

BAUGRUNDGUTACHTEN

Bauvorhaben : GROSSMANN Bau
Auslagerung Werkstatt und Bauhof
Rosenheim / Westerndorf St. Peter

Bauherr : Fa. GROSSMANN Bau GmbH & Co. KG
Äußere Münchener Straße 20
83026 Rosenheim

Auftraggeber : Fa. GROSSMANN Bau GmbH & Co. KG
Äußere Münchener Straße 20
83026 Rosenheim

Planer : Fa. GROSSMANN Bau GmbH & Co. KG
Äußere Münchener Straße 20
83026 Rosenheim

Statiker : /

Sachbearbeiter : Dipl.-Geol. Kl. Smettan

AZ 25100101

Traunstein, den 4. Februar 2026

INHALTSVERZEICHNIS

1.	ALLGEMEINES	1
1.1	Veranlassung.....	1
1.2	Bearbeitungsunterlagen.....	1
1.3	Angaben zur geplanten Baumaßnahme	2
1.4	Allgemeine Lage und Höhenangaben.....	2
2.	ALLGEMEINE GEOLOGISCHE SITUATION	3
3.	UNTERSUCHUNGEN UND UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE	4
3.1	Schürfe	4
3.2	Drucksondierungen (CPT)	4
3.3	Geotechnische Laborversuche	5
3.4	Schichtenaufbau des Untergrundes	6
3.5	Geotechnische Klassifizierung und Bodenkennwerte	10
4.	GRUNDWASSER, HYDROGEOLOGISCHE VERHÄLTNISSE	14
5.	STELLUNGNAHME.....	15
5.1	Gründung	15
5.2	Schutz der Gebäude vor Durchfeuchtung.....	19
5.3	Baugrube	19
5.4	Verkehrsflächen und befestigte Außenanlagen	19
5.5	Wiederversickerung Oberflächenwasser	20
5.6	Allgemeine Hinweise zur weiteren Planung und Bauausführung	21
6.	SCHLUSSBEMERKUNGEN	22

ANLAGEN

ANLAGE 1	Lageplan
ANLAGE 2	Schurfprotokolle
ANLAGE 3	Sondierprotokolle (CPT)
ANLAGE 4	Schnitte
ANLAGE 5	Geotechnische Laborversuche
ANLAGE 6	Detailauswertung CPT

1. ALLGEMEINES

1.1 Veranlassung

Die Fa. GROSSMANN Bau plant die Auslagerung der Werkstatt und des Bauhofs nach Westerndorf St. Peter. Zur Abklärung der Untergrundverhältnisse im Bereich der geplanten Baumaßnahme wurde die Dipl.-Ing. Bernd Gebauer Ingenieur GmbH vom Bauherrn mit der Baugrunderkundung und der Erstellung eines geotechnischen Berichtes („Baugrundgutachten“) beauftragt.

1.2 Bearbeitungsunterlagen

Für die Ausarbeitung dieses Berichts standen folgende Unterlagen zur Verfügung:

- Flurplanauszug mit Luftbild M 1 : 1250
- Übersichtslageplan des GROSSMANN Bau GmbH & Co.KG vom 19.11.2025 M 1 : 500
- Bebauungsplan Nr. 210 „GE Hansefeld“ SW (Vorabzug) des IB PLG vom Mai 2025 M 1:1000
- Ergebnisse der Baggerschürfe vom 19.11.2025
- Ergebnisse der Drucksondierungen (CPT) vom 22. / 23.10.2025
- Ergebnisse der geotechnischen Laborversuche
- Geologische Karte von Bayern, Blatt Rosenheim M 1 : 25 000
- UmweltAtlas „Geologie“, des LfU-Bayern abgerufen am 20.12.2025

Darüber hinaus standen Aufschlüsse / Baugrundgutachten von weiteren Bauvorhaben aus der Umgebung zur Verfügung und es erfolgte durch den Sachbearbeiter eine Inaugenscheinnahme der örtlichen Situation.

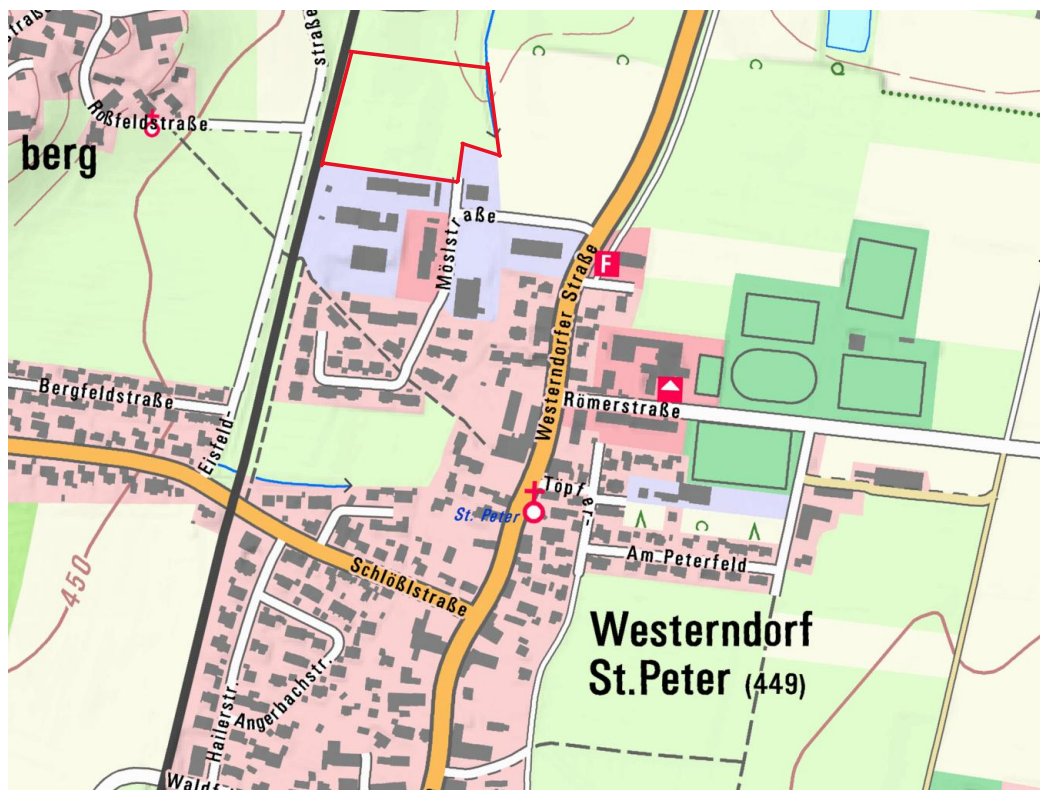
1.3 Angaben zur geplanten Baumaßnahme

Die Planung sieht die Errichtung von fünf zwischen ca. 35m x 20m und 20m x 45m großen Werkstatt- / Hallengebäuden mit Stahlbetontragwerk auf Einzelfundamenten vor. Weitergehenden Angaben zu den Gebäuden lagen zum Zeitpunkt der Erstellung dieses Berichtes noch nicht vor.

1.4 Allgemeine Lage und Höhenangaben

Das Baufeld befindet sich im Nordwesten von Westerndorf St. Peter auf den Grundstücken mit den Flur-Nr. 66 und 66/2. Das Gelände war bislang als landwirtschaftliche Nutz- / Ackerfläche und ist derzeit Grünland.

Das Gelände fällt leicht von ca. 447,7 m im Westen auf ca. 444,7 m im Osten.



Auszug aus dem Bayernatlas (Landesamt für Vermessung und Geoinformation Bayern)

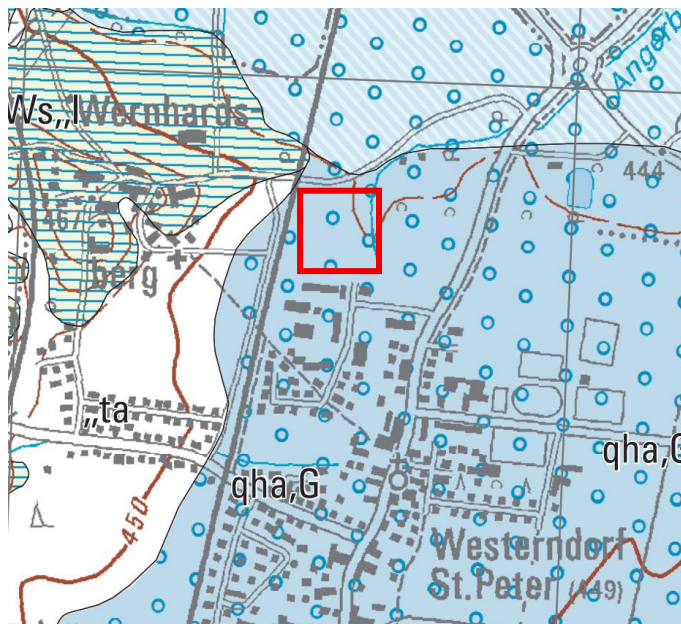
Den Planunterlagen zufolge ist für die geplanten Gebäude folgende Kotierung vorgesehen:

$$\text{OK.FFB.EG} \triangleq \pm 0,00 = 445,65 \text{ m üNN (nördlicher Teilbereich)}$$

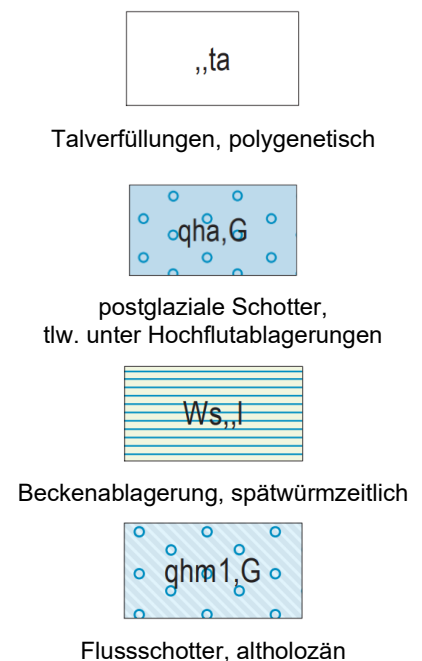
$$\text{OK.FFB.EG} \triangleq \pm 0,00 = 446,50 \text{ m üNN (südlicher Teilbereich)}$$

2. ALLGEMEINE GEOLOGISCHE SITUATION

Das Baufeld liegt im Bereich des so genannten Rosenheimer Beckens, einem vollständig verlandeten Gletscherbecken der Eiszeit. Der Untergrund wird dementsprechend unterhalb nacheiszeitlichen feinkörnigen Schwemmböden und Kies- / Sandablagerungen des Inns aus sogenannten Beckenablagerungen (Seeton) gebildet.



Auszug aus Geologische Karte von Bayern, Blatt Rosenheim



Das Baufeld liegt nach DIN EN 1998-1/NA in der **Erdbebenzone 0**, wobei nach der noch nicht eingeführten neuen Regelung des EC 8 eine zukünftig ggf. abweichende Einstufung nicht auszuschließen ist.

Auf Grundlage der bisherig vorliegenden Planunterlagen und geologischen Verhältnissen ist das Bauvorhaben nach DIN 4020 der **Geotechnische Kategorie (GK) 2** zuzuordnen.

3. UNTERSUCHUNGEN UND UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE

3.1 Schürfe

Zur Erkundung der oberflächennahen Untergrundverhältnisse, insbesondere der Mächtigkeit und Zusammensetzung der bindigen Deckschichten, wurden am 19.11.2025 im Bereich des Baufeldes insgesamt sieben Baggerschürfe hergestellt.

Die jeweiligen Schurftiefen können der folgenden Tabelle entnommen werden:

Schurf	Schurftiefe [m uGOK]	Ansatzhöhe [m üNN]
S1	2,9	446,84
S2	2,4	446,79
S3	3,2	446,31
S4	1,5	445,49
S5	1,8	446,22
S6	2,6	447,07
S7	2,1	445,1

Die Schürfe wurden jeweils bis in die anstehenden Kiese geführt. Die Schurfansatzpunkte wurden bauseits der Lage und der Höhe nach eingemessen.

