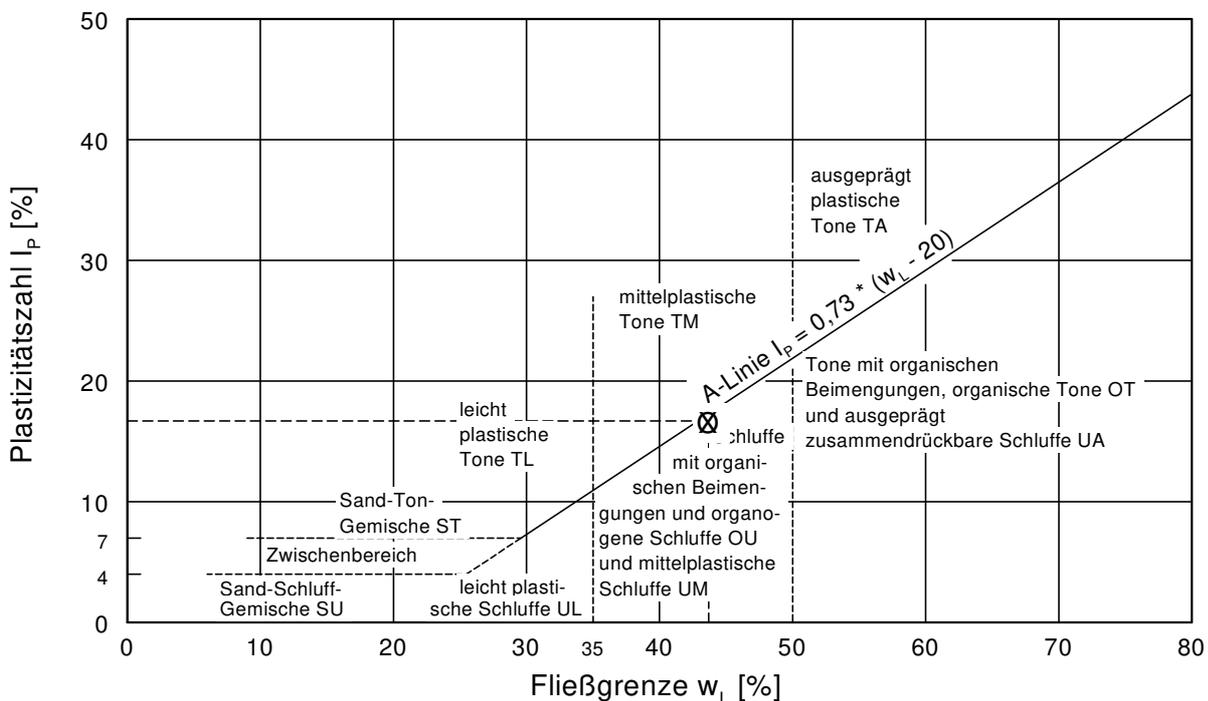
Zustandsform



Plastizitätsbereich (w_L bis w_P) [%]

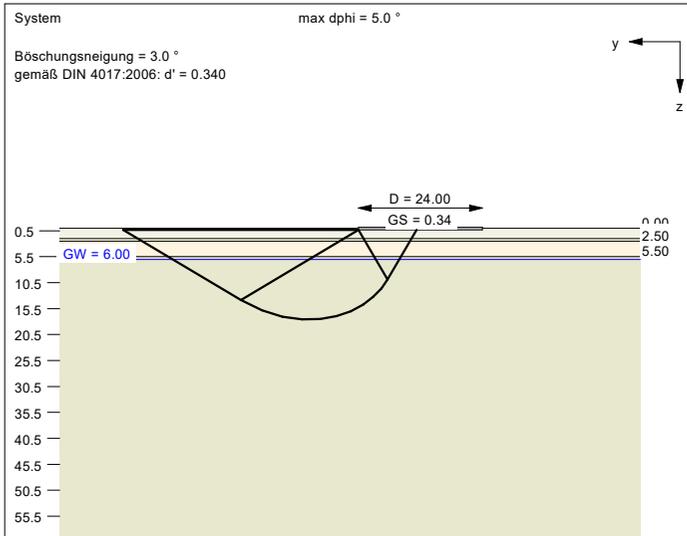


Plastizitätsdiagramm

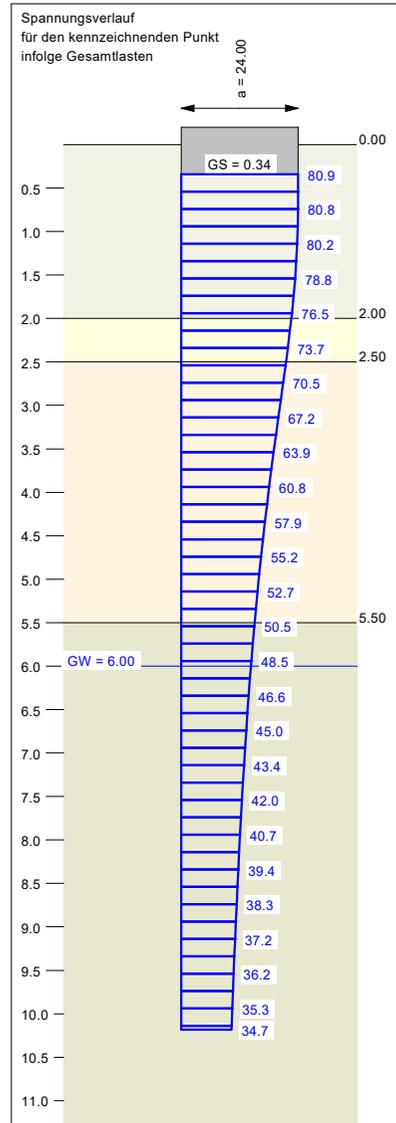


WP Laudert III, WEA 01, BSP, statisch

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E _s [MN/m ²]	v [-]	Bezeichnung
	20.0	11.0	40.0	0.0	120.0	0.00	Bodenaustausch/Polster
	19.0	9.0	30.0	6.0	10.0	0.00	Decklehm
	21.0	11.5	40.0	5.0	30.0	0.00	Verwitterungskies
	22.0	12.0	27.5	20.0	100.0	0.00	Tonschiefer