Die Lage der Schürfe ist aus dem Lageplan der ANLAGE 1 zu entnehmen. Die Schürfe wurden durch einen Geologen der Dipl.-Ing. Bernd Gebauer Ingenieur GmbH aufgenommen, die entsprechenden Schurfaufnahmen sind in ANLAGE 2 dargestellt

3.2 Drucksondierungen (CPT)

Zur Erkundung des tieferen Bodenaufbaus, insbesondere der Mächtigkeit der Kiese, Tiefenlage / Ausbildung der Beckensedimente, wurden am 22./23.10.2025 durch die Fa. Geotechnik Heiligenstadt GmbH neun Drucksondierungen (CPT) nach DIN EN ISO 22476-1(2023-04) mit der elektrischen Drucksonde ausgeführt. Hierbei werden durch spezielle Sondierspitzen, Spitzendruck und lokale Mantelreibung getrennt erfasst und das Reibungsverhältnis aus Spitzendruck und Mantelreibung ermittelt.

Die Sondierungen wurden bis in folgende Tiefen geführt:

Sondierung	Sondiertiefe [m uGOK]	Ansatzhöhe [m üNN]
CPT 1	15,0	ca. 446,90
CPT 2	15,0	ca. 446,12
CPT 3	15,0	ca. 444,80
CPT 4	15,0	ca. 446,99
CPT 5	15,0	ca. 446,30
CPT 6	15,0	ca. 445,06
CPT 7	15,0	ca. 447,51
CPT 8	15,0	ca. 446,15
CPT 9	15,0	ca. 444,76

Die Ansatzpunkte der Sondierungen wurden bauseits der Lage und Höhe nach eingemessen.

Die Ansatzpunkte der Sondierungen sind im Lageplan der ANLAGE 1 zu ersehen. In ANLAGE 3 sind die Sondierprotokolle sowie in ANLAGE 6 die Detailauswertungen einschließlich der daraus abgeleiteten Bodenkennwerte beigefügt.

3.3 Geotechnische Laborversuche

In den Schürfen wurden in unterschiedlicher Tiefe repräsentative Bodenproben entnommen und daran im Laborversuch folgende bodenmechanische Parameter ermittelt:

Schurf	Entnahmetiefe [m uGOK]	Laborversuch	Anl.-Nr.
S1	2,5	Wassergehalt (DIN EN ISO 17 892-1)	5,1
S2	2,4	Korngrößenverteilung (DIN EN ISO 17 892-4)	5.2
S3	2,0	Korngrößenverteilung (DIN EN ISO 17 892-4)	5.2
S4	0,6	Wassergehalt (DIN EN ISO 17 892-1)	5.1
S5	1,8	Korngrößenverteilung (DIN EN ISO 17 892-4)	5,2

Die Ergebnisse der geotechnischen Laborversuche sind in ANLAGE 5 dargestellt.

3.4 Schichtenaufbau des Untergrundes

3.4.1 Oberboden

Entsprechend der bisherigen Nutzung besteht die oberste Bodenschicht aus einer ca. 0,2 – 0,3 m mächtigen Mutterbodenlage. Dabei handelt es sich im Wesentlichen um stark humose Schluffe.

Beurteilung:

Der Oberboden ist nach DIN 18 300 bzw. DIN 18 301 dem Homogenbereich O zuzuweisen

Aufgrund seiner geringen Mächtigkeit ist der Oberboden für die geplante Baumaßnahme nur von untergeordneter Bedeutung bzw. ist davon auszugehen, dass dieser im Bereich der Baumaßnahmen vollständig abgeschoben wird.

Für die Ausschreibung und bodenmechanische Berechnungen sind die in Tabelle 1.1 und 1.2 genannten Klassifizierungen / Homogenbereichszuweisungen und Bodenkennwerte in Ansatz zu bringen.

3.4.2 Feinkörnige Schwemmböden (Schwemmböden / Decklehme)

Unter der Oberbodenauflage folgen die Böden der feinkörnigen Decklage aus feinkörnigen Schwemmböden, die im oberen Bereich z. T. zu Decklehmern zersetzt sind.

Dabei handelt es sich teils um schluffige Tone, teils um feinsandige Schluffe, wobei erfahrungsgemäß bzw. in den Drucksondierungen auch angetroffen, Übergänge zu stark feinsandigen Schluffen und Schluff-Sand-Gemischen vorhanden sein können, bzw. entsprechende Zwischenlagen auftreten. Darüber hinaus wurde in zwei Schürfen (S1 und S4) ausgeprägt plastischer („fetter“) Ton angetroffen. Entstehungsbedingt können lokale organische Beimengungen nicht ausgeschlossen werden

Die Schichtuntergrenze liegt in den Aufschlüssen zwischen ca. 0,5 m uGOK (S5) und 3,2 m uGOK (CPT 1); bzw. dünnt im Schurf S2 die bindige Deckschicht vollständig aus. Dies bestätigt die Erfahrungen von Baumaßnahmen im Umfeld, dass die Schichtmächtigkeit stark schwankend ist bzw. die Schichtgrenze zu den unterlagernden Kiesen oftmals ein Relief in Form rinnenartiger Eintiefungen aufweist.

Beurteilung:

Erfahrungsgemäß sowie der örtlichen Beurteilung zufolge entsprechen die Böden der feinkörnigen Deckschichten gemäß DIN 18 196 im Wesentlichen den Bodengruppen UL / UM (leicht bis mittelpplastische Schluffe) und TL/TM (leicht bis mittelpplastische Tone) untergeordnet TA (ausgesprochen plastische Tone). Bereiche mit hohem Feinsandanteil entsprechen der Bodengruppe SÜ untergeordnet SU (Sand-Schluff-Gemische).

Der Feinkornanteil schwankt in der Regel zwischen ca. 40 % und > 60 %.

Die Konsistenz war in den Schürfen weich bis steif. Die an den untersuchten Proben aus dem "fetten" Ton ermittelten Wassergehalte lagen bei ca. 33% bzw. 37%, was für TA-Tone kennzeichnet ist. Ausgenommen die Bereiche mit TA-Tonen weisen die Böden überwiegend einen geringen Plastizitätsbereich und neigen bei Wasserzutritt bzw. mechanischer Beanspruchung zur Konsistenzverschlechterung.

Die Zusammendrückbarkeit ist hoch bis sehr hoch. Die Scherfestigkeit ist gering. Die Verdichtungsfähigkeit ist schlecht bis sehr schlecht, der Boden ist für einen qualifizierten Wiedereinbau ohne Bodenverbessernden Maßnahmen nicht geeignet

Entsprechend der vorstehend beschriebenen Zusammensetzung und bodenmechanischen Eigenschaften sind die feinkörnigen Schwemmböden für Erdarbeiten nach DIN 18 300 sowie Bohrarbeiten DIN 18 301 einem Homogenbereich B 1 zuzuweisen.

Die Böden der feinkörnigen Schwemmböden weisen überwiegend eine sehr geringe, $K_f < 1 \times 10^{-7}$ m/s, Durchlässigkeit auf. Lediglich lokale feinsandige Zwischenlagen können höhere Durchlässigkeiten aufweisen.

Als Böden überwiegend der Bodengruppen TL/TM sowie UL / UM sind die feinkörnigen Schwemmböden gemäß ZTVE-StB in die Frostempfindlichkeitsklassen F 3 (stark frostempfindlich) einzuordnen.

Aufgrund der genannten bodenmechanischen Eigenschaften sind die feinkörnigen Schwemmböden zur direkten und schadensfreien Aufnahme von Bauwerkslasten sowie als Erdplanum für befestigten Außenanlagen ohne Zusatzmaßnahmen nicht geeignet.

Aufgrund ihrer geringen Durchlässigkeit sind die Böden für eine Wiederversickerung des anfallenden Oberflächenwassers nicht geeignet.

Für die Ausschreibung und bodenmechanische Berechnungen sind die in Tabelle 1.1 und 1.2 genannten Klassifizierungen und Bodenkennwerte in Ansatz zu bringen.

3.4.3 Postglaziale Kiese und Sande

Unter den feinkörnigen Schwemmböden folgen fluviatile Kies-Sand-Gemische, die erfahrungsgemäß wechselnd mächtige Sandzwischenlagen aufweisen können.

Dabei handelt es sich um schwach schluffige, zum Teil auch schluffige bis stark schluffige, sandige bis stark sandige und teils schwach steinige Kiese mit Übergängen zu kiesigen, schwach schluffigen bis schluffigen Sanden als Zwischenlagen. Darüber hinaus können erfahrungsgemäß Schwemmholzreste sowie Rollkieslagen vorkommen.

Die Schichtuntergrenze der postglazialen Kiese und Sande liegt in den Sondierungen zwischen ca. 5,1 m uGOK (CPT 9) und 10,2 m uGOK (CPT 5).

Beurteilung:

Entsprechend den Laborversuchen und der Ansprache in den Schürfen sind die postglazialen Kiese nach DIN 18 196 im Wesentlichen den Bodengruppen GU (Kies-Schluff-Gemische) und GW (weitgestufte Kiese) mit Übergängen zu der Gruppe GI (intermittierend gestufte Kiese) zuzuordnen, wobei im oberen Bereich auch Übergänge zur Bodengruppe GÜ (Kies-Schluff-Gemische) auftreten können. Rollkieslagen entsprechen der Bodengruppe GE (enggestufte Kiese). Die Sande innerhalb dieser Abfolge entsprechen überwiegend der Bodengruppe SU (Sand-Schluff-Gemische).

Der Feinkornanteil lag in den untersuchten Proben zwischen 2,8 % und 6,5 % (siehe ANLAGE 5.2) und schwankt erfahrungsgemäß zwischen ca. 1,5 % und 10 %. Der Feinkornanteil der Sandlagen kann bis zu 15 % betragen.

Die Lagerungsdichte ist entsprechend den Ergebnissen der Sondierungen überwiegend mitteldicht bis dicht, teilweise auch locker. Lokal können auch sehr locker gelagerte Bereiche / Zwischenlagen auftreten.

Die Zusammendrückbarkeit der Kiese und Sande ist dementsprechend sehr gering, in den mitteldicht bis dicht gelagerten Bereichen bzw. gering in den lockeren Bereichen. Die Scherfestigkeit ist hoch bis sehr hoch. Die Verdichtungsfähigkeit der Kiese ist je nach Kornabstufung als gut (GW / GU) bis mäßig (GE, SU) zu bewerten.

Entsprechend der vorstehend beschriebenen Zusammensetzung und bodenmechanischen Eigenschaften sind die postglazialen Kiese für Erdarbeiten nach DIN 18 300 sowie Bohrarbeiten nach DIN 18 301 einem Homogenbereich B 2 zuzuordnen.

Aufgrund ihrer Kornverteilung sind die postglazialen Kiese in der Regel stark durchlässig (Rollkieslagen) bis durchlässig ($K_f \geq 1 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ bis $5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$), wobei die horizontale Durchlässigkeit das Zehn- bis Zwanzigfache der vertikalen Durchlässigkeit betragen kann. Die Durchlässigkeit der Sandlagen ist hingegen je nach Kornverteilung und Schluffanteil teilweise deutlich reduziert ($K_f = 2 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ bis $5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$).

Entsprechend ihrer überwiegenden Zuordnung gemäß DIN 18 196 zu den Bodengruppen GU und GW sind die Kiese nach ZTVE-StB im Wesentlichen den Frostepfindlichkeitsklassen F 1 bis F 2 (nicht bis gering frostepfindlich) zuzuordnen.

Aufgrund der genannten bodenmechanischen Eigenschaften stellen die anstehenden postglazialen Kiese einen zur direkten Aufnahme von Bauwerkslasten grundsätzlich gut geeigneten Baugrund dar, jedoch wird die Tragfähigkeit im Bereich geringerer Mächtigkeit durch die unterlagernden feinkörnigen Beckensedimente beeinträchtigt.

Für die Ausschreibung und bodenmechanische Berechnungen sind die in Tabelle 1.1 und 1.2 genannten Klassifizierungen und Bodenkennwerte in Ansatz zu bringen.

3.4.4 Beckenschluffe / Seeton

Unter den postglazialen Kiesen folgen die Beckensedimente des so genannten Rosenheimer Seetons. Dabei handelt es sich im Wesentlichen um tonige Schluffe. Im oberen Bereich können diese zum Teil einzelne Pflanzenreste und sandige Beimengungen aufweisen.

Die Schichtuntergrenze wurde mit den Sondierungen nicht erreicht und liegt, wie aus tief reichenden Aufschlüssen der Umgebung bekannt, $>> 50 \text{ m uGOK}$.

Beurteilung:

Entsprechend den Ergebnissen der Drucksondierungen und den Ergebnissen vonr Baugrunderkundungen aus der Umgebung sind die Beckenschluffe / Seetone nach DIN 18 196 überwiegend den Bodengruppen TL und TM (leicht- / mittelplastische Tone) sowie untergeordnet im oberen Bereich UL / OU (leichtplastische Schluffe / Schluffe mit organischen Beimengungen) zuzuordnen.

Aufgrund der aus den Drucksondierungen abgeleiteten C_u -Werte ist von einer überwiegend weichen z.T. auch weich-steifen Konsistenz auszugehen.

Die Zusammendrückbarkeit der Beckenschluffe ist dementsprechend hoch bis sehr hoch. Die Scherfestigkeit ist sehr gering bis gering. Infolge des sich bei Belastung aufbauenden Porenwasserüberdruckes ist eine Verdichtung nicht möglich.

Entsprechend der vorstehend beschriebenen Zusammensetzung und bodenmechanischen Eigenschaften sind die Beckenschluffe / Seetone für Erdarbeiten nach DIN 18 300 bzw. Bohrarbeiten DIN 18 301 dem Homogenbereich B 1 zuzuordnen.

Aufgrund des hohen Feinkornanteils sind die Beckenschluffe annähernd wasserundurchlässig ($K_f < 1 \times 10^{-8}$ m/s).

Als Böden überwiegend der Bodengruppen TL / TM sind diese als stark frostempfindlich (Frostempfindlichkeitsklasse F 3) gemäß ZTVE-StB einzustufen.

Aufgrund der beschriebenen bodenmechanischen Eigenschaften sind die Beckenschluffe / Seetone für die direkte Aufnahme der Bauwerkslasten nicht geeignet, bzw. ist beim Abtrag von Bauwerkslasten in diesen ohne bodenverbessernde Maßnahmen mit langanhaltenden Setzungen zu rechnen.

Für die Ausschreibung und bodenmechanische Berechnungen sind die in Tabelle 1.1 und 1.2 genannten Klassifizierungen und Bodenkennwerte in Ansatz zu bringen.

3.5 Geotechnische Klassifizierung und Bodenkennwerte

Den erdstatischen Berechnungen können aufgrund der durchgeführten Untersuchungen, der Erfahrungswerte von vergleichbaren Böden sowie der Angaben der DIN 1055, T 2, die in folgender Tabelle angegebenen Bodenkennwerte zugrunde gelegt werden.

Die anstehenden Böden wurden in

- **Oberboden**
- **feinkörnige Schwemmböden / Decklehme**
- **postglaziale Kiese und Sande**
- **Beckenschluffe / Seeton**

eingeteilt.

Im Regelfall kann mit den dort aufgeführten Mittelwerten als charakteristische Kennwerte gerechnet werden. In kritischen Lastfällen in Einzelbereichen des Bauvorhabens sollte dagegen auf Grundlage der ungünstigen Werte eine Grenzwertbetrachtung durchgeführt werden.

Die für die Abgrenzung der einzelnen Homogenbereiche relevanten Parameter sind jeweils dem Bodenbeschrieb zu entnehmen bzw. in Tabelle 1.2 zusammengefasst dargestellt. Hilfsweise werden zusätzlich in Tabelle 1.1 die nach der alten (2012) DIN 18 300 bzw. 18 301 zutreffenden Bodenklassen angegeben.

Werden für die Umsetzung des Projekts Bauverfahren weiterer Tiefbaunormen der VOB / C vertragsrelevant, ist mit dem Bodengutachter abzuklären, ob dafür die Homogenbereiche ggf. anders gefasst werden müssen

Tabelle 1.1

Bodenschicht	Schicht- unter- grenze [m uGOK]	Boden- gruppe DIN 18 19 6	Boden- klasse DIN 18 30 0 (2012)	Boden- klasse DIN 18 301 (2012)	Frostemp- findlichkeit ZTVE-StB	φ [°]	c' [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	E_s [MN/m ²]	K [m/s]
Oberboden	0,2 - 0,3	OU	1	BO 1	F 3	/	/	19	9	/	/
Feinkörnige Deckschichten weich - (steif)	variabel 0,5 - 3,2	UL / UM TA** / (SU)	4, 5**	BB 2	F 3 (F2)**	20** - 27,5 i. M. 23	3 - 10** i. M. 6	18 - 19 i. M. 18,5	9 - 10	3 - 10 i. M. 6	i. M. < 1 x 10 ⁻⁷
Postglaziale Kiese / Sande*** (sehr) locker - mitteldicht (dicht)	variabel 5,1 - 10,2	GU (GI) GW (GÜ) (GE)* SU***	3, (5)	(BN 2) BN 1 BS 1 (BS 3)	F 1	(30***)- 37,5 i. M. 35	0	20 - 22 i. M. 21	11 - 13	(40)*** - 100 i. M. 80	$\geq 1 \times 10^{-2}$ - 5 x 10 ⁻⁵ (2 x 10 ⁻⁴) - 5 x 10 ⁻⁶ *** i. M. 8 x 10 ⁻⁴
Beckenschluffe / Seeton weich - (steif)	nicht erkundet >> 50	TL / TM (UL / OU)	4	BB 2	F 3	20 - 24 i. M. 22,5	4 - 12 i. M. 6	18 - 19 i. M. 18,5	9 - 10	3 - 15 i. M. 6	i. M. < 1 x 10 ⁻⁸

() untergeordnete Häufigkeit * Rollkieslagen ** TA Tone *** Sandlagen

Tabelle 1.2 Einteilung Homogenbereiche nach DIN 18 300 (2016) und DIN 18 301 (2016)

Bodenschicht	DIN		Boden- gruppe DIN 18 196	Massen- anteil Steine Blöcke Gew.-%	Lagerungs- dichte / Konsistenz	I _c Konsis- tenzzahl	I _p Plastizi- tätszahl	C _u [kN/m ²]	Wasser- gehalt Gew.-%	Dichte ρ [t/m ³]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Abrasivität NF P 18-579	Organische Anteile Gew.-%
	18 300	18 301											
Oberboden	O	O	OU	x < 5 y < 1	weich - steif	0,5 - 0,75	5 - 20	> 30 - 50	20 - 40	1,9	1 - 6	nicht abrasiv	2 - 15
Schwemmböden	B1	B1	UL / UM (SU) TA	x < 1 y = 0	weich - steif	0,7 - 0,9	1 - 45	> 30 - < 100	20 - 40	1,8 - 1,9	3 - 10	nicht - abrasiv	< 2
Postglaziale Kiese / Sande	B2	B2	GU / GW (GE), (GI) (GU) (SU)	x 5 - 15 y < 5	(sehr locker-) mitteldicht - dicht	n. b.	n. b.	n. e	2 - 15	2,0 - 2,2	0	abrasiv - stark abra- siv	< 1
Beckenschluf- fe / Seeton	B1	B1	TL / TM (UL / OU)	x = 0 y = 0	weich (- steif)	0,3 - 0,9	1 - 35	25-50 (100)	25 - 40	1,8 - 1,9	4 - 12	nicht abrasiv	< 1

() untergeordnete Häufigkeit n. b. nicht bestimmbar n. e. nicht erforderlich * Rollkieslagen ** Sandlagen

4. GRUNDWASSER, HYDROGEOLOGISCHE VERHÄLTNISSE

In den Aufschlüssen wurde zum jeweiligen Zeitpunkt der Erkundung das Grundwasser in folgenden Tiefen festgestellt:

Schurf/ Sondierung	Grundwasser [m uGOK]	Grundwasser [m üNN]
S 3	ca. 3,0	ca. 443,30
S 7	ca. 2,0	ca. 443,10
CPT 1	ca. 2,9	ca. 444,00
CPT 2	/	/
CPT 3	ca. 1,1	ca. 443,50
CPT 4	/	/
CPT 5	(ca. 0,9)*	(ca. 445,40)*
CPT 6	ca. 1,6	ca. 443,46
CPT 7	(ca. 5,1)*	(ca. 442,41)*
CPT 8	ca. 2,8	ca. 443,35
CPT 9	ca. 1,5	ca. 443,26

Dabei stellten die mit * markierten Messungen vermutlich Fehlmessungen infolge instabilen Sondierloch dar.

Mit der vorläufigen Grundwassergleichenkarte der Stadt Rosenheim wird der Bereich des Baufeldes nicht mehr erfasst, jedoch wird für den unmittelbaren südwestlich gelegenen Bereich eine mittlere Grundwasserhöhe von 444,80 m üNN angegeben.

Dementsprechend kann davon ausgegangen werden, dass die bei der Erkundung gemessene Grundwasserstände von ca. 444 m üNN am südwestlichen Rand und ca. 443 m üNN am nordöstlichen Rand des Baufeldes in etwa die mittleren Grundwasserstände im Bereich des Baufeldes darstellen.

Zur genaueren Abschätzung möglichen Grundwasserschwankungen wurde vom Bauherren ein Schurf mit Schachtringen zur Beobachtung der Grundwasserschwankungen ausgebaut.

Vorbehaltlich der darin gemessenen Grundwasserschwankungen können aufgrund der aus den nächstgelegenen Messstellen bekannten Grundwasserschwankungen für den Bereich des Baufeldes folgende Bemessungswasserstände zu Grunde gelegt werden:

$$\text{HGW}_{\text{cal.}} = 445,80 \text{ m üNN (SW), bzw. } 444,30 \text{ üNN (NO)}$$

$$\text{MHGW}_{\text{cal.}} = 445,00 \text{ m üNN (SW), bzw. } 443,80 \text{ üNN (NO)}$$

D. h. das Grundwasser, bzw. dessen Druckspiegel steigt bei sehr hohen Grundwasserständen bis nahe GOK – Geländetiefpunkt an.

Erfahrungsgemäß ist das Grundwasser der postglazialen Kiese und Sande im Rosenheimer Stadtgebiet gemäß DIN 4030 als **nicht betonangreifend** ($\triangle$ Expositionsklasse **XA0**) einzustufen.

5. STELLUNGNAHME

Wie vorstehend beschrieben und den Schnitten der ANLAGE 4 zu entnehmen, stehen im Bereich des Baufeldes unter sehr stark unterschiedlich mächtigen bindigen Deckschichten postglaziale Kiese in ebenfalls stark wechselnder Mächtigkeit an.

5.1 Gründung

Bei der Gründung sind daher die Fundamentenlasten zum einen auf die gut tragfähigen Kiese abzulasten, zum anderen ist darauf zu achten, dass die unter der Gründungssohle verbleibende Kiesmächtigkeit zum Abtrag der Fundamentenlasten hinreichend groß ist.

5.1.1 Nichtunterkellerte Gebäude

5.1.1.1 Einzel- /Streifenfundamente

In der Regel erfolgt die Gründung entsprechender Gewerbebauten auf Einzel- / Streifenfundamenten.

Bei einer zu angenommenen Einbindetiefe der Fundamente von ca. 1,5 m uFOK $\pm$ 0,00 wird, wie den Schnitten der ANLAGE 4 entnommen werden kann, die planliche Gründungssohle im westlichen Teil des Baufeldes teils noch in den bindigen Deckschichten, teils bereits in den Kiesen zu liegen kommen. Hingegen liegt im östlichen Teil des Baufeldes infolge des abfallenden Geländes die planliche Gründungssohle durchweg über den bindigen Deckschichten.

In den Bereichen, in denen die planliche Gründungssohle der Fundamente bereits innerhalb der postglazialen Kiese liegt, kann die Gründung direkt auf diesen erfolgen. In den Bereichen in denen an / unter der Gründungssohle die feinkörnigen Schwemmböden anstehen, sind diese vollständig auszukoffern und gegen lageweise verdichtete Kiese ($D_{Pr} \geq 100\%$) zu ersetzen, wobei der Bodenaustausch unter Berücksichtigung des Lastausbreitungswinkels, mindestens jedoch 60 cm, über die Fundamentränder hinaus zu führen ist. Im Hinblick auf aushubbedingte Auflockerungen sind die an der Aushubsohle anstehenden Kiese intensiv zu verdichten.

Bei entsprechender Vorgehensweise kann die Bemessung der Fundamente nach Tab. A 6.2 EC 7 DIN 1054-2021 erfolgen. Aufgrund des hochliegenden Bemessungswasserspiegel ist je nach Fundamentgröße eine Abminderung gemäß Pkt. A6.10.2.3 EC 7 DIN 1054-2021 zu berücksichtigen. Aufgrund der wechselnden Mächtigkeit der Kiese sollte für die Einzelfundamente die Erhöhung der Tabellenwerte nach A6.10.2.2.A (2) auf 10% beschränkt werden.