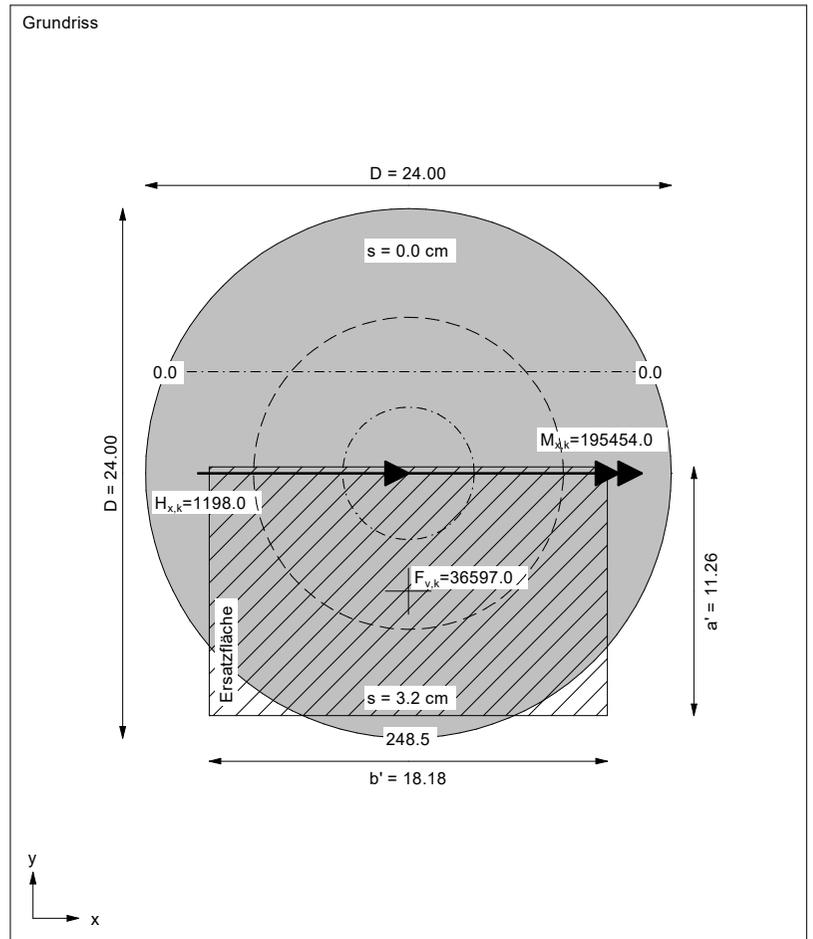


Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikalkraft $F_{v,k} = 36597.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 1198.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 195454.00 / 0.00$ kN-m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN-m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.341$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.069 m)
 $a' = 11.265$ m
 $b' = 18.178$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.341$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.069 m)
 $a' = 11.265$ m
 $b' = 18.178$ m
Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht, aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{0f,k} / \sigma_{0f,d} = 1847.5 / 1319.64$ kN/m²
 $R_{n,k} = 378311.16$ kN
 $R_{n,d} = 270222.26$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 36597.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 49405.95$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.183
 cal $\varphi = 28.9^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal c = 16.16 kN/m²
 cal $\gamma_2 = 15.94$ kN/m³



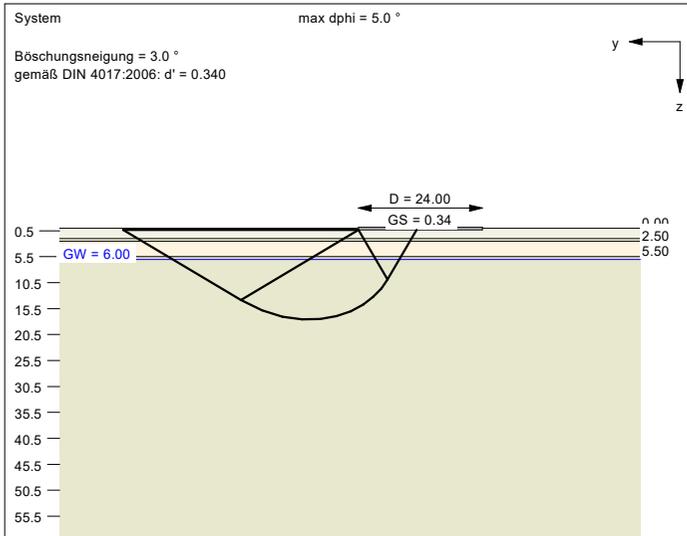
Berechnungsgrundlagen:
 92399.01 WEA 01 BSA statisch
 Norm: EC 7
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$

$\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.34 m
 Grundwasser = 6.00 m
 Böschungsneigung = 3.0°
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite

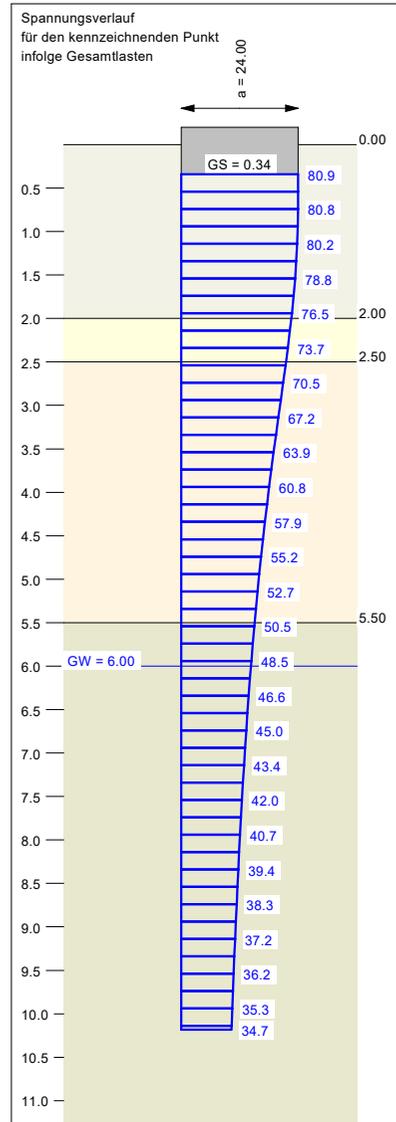


WP Laudert III, WEA 01, BSP, dynamisch

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E _s [MN/m ²]	v [-]	Bezeichnung
	20.0	11.0	40.0	0.0	360.0	0.00	Bodenaustausch/Polster
	19.0	9.0	30.0	6.0	80.0	0.00	Decklehm
	21.0	11.5	40.0	5.0	130.0	0.00	Verwitterungskies
	22.0	12.0	27.5	20.0	240.0	0.00	Tonschiefer