Aus gleichem Grund sollte im Hinblick auf mögliche Setzungsdifferenzen zwischen den einzelnen Fundamenten der Bemessungswert für den Sohlwiderstand auf $\sigma_{R, d \max.} = 550 \text{ kN/m}^2$ beschränkt werden, auch wenn nach Tabelle A6.2 EC 7 DIN 1054-2021 ggf. auch höhere Werte zulässig wären.

Der Bemessungswert des Sohlwiderstandes darf nur dann überschritten werden, wenn die daraus zu erwartenden Setzungen für das Bauwerk unschädlich sind und die Standfestigkeit des Bauteils rechnerisch nachgewiesen wird.

Bei Einhaltung der vorstehend angegebenen zulässigen Bodenpressungen ist vorbehaltlich einer Überprüfung durch eine Setzungsberechnung mit Setzungen $\leq 2,0 \text{ cm}$ und Setzungsdifferenzen $\leq 1,0 \text{ cm}$ zu rechnen.

Nicht tragende Bodenplatte:

Bei einer Gründung auf Einzelfundamenten wird die Bodenplatte in der Regel als nicht tragende Bodenplatte, die lediglich auf die Nutzlasten bemessen wird, ausgebildet.

Wie den Schnitten der ANLAGE 4 entnommen werden kann, wird die Bodenplatte weitgehend innerhalb der feinkörnigen Schwemmböden, lokal (S2) ggf. bereits in den postglazialen Kiesen bzw. im östlichen Teil des Baufeldes über der dort erforderlichen Geländeauffüllung zu liegen kommen.

In den Bereichen, in denen das Erdplanum der Bodenplatte innerhalb der feinkörnigen Schwemmböden liegt, ist sofern sich aus der geplanten Nutzung / Nutzlasten keine erhöhten Anforderungen ergeben, in der Regel der Einbau einer **50 – 70 cm** starken Kiesschüttung über einem basalen Trennvlies als Tragschicht ausreichend.

Im Bereich von Maschinenaufstellflächen empfiehlt sich, sofern für diese erhöhte Anforderungen bzgl. zulässige Setzungsdifferenzen bestehen, die feinkörnigen Schwemmböden vollständig auszukoffern und gegen lageweise verdichteten Kies ($D_{Pr} \geq 100\%$) zu ersetzen, bzw. bei Austauschmächtigkeit $>1,0$ m unter einem Kieskoffer als Teilbodenaustausch zusätzlich sog. Schotterscheiben bis auf die anstehenden Kiese anzuordnen.

Alternativ zur Ausbildung entsprechend mächtiger Kiestragschichten besteht die Möglichkeit, die Tragfähigkeit der auf dem Erdplanum anstehenden feinkörnigen Schwemmböden durch Einarbeiten von hydraulischen Bindemitteln zu erhöhen, so dass die Mächtigkeit des Kieskoffers entsprechend reduziert werden kann. Der Einbau eines basalen Trennvlies kann dann entfallen.

Diese Vorgehensweise bietet sich insbesondere dann an, wenn zur Reduzierung der abzufahrender Aushubkubatur zugleich der beim Abtrag des höher liegenden westlichen Teils des Baufeldes anfallende Boden der bindigen Deckschichten ebenfalls durch Einarbeiten von hydraulischen Bindemitteln aufbereitet und in der aufzufüllenden tieferliegenden Fläche wieder eingebaut wird.

Tragende Bodenplatte:

Soweit Gebäudeteile auf einer tragenden Bodenplatte gegründet werden soll, sind im Hinblick auf möglichst geringe Setzungsdifferenzen zur restlichen Halle die unter der planlichen Gründungssohle noch anstehenden Reste der feinkörnigen Schwemmböden möglichst vollständig auszukoffern (Vollbodenaustausch) oder ebenfalls durch Einarbeiten von hydraulischen Bindemitteln deren Tragfähigkeit zu erhöhen.

Soweit sich dabei Austausch Tiefen $> 1,0$ m ergeben kann in Abstimmung mit dem Bodengutachter ein Kieskoffer $d = 70 - 80$ cm als Teilbodenaustausch erfolgen und darunter zur Setzungsreduktion zusätzliche Schotterscheiben (Baggerschlitze mit Schotterverfüllung) bis zu den anstehenden Kiese angeordnet werden.

Bei einer Bemessung der Bodenplatte nach dem Steifemodulverfahren und entsprechendem Vollbodenaustausch der feinkörnigen Schwemmböden ist für die anstehenden postglazialen Kiese sowie Auffüllkiese des Bodenaustausch bei entsprechender Nachverdichtung der Aushubsohle ein mittlerer Steifemodul von

$$E_s = 80 \text{ MN/m}^2$$

zugrunde zu legen.

Bei einer Bemessung der Bodenplatte nach dem Bettungszifferverfahren ist zu beachten, dass die Bettungsziffer kein Bodenkennwert ist, sondern ihr Wert u. a. von der Bauwerkslast und Plattenabmessung abhängig ist. Ihr Wert ist im Rahmen der Tragwerksplanung durch entsprechende Setzungsberechnungen bzw. Iteration zu ermitteln.

Aufgrund von Erfahrungswerten für vergleichbare Böden können bei einem Vollbodenaustausch als erste Eingabewerte

$$\begin{aligned} K_s &= 17,5 \text{ MN/m}^3 && \text{in der Feldmitte} \\ 2 K_s &= 35,0 \text{ MN/m}^3 && \text{unter den freien Plattenrändern} \end{aligned}$$

in Ansatz gebracht werden. Diese Werte sind im Rahmen der Gründungsbemessung zu überprüfen.

Unter den Plattenrändern sollte der Bemessungswert für den Sohlwiderstand den Wert von $\sigma_{R, d \max.} = 520 \text{ KN/m}^2$ nicht überschreiten.

Sofern unter tragender Bodenplatte eine Bodenverbesserung der Böden der bindigen Deckschichten durch Einarbeiten von hydraulischen Bindemitteln erfolgt, sind die dann anzusetzenden Bemessungswerte in Abhängigkeit von der dabei erzielten Verfestigung vorab mit dem Bodengutachter abzustimmen.

Bei entsprechender Vorgehensweise ist analog dem Hallentrakt vorbehaltlich einer Überprüfung durch eine Setzungsberechnung mit Setzungen $\leq 2,0 \text{ cm}$ und Setzungsdifferenzen $< 1,0 \text{ cm}$ zu rechnen.

Weitere Gründungsmöglichkeiten:

Insbesondere, falls sich in der weiteren Planung nochmals Veränderungen in der Gebäudekotierung ergeben und die Fundamente weitgehend über den feinkörnigen Schwemmböden zu liegen kommen, könnte bei einer Gründung auf Einzelfundamenten gegenüber einem Vollbodenaustausch ggfs. die Gründung über einer Bodenverbesserung wie z.B. Rüttelstopf, Betonstopf oder Vollverdrängerbetonsäulen (CMC u.Ä.) wirtschaftlich sein. Soweit diese Vorgehensweise gewählt wird, sind die, je nach Verfahren anzusetzenden Bemessungswerte, vorab mit dem Bodengutachter abzustimmen.

5.1.2 Unterkellerte Gebäude / Bauteile

Soweit abweichend von der bisherigen Planung unterkellerte Bauteile errichtet werden sollen, kommt deren Gründungssohle durchweg innerhalb der postglazialen Kiese zu liegen. Die dann anzusetzenden Bemessungswerte für deren Bodenplatte sind vorab mit dem Bodengutachter abzustimmen.

5.2 Schutz der Gebäude vor Durchfeuchtung

Soweit die Kotierung der Gebäude so gewählt wird, dass der Abstand der Bodenplatte zum Bemessungswasserstand $\geq 0,5$ m beträgt und das Schüttmaterial für die Kiestragschicht unter den Bodenplatten eine Durchlässigkeit $> 10^{-4}$ m/s aufweist, sowie eine Stauwasserbildung im Kieskoffer durch geeignete Maßnahmen vermieden wird, ist für die Bodenplatten eine Abdichtung für Wassereinwirkungsklasse **W 1.1E** (DIN 18 533) ausreichend.

Soweit der Abstand zum Bemessungswasserstand $< 0,5$ m beträgt, oder einzelne Bauteile (Montagegruben) bis unter den Bemessungswasserspiegel reichen, sind diese in **WU**-Konstruktion oder mit einer Abdichtung für Wassereinwirkungsklasse **W 2.1E** auszubilden.

5.3 Baugrube

Bei Gebäuden ohne Unterkellerung werden in der Regel keine Baugrubentiefe $t > 1,25$ m erforderlich, insbesondere da die Gründungssohle in großen Bereichen infolge der geplanten Geländeaufhöhung über Bestands-GOK liegt.

Sollten für einzelne Bereiche (Montagegruben, unterirdische Tankanlagen u.Ä.) Aushubtiefen $> 1,5$ m erforderlich werden, können diese, soweit die Bedingungen der DIN 4124 und EAB eingehalten werden, bis zum anstehenden Grundwasser bzw. bei entsprechender Grundwassersenkung bis zu einer maximalen Tiefe von 5 m frei geböscht werden. Dabei darf der Böschungswinkel im Bereich der feinkörnigen Schwemmböden / bindigen Deckschichten maximal **55°**, in den Kiesen maximal **45°** betragen. Soweit beim Aushub Schichtwasserzutritte in den feinkörnigen Schwemmböden festgestellt werden, ist die Böschungseigung auf 45° zurückzunehmen.

5.4 Verkehrsflächen und befestigte Außenanlagen

In allen Verkehrsflächenbereichen mit LKW-Verkehr sollte je nach Beanspruchung ein Ausbau entsprechend der Belastungsklassen Bk 3,2 bis 1,0 der RStO erfolgen. Entsprechend RStO ist für die am Erdplanum anstehenden Verwitterungslehme unter Einrechnung der Mehr- oder Minderdicken infolge der örtlichen Verhältnisse ein frostsicherer Mindestaufbau mit $d = 70$ cm erforderlich (F 3-Böden, Frosteinwirkungsklasse II). Für ausschließlich von PKW genutzte Verkehrs- / Parkflächen ist ein Ausbau entsprechend der Belastungsklasse Bk 0,3 ausreichend.

Entsprechend den Vorgaben der ZTVE-StB ist auf dem Erdplanum ein E_{V2} -Wert von 45 MPa sowie auf OK Frostschuttschicht (FSS) ein E_{V2} -Wert von 120 MPa (Bk 3,2) bzw. ein E_{V2} -Wert von 100 MPa (Bk 0,3) nachzuweisen.

Um in den Bereichen, in denen das Erdplanum innerhalb der Böden der bindigen Deckschichten zu liegen kommt, den gemäß ZTVE-StB auf dem Erdplanum nachzuweisenden E_{v2} -Wert von 45 MPa zu erreichen, ist ein zusätzlicher Bodenaustausch von ca. 30 – 40 cm erforderlich.

Alternativ zu einem Bodenaustausch besteht die Möglichkeit die Tragfähigkeit des Erdplanums im Bereich der bindigen Deckschichten durch Einarbeiten von hydraulischem Bindemittel zu erhöhen.

Wie Erfahrungen aus dem Straßenbau mit vergleichbaren Böden zeigen, ist in ausschließlich von PKW genutzten Verkehrsflächen bei einer Unterbaustärke der ungebundenen Tragschicht (FSK einschl. Bodenaustausch) von **60 cm** über einem Trennvlies **GRK 4** – auch wenn der auf der Tragschicht geforderte E_{v2} -Wert von 100 MPa nicht erreicht wird – nicht mit Schäden zu rechnen. Voraussetzung ist, dass diese Kiesschüttung über trockenem Planum bzw. nicht bei feuchter Witterung eingebaut wird.

In den von LKW genutzten Verkehrsflächen ist bei Verwendung eines Trennvlieses (GRK 4) bereits ab einer Dicke der ungebundenen Tragschicht (FSK einschl. Bodenaustausch) von **75 cm** nicht mehr mit schädlichen Verformungen im Straßenoberbau zu rechnen, auch wenn der auf OK FSK geforderte E_{v2} -Wert von 120 MPa nicht zur Gänze erreicht wird. Voraussetzung ist, dass diese Kiesschüttung über trockenem Planum bzw. nicht bei feuchter Witterung eingebaut wird.

Im Falle von gepflasterten Verkehrsflächen wird empfohlen, zu Beginn der Baumaßnahme entsprechende Probefelder anzulegen und mit Lastplattenversuchen zu überprüfen, mit welchem Aufbau im Bereich der gepflasterten Flächen der bei Pflasterflächen geforderte E_{v2} -Wert ≥ 120 MPa erreicht wird.

Zur Vermeidung von Stauwasserbildungen auf dem Planum der Kiesschüttung der Verkehrsflächen deren Erdplanum über den bindigen Deckschichten liegt, empfiehlt sich unter diesen punktweise hydraulische Verbindungen (mit Riesel verfüllte Baggerschlitze) zu den unterlagernden Kiesen zu schaffen.

In den Bereichen in denen das Erdplanum bereits innerhalb der Kiese zu liegen kommt, ist kein zusätzlicher Bodenaustausch zum Regelaufbau erforderlich bzw. ist der Einbau einer Frostschuttschicht nicht zwingend erforderlich, da die anstehenden Kiese überwiegend einem F1 – Boden entsprechen.

5.5 Wiederversickerung Oberflächenwasser

Die im Bereich des Baufeldes unter den feinkörnigen Deckschichten anstehenden postglazialen Kiese sind hinsichtlich ihrer Durchlässigkeit für eine Wiederversickerung des anfallenden Oberflächenwassers grundsätzlich gut geeignet.

Bei der Bemessung der Sickeranlagen kann für den Einbindebereich in die Kiese ein mittlerer Sickerbeiwert $K_s = 8 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ zugrunde gelegt werden, es sei denn, es werden am Standard der Sickeranlage höhere Durchlässigkeiten durch Sickerversuche nachgewiesen.

Aufgrund der in einigen Schürfen im Bereich der Schichtgrenze zu den Deckschichten festgestellten höheren Feinkornanteile in den Kiesen, sollte die Mindesteinbindetiefe der Sickeranlagen in die Kiese $\geq 1,0 \text{ m}$ betragen. Soweit beim Aushub für die Sickeranlagen innerhalb des planlichen Sickerbereichs sandige Zwischenlagen angetroffen werden, sind die Sickeranlagen entsprechend tiefer zu führen.

Aufgrund des hochliegenden Grundwasserspiegels bei Grundwasserhochstand kann jedoch der gemäß DVWK-ATV 138 geforderte Mindestabstand der Sickerebene zum MHGW_{cal} vermutlich nicht eingehalten werden. Es wird daher empfohlen, das Versickerungskonzept vorab mit der Genehmigungsbehörde abzustimmen.

Unabhängig davon sollte im Hinblick auf eine ausreichende Funktionsfähigkeit bei hohen Grundwasserständen eine Überlaufmöglichkeit / Ableitung vorgesehen werden.

5.6 Allgemeine Hinweise zur weiteren Planung und Bauausführung

- Aufgrund der starken Witterungsempfindlichkeit der anstehenden Decklehme / feinkörnige Schwemmböden sind sämtliche Aushubsohlen in diesen unmittelbar nach ihrem Freilegen durch den sofortigen Einbau des Kieskoffers / Schutzschüttung vor Witterungseinflüssen zu schützen.
- Soweit Bauarbeiten während der Frostperiode ausgeführt werden, ist bis unmittelbar vor Einbau des Kieskoffers eine Schutzschicht $\leq 0,60 \text{ m}$ zu belassen, bzw. ist das Aushubplanum unmittelbar nach erfolgtem Aushub durch Überschütten mit einer Schutzschüttung, $d \geq 50 \text{ cm}$, zu schützen.
- Zur Vermeidung von Auflockerungen von in bindigen Böden (Decklehme / feinkörnige Schwemmböden) liegenden Aushubsohlen der Gründung sowie des Erdplanums der befestigten Außenflächen hat der letzte Aushub mittels zahnlosen Baggerlöffel zu erfolgen.
- Ein Befahren des Aushubplanums innerhalb der Decklehme / feinkörnige Schwemmböden mit Baustellenfahrzeugen ist zu vermeiden (rückschreitender Aushub, Einbau Kiesschüttung als Vor-Kopf-Schüttung).
- Beim Einbau von Geokunststoffen sind die Verlegevorschriften des Herstellers zu beachten.

- Bei der Planung der Grundleitungen unter den Bodenplatten ist, soweit diese nicht bereits in den anstehenden Kiesen liegen, darauf zu achten, dass die Rohrleitungen möglichst innerhalb der Kiesschüttung des Keskoffers zu liegen kommen, so dass das Trennvlies möglichst wenig durchtrennt werden muss.
- Da hinsichtlich der Einteilung in Homogenbereiche anstelle Bodenklassen auch auf ausführender Seite noch erhebliche Unklarheiten bestehen, empfiehlt es sich, diesen Punkt im Rahmen des Vergabegesprächs explizit abzuklären und im Bauvertrag eine entsprechende Formulierung aufzunehmen, dass diesbezüglich zwischen den Vertragsparteien keine Unklarheiten bestehen.
- Wenn im Bauvertrag für die jeweiligen Homogenbereiche unterschiedliche Einheitspreise vereinbart werden, muss während der Aushubarbeiten sichergestellt werden, dass die einzelnen Homogenbereiche gesondert erfasst / aufgemessen werden.
- Soweit dabei Unklarheiten bezüglich der Zuordnung bestehen, sind der Unterzeichner oder ein anderer Bodengutachter beizuziehen und ggf. Rückstellproben zu nehmen.

6. SCHLUSSBEMERKUNGEN

Die durchgeführten Geländeuntersuchungen können naturgemäß nur als punktuelle Aufschlüsse bzw. Angaben über die Bodenbeschaffenheit verstanden werden. Allfällige Abweichungen sind nicht auszuschließen.

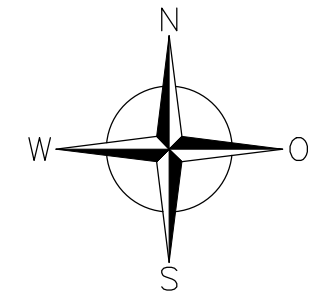
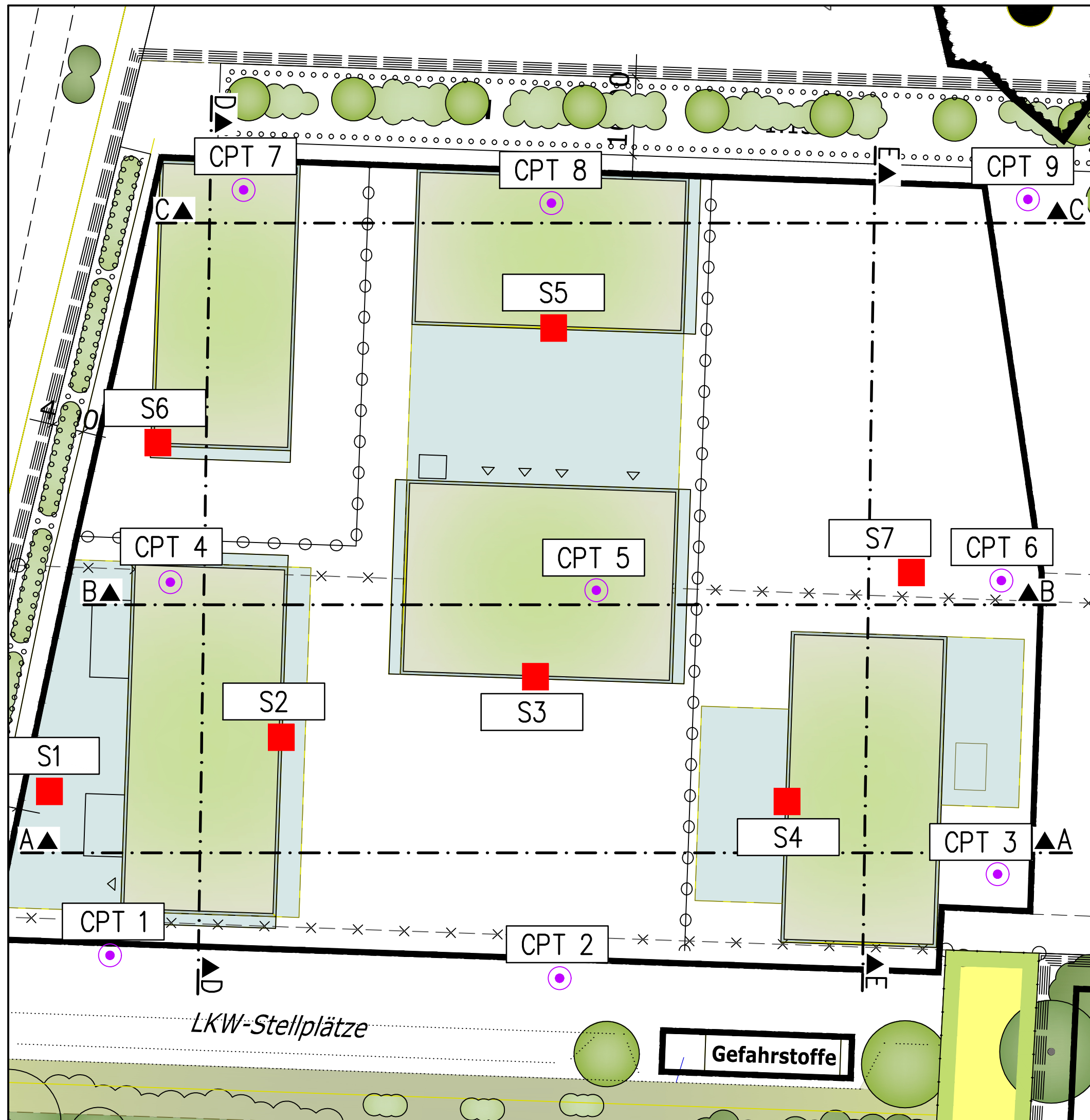
Deshalb sind die Erdarbeiten / Gründungsarbeiten sorgfältig zu überwachen. Die angetroffenen Boden- und Wasserverhältnisse sind laufend zu kontrollieren und mit den Untersuchungsergebnissen und den daraus abgeleiteten Schlussfolgerungen zu vergleichen, ggf. sind die Schlussfolgerungen in Abstimmung mit dem Gutachter den örtlichen Verhältnissen anzupassen.

Traunstein, den 4. Februar 2026

Dipl.-Geol. Kl. Smettan

ANLAGE 1

Lageplan



d			
c			
b			
a			
Index	Art der Änderung	Datum	bearbeitet

Legende:

- Schurf (S)
- Drucksondierung (CPT)
- A▲ . Schnittachse

Dipl.-Ing. Bernd Gebauer
Ingenieur GmbH

Bahnhofplatz 4, D-83278 Traunstein
Tel.: 0861 / 98947-0, Fax: 0861 / 98947-55

Bauvorhaben: Betriebserweiterung Grossmann
Möslstraße Westerndorf St.Peter
Rosenheim

Lageplan
Baugrunderkundung

Maßstab: 1:500	gezeichnet: Ali geprüft: Sme	Plan-Nr.: 1
Datum: 13.11.2025	Projektnummer: 25100101	Anlage: 1

ANLAGE 2

Schurfprotokolle

	PROTOKOLL Schurfaufnahme	
Bauvorhaben:	GROSSMANN Bau, Rosenheim	
Schurf Nr.	S 1	
Bodenaufbau bis [m uGOK]		
0,2 Oberboden 2,7 feinkörnige Schwemmböden/ Decklehm T, u steif ET 2,9 Postglaziale Sande S, u' - u		
Grundwasserstand	/	
Proben:	2,5	
Besonderheiten:	/	
Aufgestellt: <u>Traunstein den 19.11.2025</u> Ort, Datum gez. KL. Smettan _____		

PROTOKOLL Schurfaufnahme	
Bauvorhaben:	GROSSMANN Bau, Rosenheim
Schurf Nr.	S 2
Bodenaufbau bis [m uGOK]	
0,3	Oberboden
1,8	Postglaziale Kiese G, s, u- ū, x
ET 2,4	Postglaziale Kiese G, s, u', x
	
Grundwasserstand	/
Proben:	2,4
Besonderheiten:	/
Aufgestellt: <u>Traunstein den 19.11.2025</u> Ort, Datum	
gez. KL. Smettan 	