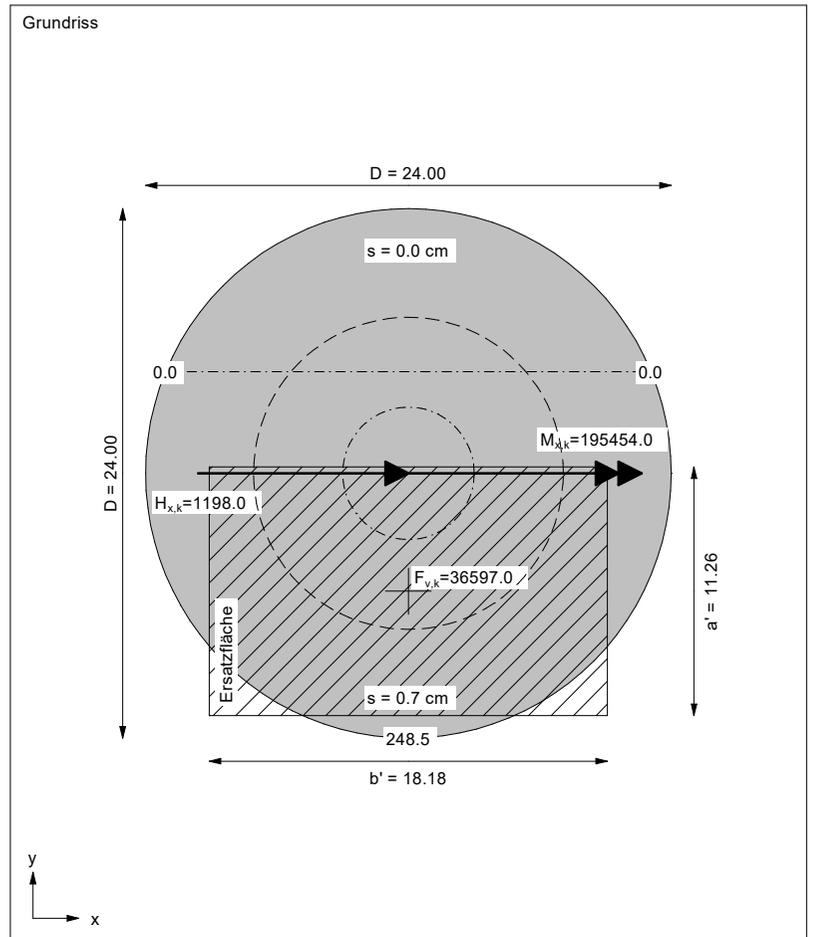


Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikalkraft $F_{v,k} = 36597.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 1198.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 195454.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.341$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.069 m)
 $a' = 11.265$ m
 $b' = 18.178$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.341$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.069 m)
 $a' = 11.265$ m
 $b' = 18.178$ m
Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht, aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{0f,k} / \sigma_{0f,d} = 1847.5 / 1319.64$ kN/m²
 $R_{n,k} = 378311.16$ kN
 $R_{n,d} = 270222.26$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 36597.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 49405.95$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.183
 cal $\varphi = 28.9^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal c = 16.16 kN/m²
 cal $\gamma_2 = 15.94$ kN/m³



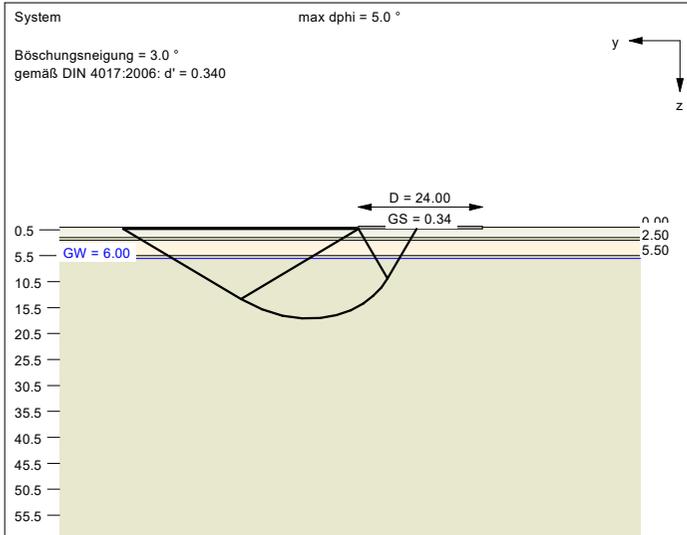
Berechnungsgrundlagen:
 92399.01 WEA 01 BSA statisch
 Norm: EC 7
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_G = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$

$\gamma_{G,stab} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.34 m
 Grundwasser = 6.00 m
 Böschungsneigung = 3.0°
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite

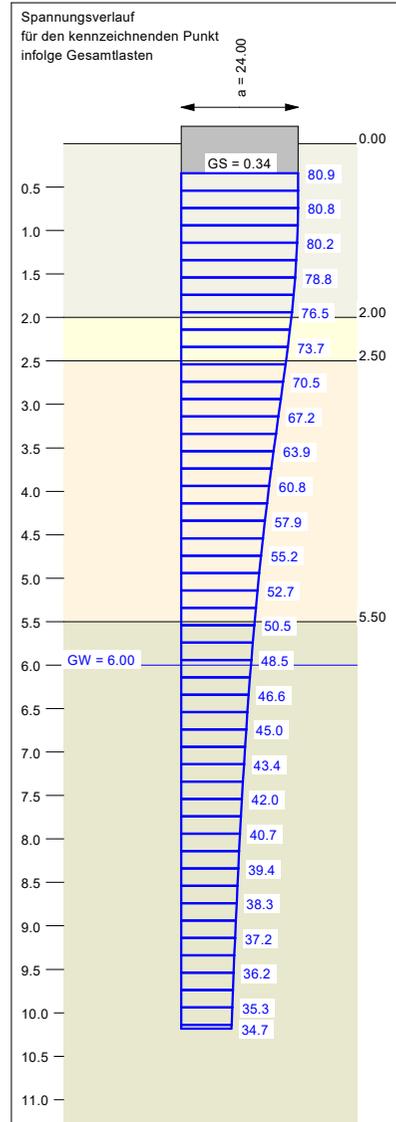


WP Laudert III, WEA 01, BSA, statisch

Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E _s [MN/m ²]	v [-]	Bezeichnung
	20.0	11.0	40.0	0.0	120.0	0.00	Bodenaustausch/Polster
	19.0	9.0	30.0	6.0	10.0	0.00	Decklehm
	21.0	11.5	40.0	5.0	30.0	0.00	Verwitterungskies
	22.0	12.0	27.5	20.0	100.0	0.00	Tonschiefer