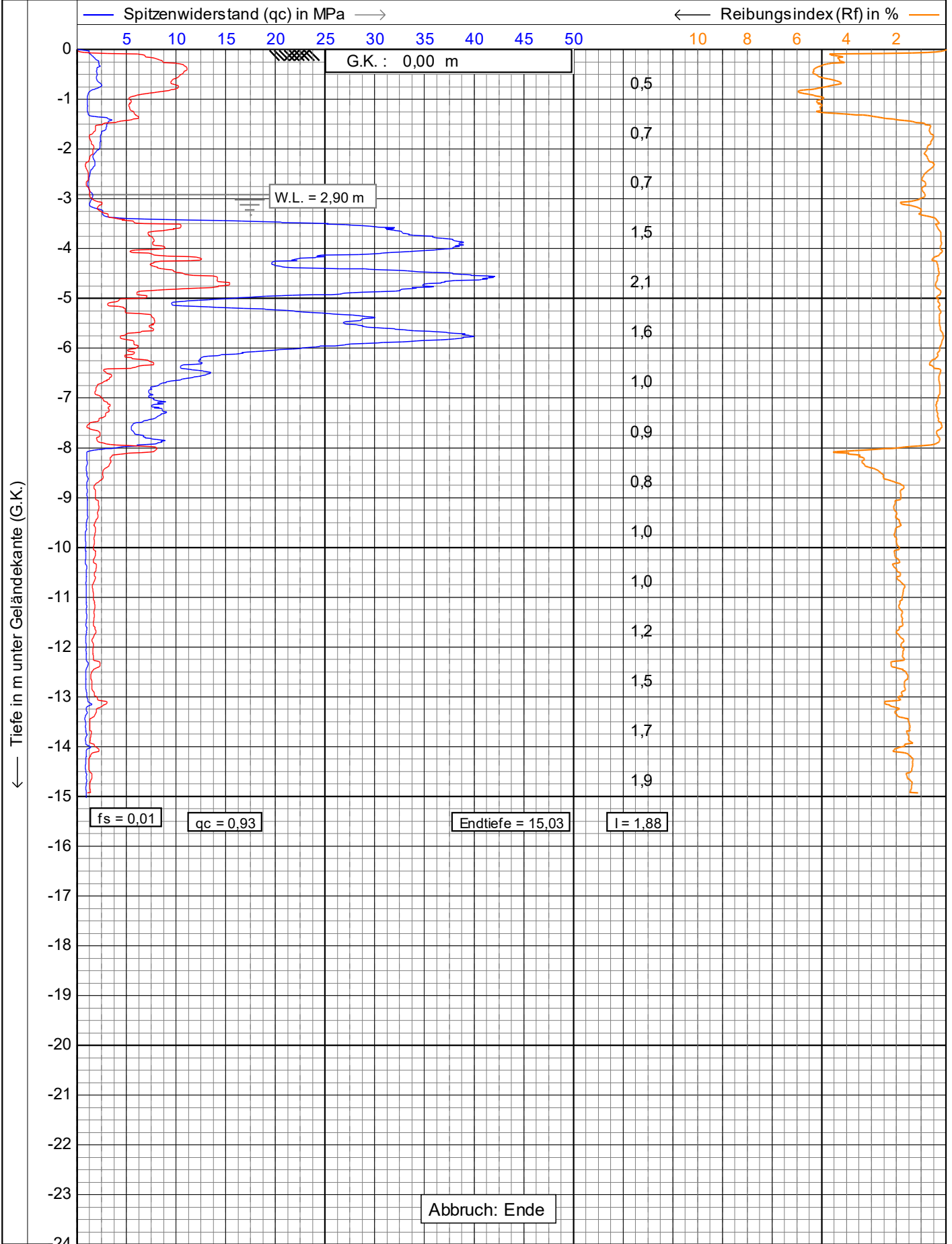
PROTOKOLL Schurfaufnahme	
Bauvorhaben:	GROSSMANN Bau, Rosenheim
Schurf Nr.	S 3
Bodenaufbau bis [m uGOK]	
0,2	Oberboden
0,8	feinkörnige Schwemmböden, Decklehm U, s, t` (weich) - steif
ET 3,2	Postglaziale Kiese G, s, u', x`
	
Grundwasserstand	ca. 3,0 m uGOK
Proben:	2,0
Besonderheiten:	/
Aufgestellt: <u>Traunstein den 19.11.2025</u> Ort, Datum	
gez. KL. Smettan 	

PROTOKOLL Schurfaufnahme	
Bauvorhaben:	GROSSMANN Bau, Rosenheim
Schurf Nr.	S 5
Bodenaufbau bis [m uGOK]	
0,3	Oberboden
0,5	feinkörnige Schwemmböden, Decklehm U, t, s` (weich) - steif
1,2	Postglaziale Kiese G, s, u- ü , x`
ET 2,8	Postglaziale Kiese G, s, u', x`
	
Grundwasserstand	/
Proben:	1,8
Besonderheiten:	/
Aufgestellt: <u>Traunstein den 19.11.2025</u> Ort, Datum	
gez. KL. Smettan 	

		PROTOKOLL Schurfaufnahme			
Bauvorhaben:		GROSSMANN Bau, Rosenheim			
Schurf Nr.		S 6			
Bodenaufbau bis [m uGOK]					
	0,2	Oberboden			
	2,5	feinkörnige Schwemmböden, Decklehm U, t, s` (weich) - steif			
ET	2,6	Postglaziale Kiese G, s, u'			
Grundwasserstand		/			
Proben:		/			
Besonderheiten:		/			
Aufgestellt:		<u>Traunstein den 19.11.2025</u> Ort, Datum			
		<u>gez. KL. Smettan</u>			

ANLAGE 3

Sondierprotokolle (CPT)



geo
technik
heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1 (07/2021)

Projekt : 83026 Rosenheim

Ort : Rosenheim

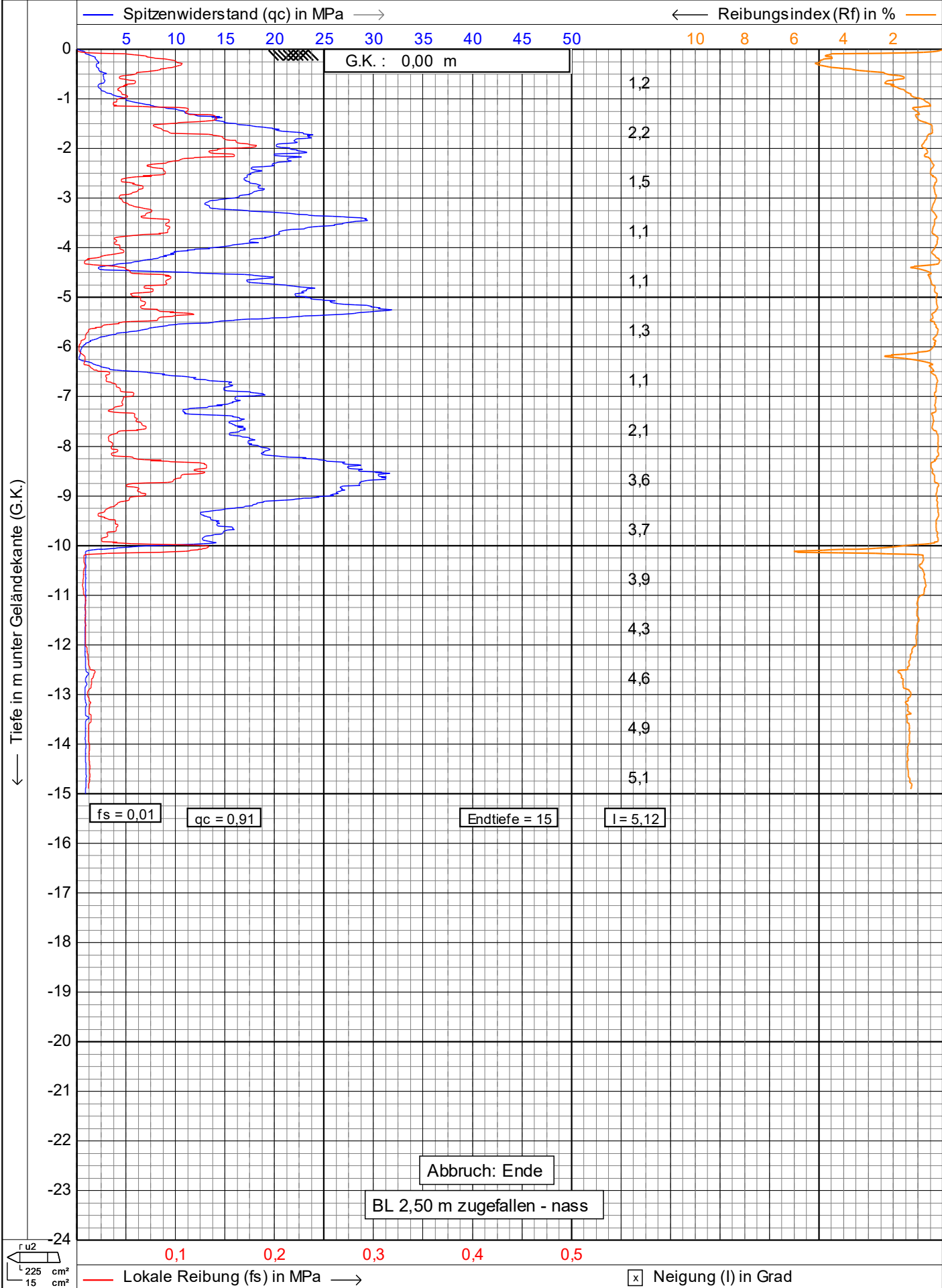
Datum : 22.10.2025

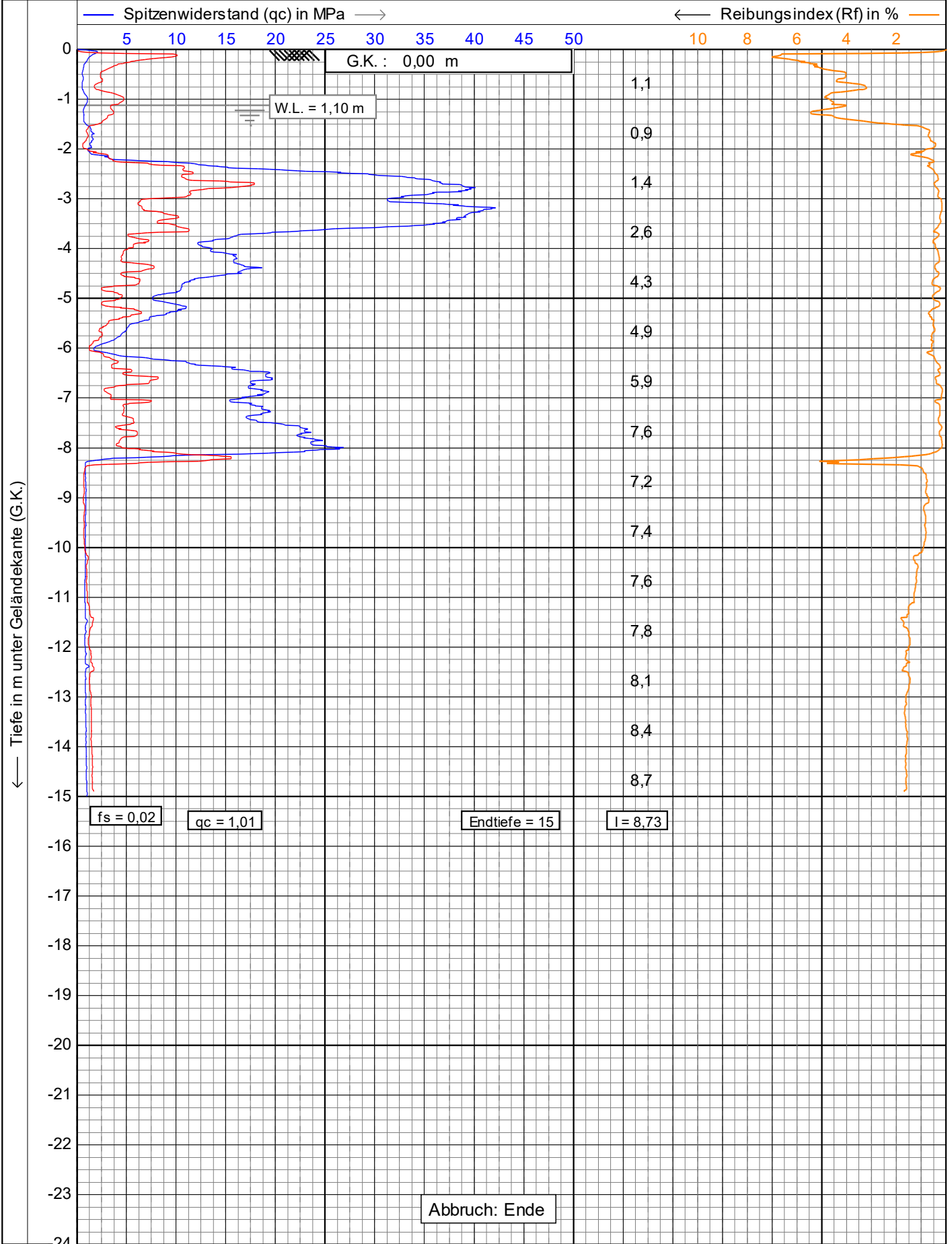
Konus Nr. : S15CFIP.S251855

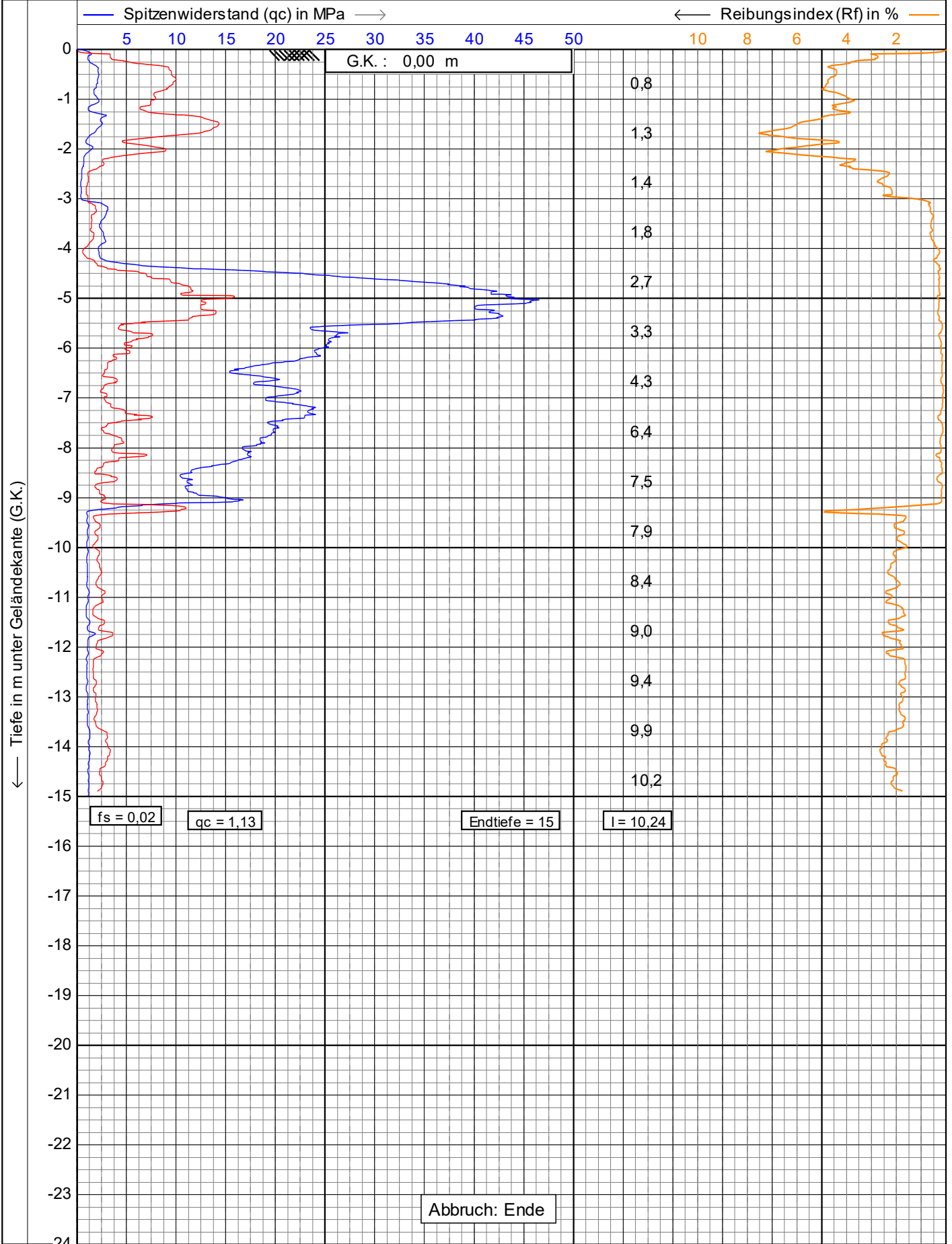
Projekt Nr. : 20251008-10012

CPT Nr. : CPT1

1/5







geo
technik
heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1 (07/2021)

Projekt : 83026 Rosenheim

Ort : Rosenheim

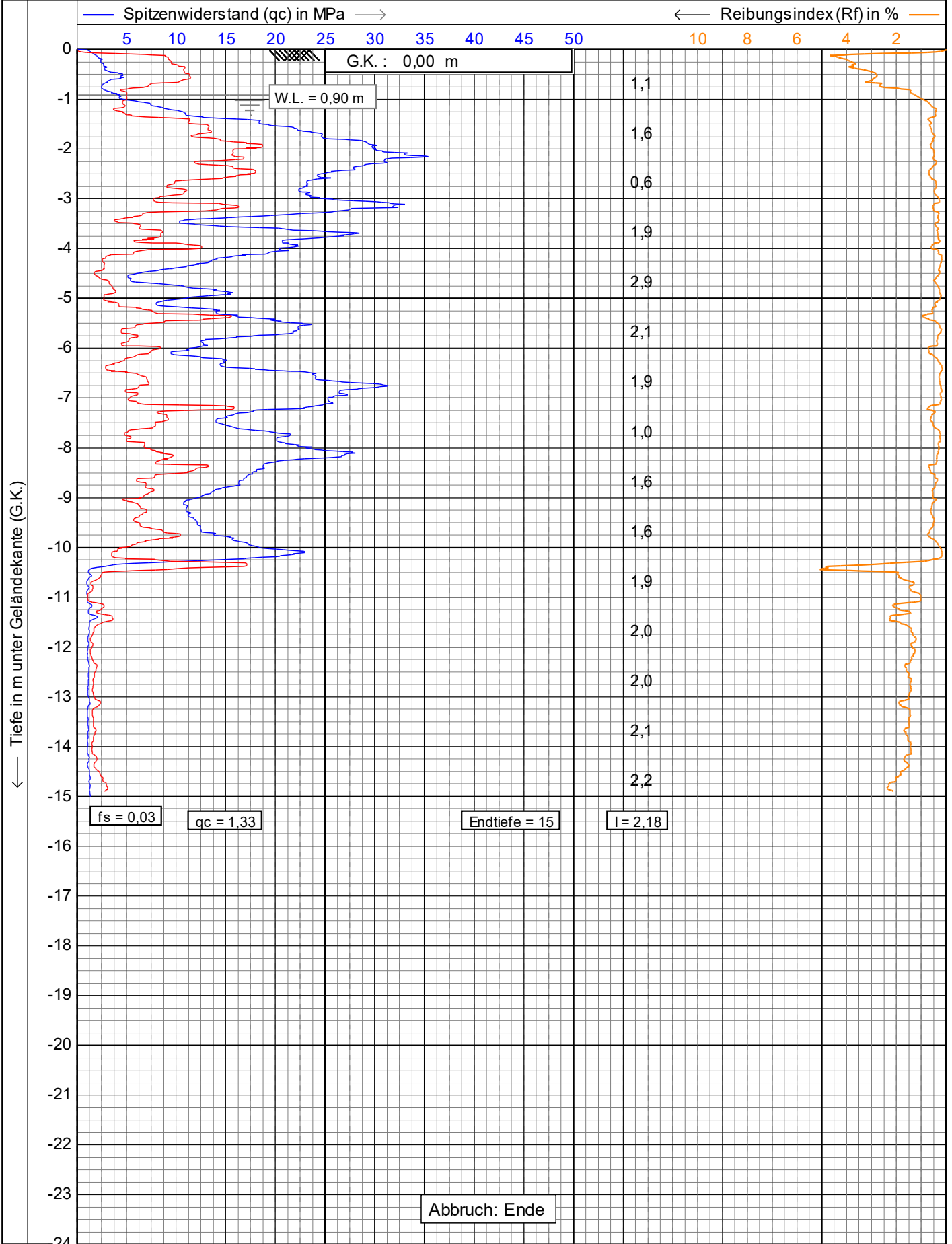
Datum : 22.10.2025

Konus Nr. : S15CFIP.S251855

Projekt Nr. : 20251008-10012

CPT Nr. : CPT4

1/5



geo
technik
heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1 (07/2021)

Projekt : 83026 Rosenheim

Ort : Rosenheim

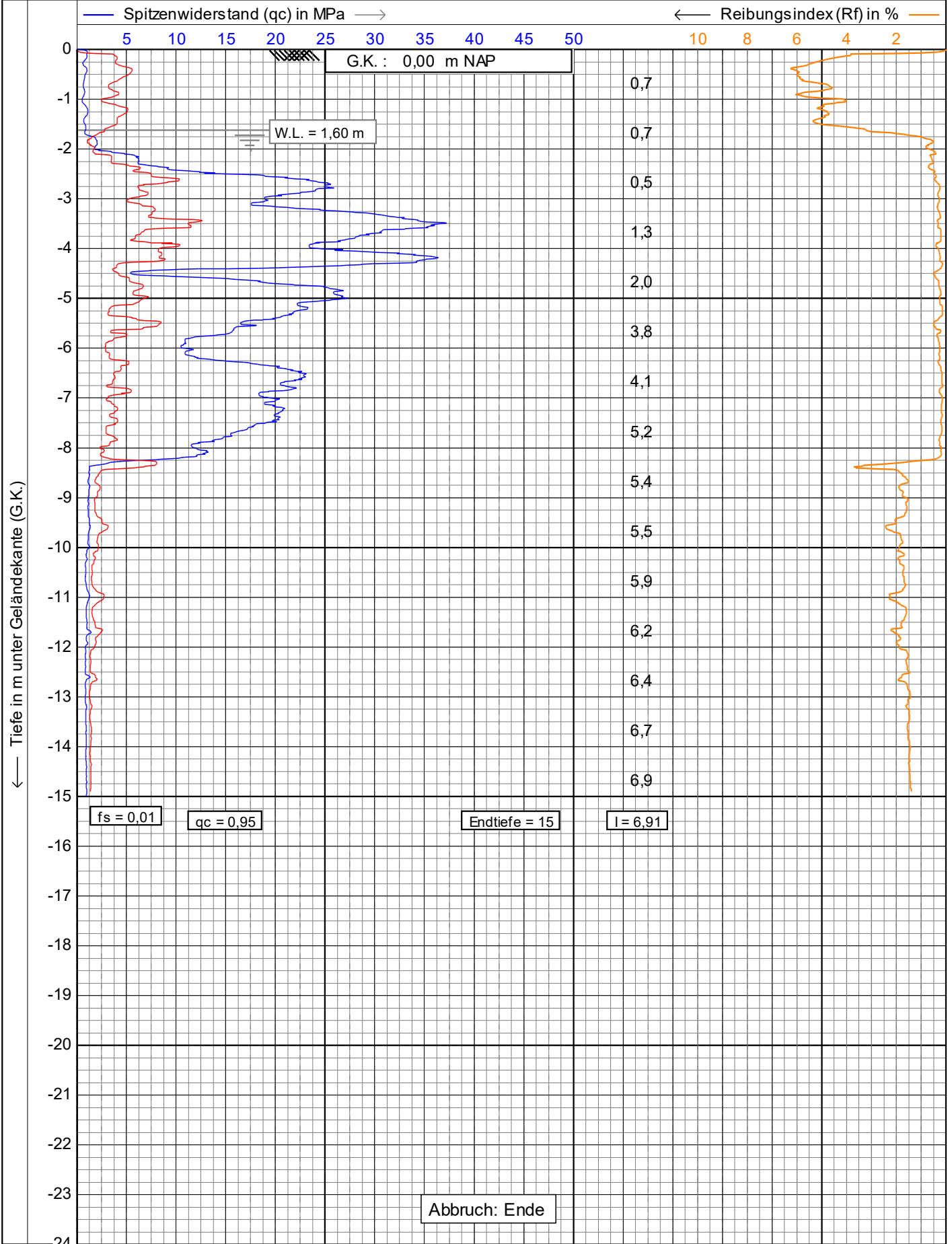
Datum : 22.10.2025

Konus Nr. : S15CFIP.S251855

Projekt Nr. : 20251008-10012

CPT Nr. : CPT5

1/5



geo
technik
heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1 (07/2021)