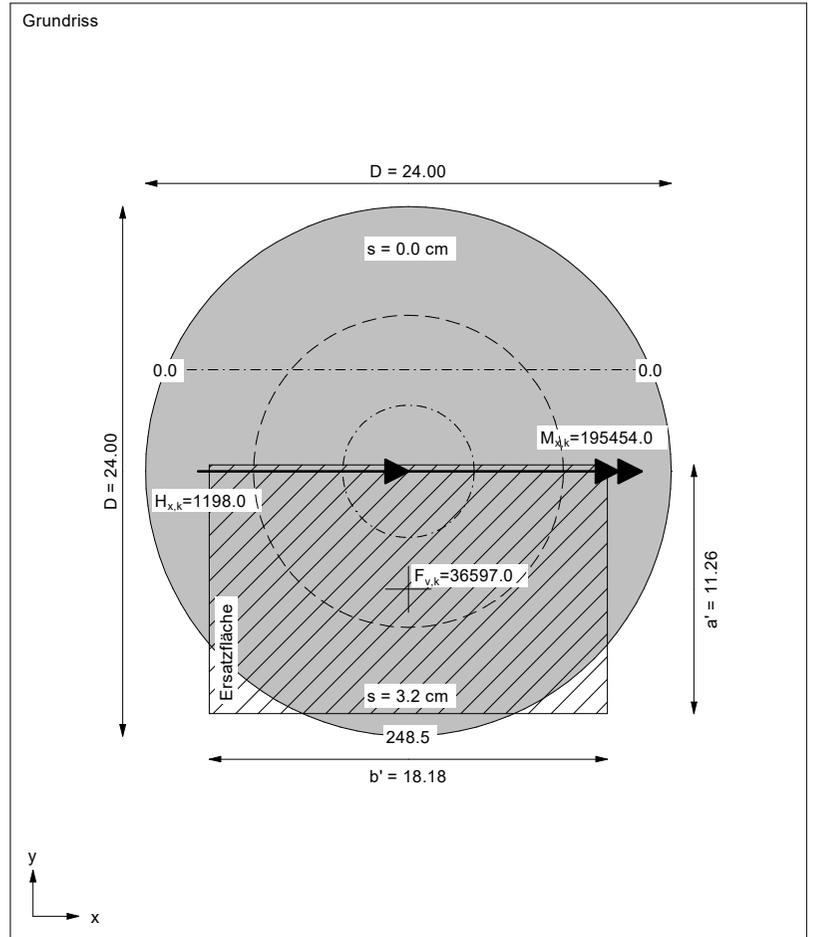


Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikalkraft $F_{v,k} = 36597.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 1198.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 195454.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.341$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.069 m)
 $a' = 11.265$ m
 $b' = 18.178$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.341$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.069 m)
 $a' = 11.265$ m
 $b' = 18.178$ m
Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht, aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\sigma_{0f,k} / \sigma_{0f,d} = 1847.5 / 1539.58$ kN/m²
 $R_{n,k} = 378311.16$ kN
 $R_{n,d} = 315259.30$ kN
 $V_d = 1.10 \cdot 36597.00 + 1.10 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 40256.70$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.128
 cal $\varphi = 28.9^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal c = 16.16 kN/m²
 cal $\gamma_2 = 15.94$ kN/m³



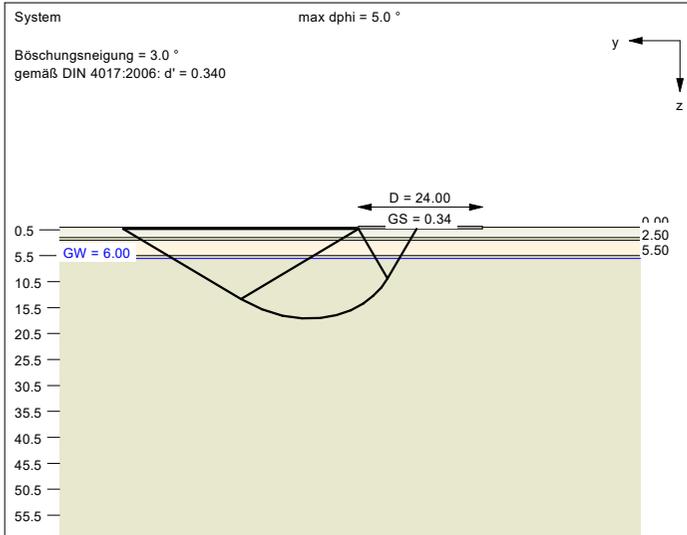
Berechnungsgrundlagen:
 92399.01 WEA 01 BSA statisch
 Norm: EC 7
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\gamma_G = 1.10$
 $\gamma_Q = 1.10$
 Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.00$

$\gamma_{G,stab} = 0.95$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$
 Gründungssohle = 0.34 m
 Grundwasser = 6.00 m
 Böschungsneigung = 3.0°
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



WP Laudert III, WEA 01, BSA, dynamisch

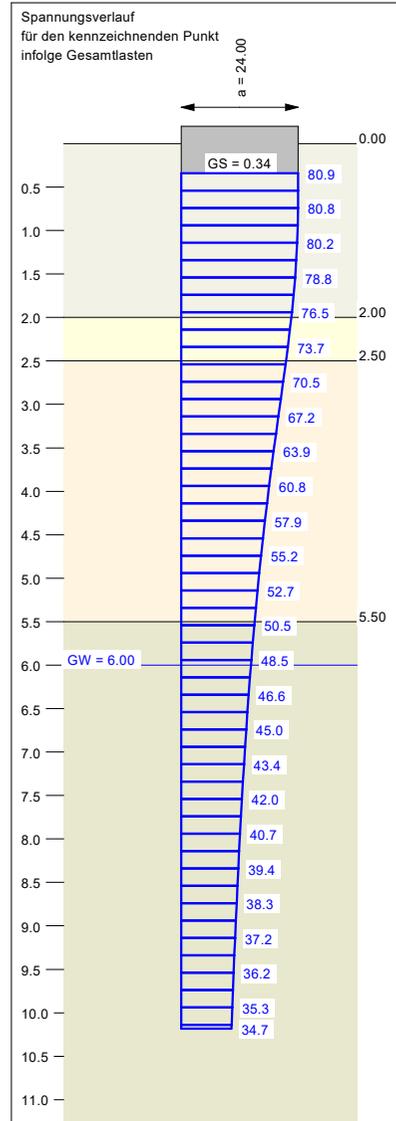
Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	E _s [MN/m ²]	v [-]	Bezeichnung
	20.0	11.0	40.0	0.0	360.0	0.00	Bodenaustausch/Polster
	19.0	9.0	30.0	6.0	80.0	0.00	Decklehm
	21.0	11.5	40.0	5.0	130.0	0.00	Verwitterungskies
	22.0	12.0	27.5	20.0	240.0	0.00	Tonschiefer



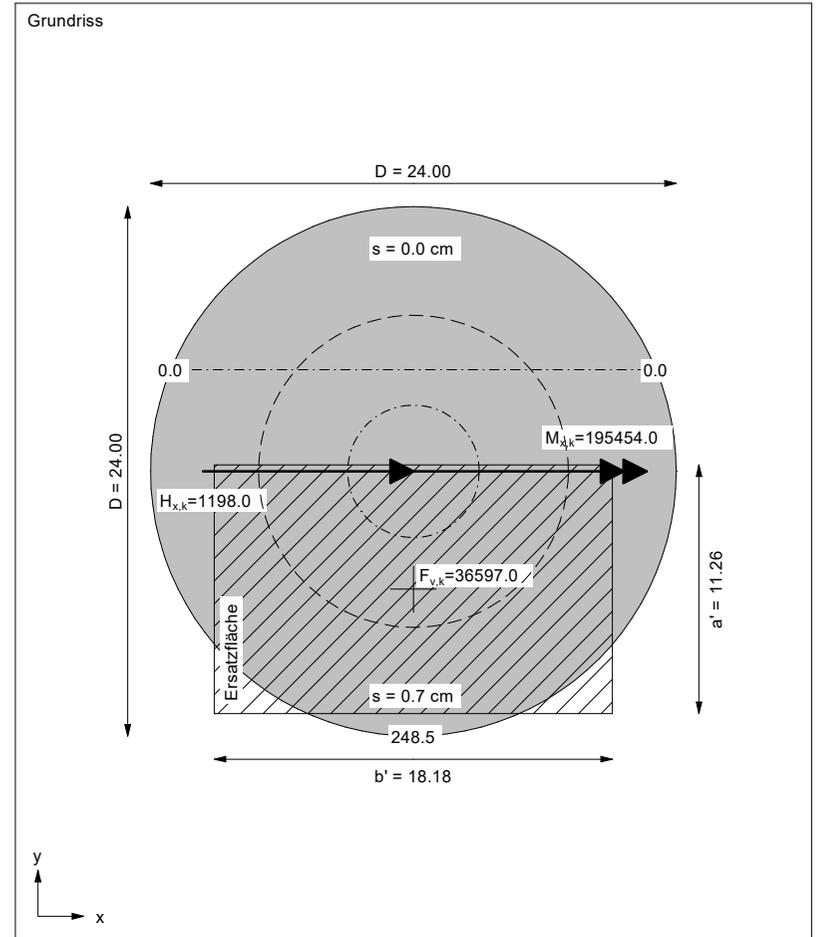
Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikalkraft $F_{v,k} = 36597.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 1198.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 195454.00 / 0.00$ kN-m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN-m
 Durchmesser $D = 24.000$ m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.341$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.069 m)
 $a' = 11.265$ m
 $b' = 18.178$ m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = -5.341$ m
Resultierende im 2. Kern (= 7.069 m)
 $a' = 11.265$ m
 $b' = 18.178$ m

cal $\sigma_{0i} = 6.80$ kN/m²
 cal $\beta = 0.00^\circ$
 UK log. Spirale = 17.57 m u. GOK
 Länge log. Spirale = 69.39 m
 Fläche log. Spirale = 621.78 m²
 Tragfähigkeitsbeiwerte (y):
 $N_{d0} = 27.75$; $N_{d0} = 16.35$; $N_{b0} = 8.49$
 Formbeiwerte (y):
 $v_c = 1.319$; $v_d = 1.300$; $v_b = 0.814$
 Neigungsbeiwerte (y):
 $i_c = 0.952$; $i_d = 0.955$; $i_b = 0.924$
 Geländeneigungsbeiwerte (y):
 $\lambda_c = 1.000$; $\lambda_d = 1.000$; $\lambda_b = 1.000$
 Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 10.18$ m u. GOK
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.38 cm
 Setzungen der KPs:
 oben = 0.02 cm
 unten = 0.75 cm
 Verdrehung(x) (KP) = 1 : 2767.7
 Drehfedersteifigkeit:
 $k_{\phi,x} = 540950.3$ MN-m/rad
 Nachweis EQU:
 $M_{stb} = 36597.0 \cdot 24.00 \cdot 0.5 \cdot 0.95 = 417205.8$
 $M_{dst} = 195454.0 \cdot 1.00 = 195454.0$
 $\mu_{EQU} = 195454.0 / 417205.8 = 0.468$

Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht,
 aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\sigma_{0f,k} / \sigma_{0f,d} = 1847.5 / 1539.58$ kN/m²
 $R_{n,k} = 378311.16$ kN
 $R_{n,d} = 315259.30$ kN
 $V_d = 1.10 \cdot 36597.00 + 1.10 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 40256.70$ kN
 μ (parallel zu y) = 0.128
 cal $\varphi = 28.9^\circ$
 φ wegen 5° Bedingung abgemindert
 cal c = 16.16 kN/m²
 cal $\gamma_2 = 15.94$ kN/m³



Berechnungsgrundlagen:
 92399.01 WEA 01 BSA statisch
 Norm: EC 7
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.20$
 $\gamma_G = 1.10$
 $\gamma_Q = 1.10$
 Grenzzustand EQU:
 $\gamma_{G,dst} = 1.00$
 $\gamma_{G,stb} = 0.95$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.00$
 Gründungssohle = 0.34 m
 Grundwasser = 6.00 m
 Böschungsneigung = 3.0°
 Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite




chemlab

 Gesellschaft für Analytik
 und Umweltberatung mbH

chemlab GmbH · Wiesenstraße 4 · 64625 Bensheim

 WPW Geoconsult Südwest GmbH
 Frau Niemitz
 Raiffeisenstraße 21
 66849 Landstuhl

 05.03.2020
 20021119.1

Untersuchung von Feststoff

 Ihr Auftrag vom: 26.02.2020
 Projekt: 20.92399.1 - Windpark Lauder III

 chemlab
 Gesellschaft für Analytik und
 Umweltberatung mbH

 Wiesenstraße 4
 64625 Bensheim
 Telefon (0 62 51) 84 11 - 0
 Telefax (0 62 51) 84 11 - 40
 info@chemlab-gmbh.de
 www.chemlab-gmbh.de

PRÜFBERICHT NR:
20021119.1

 Volksbank Darmstadt-Südhessen eG
 IBAN: DE65 5089 0000 0052 6743 01
 BIC: GENODEF1VBD

Untersuchungsgegenstand:

Feststoffprobe

 Bezirkssparkasse Bensheim
 IBAN: DE48 5095 0068 0001 0968 33
 BIC: HELADEF1BEN

Untersuchungsparameter:

Betonaggressivität

 Amtsgericht Darmstadt
 HRB 24061
 Geschäftsführer:
 Harald Störk
 Hermann-Josef Winkels

Probeneingang/Probenahme:

 Probeneingang: 28.02.2020
 Die Probenahme wurde vom Auftraggeber vorgenommen.

Analysenverfahren:

siehe Analysenbericht

 Durch die DAkkS nach
 DIN EN ISO/IEC 17025
 akkreditiertes Prüflaboratorium

Prüfungszeitraum:

28.02.2020 bis 05.03.2020

 Zulassung nach der
 Trinkwasserverordnung

Messstelle nach § 29b BImSchG

Gesamtseitenzahl des Berichts: 2

 Zulassung als staatlich
 anerkanntes EKVO-Labor

USt.-Id.Nr.: DE 111 620 831


chemlab

 Gesellschaft für Analytik
 und Umweltberatung mbH

Auftraggeber: WPW Geoconsult Südwest GmbH
 Projekt: 20.92399.1 - Windpark Lauder III
 AG Bearbeiter: Frau Niemitz
 Probeneingang: 28.02.2020

Analytiknummer:				20021119.1		
Probenart:				Boden		
Probenbezeichnung:				MP		
				Sch 1 - Sch 3		
Parameter	Einheit	Verfahren	BG			
Feststoffuntersuchung						
Trockensubstanz	%	DIN ISO 11465	0,1	85,1		
Chlorid aus Auszug	mg/kg	Hausmethode	75	<75		
Sulfat aus Auszug	mg/kg	Hausmethode	150	<150		
Sulfid	mg/kg TS	DIN 38 405 D26	1	<1		
Säuregrad n. Baumann-Gully	ml/kg TS	DIN 4030 Teil 2	2	56		

Bemerkung: Die Analysenergebnisse beziehen sich auf die Trockenmasse.

Bensheim, den 05.03.2020

chemlab GmbH

i. A. D. Niemitz

Dipl.-Ing. Störk
 - Laborleiter -