Projekt : 83026 Rosenheim

Ort : Rosenheim

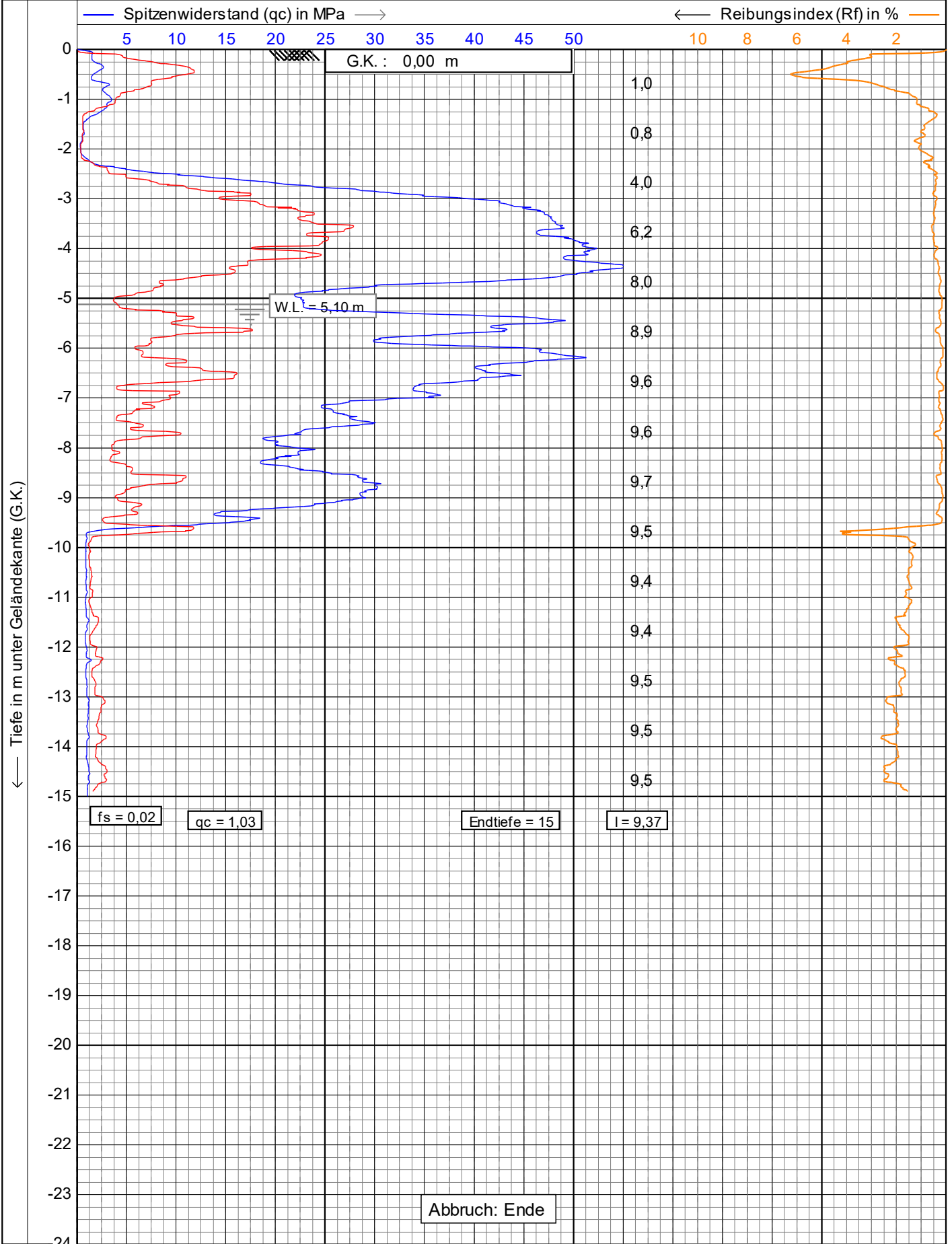
Datum : 22.10.2025

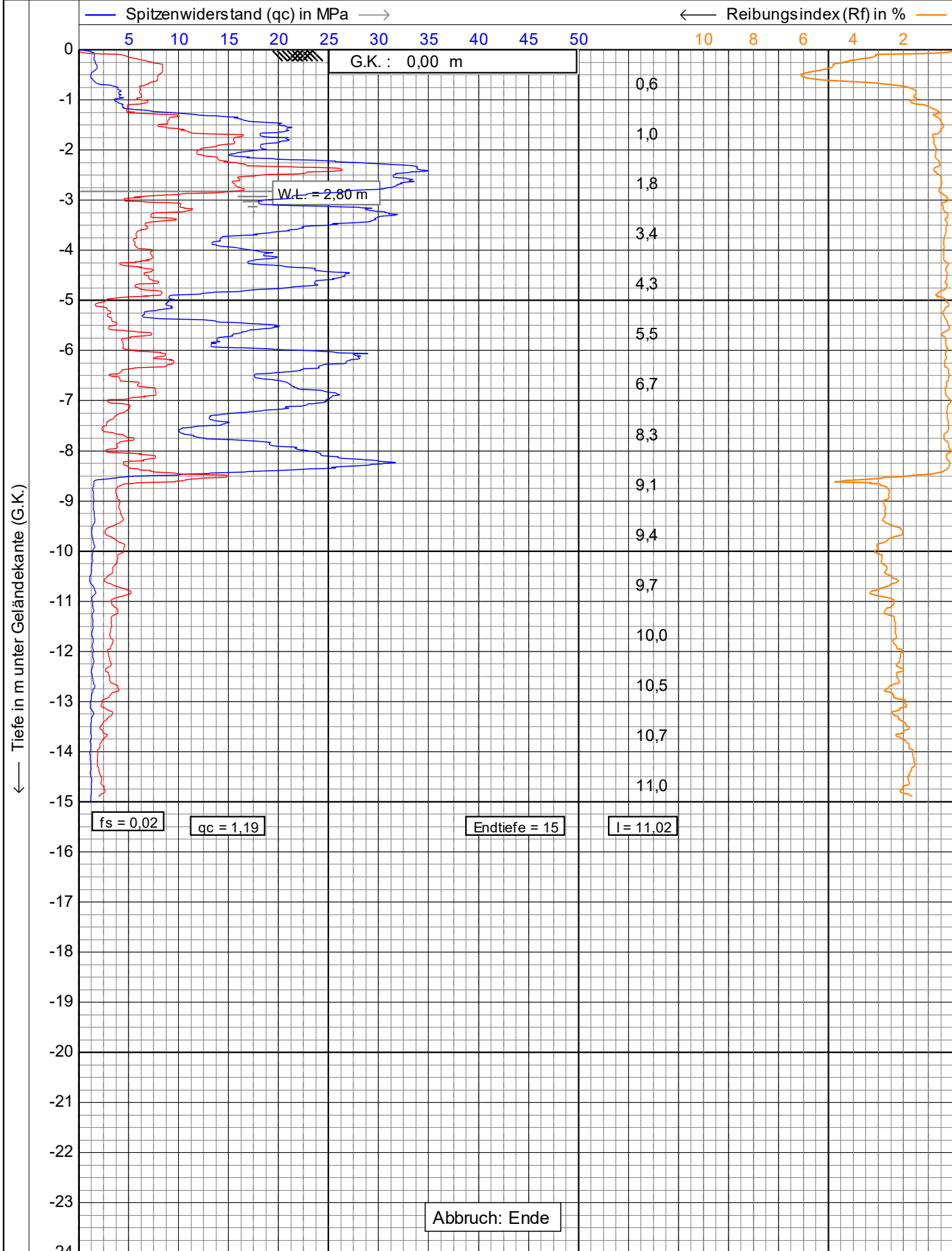
Konus Nr. : S15CFIP.S251855

Projekt Nr. : 20251008-10012

CPT Nr. : CPT6

1/5





**geo
technik**
heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1 (07/2021)

Projekt : **83026 Rosenheim**

Ort : **Rosenheim**

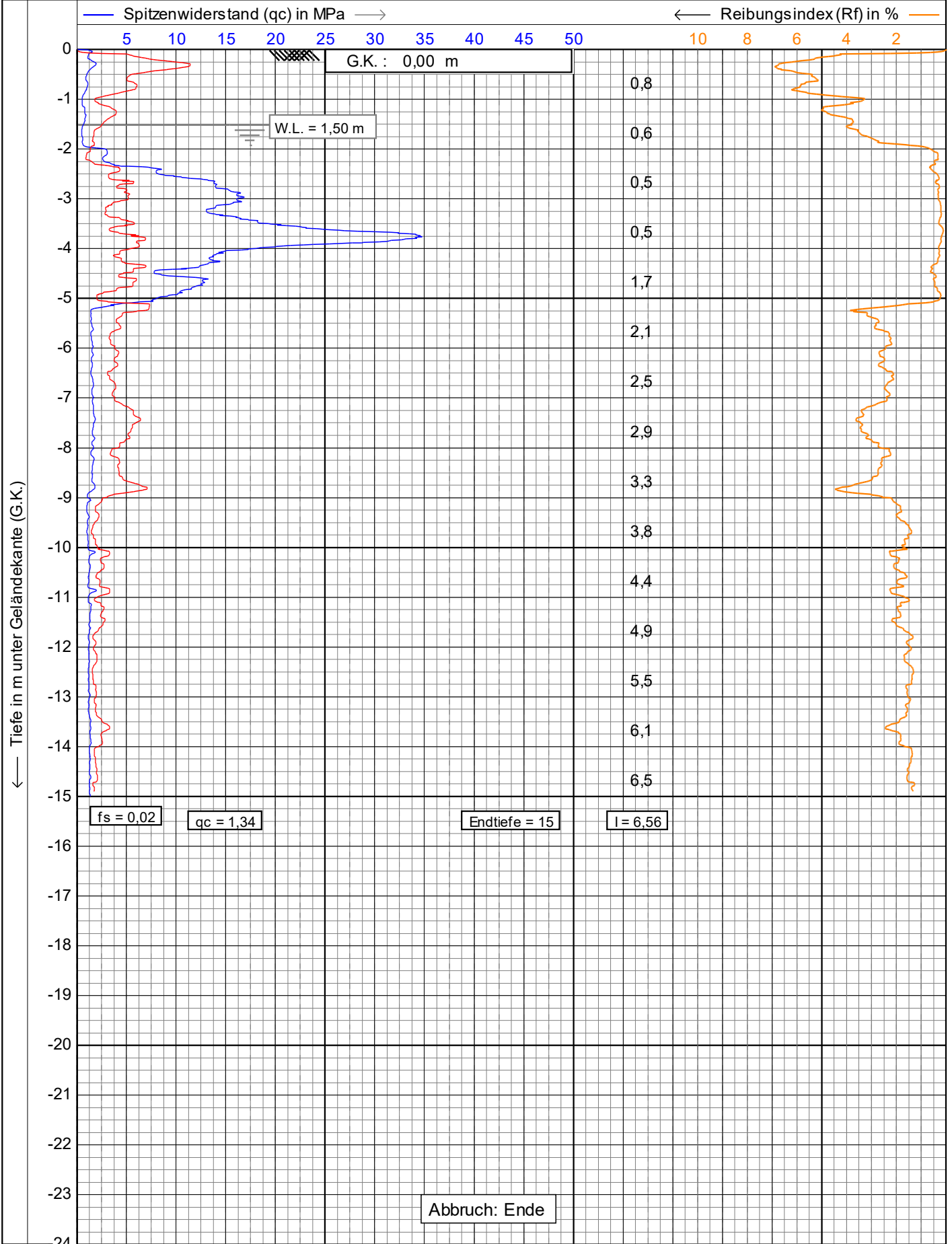
Datum : **23.10.2025**

Konus Nr. : **S15CFIP.S251855**

Projekt Nr. : **20251008-10012**

CPT Nr. : **CPT8**

1/5



geo
technik
heiligenstadt gmbh
Beratende Ingenieure VBI

Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1 (07/2021)

Projekt : 83026 Rosenheim

Ort : Rosenheim

Datum : 23.10.2025

Konus Nr. : S15CFIP.S251855

Projekt Nr. : 20251008-10012

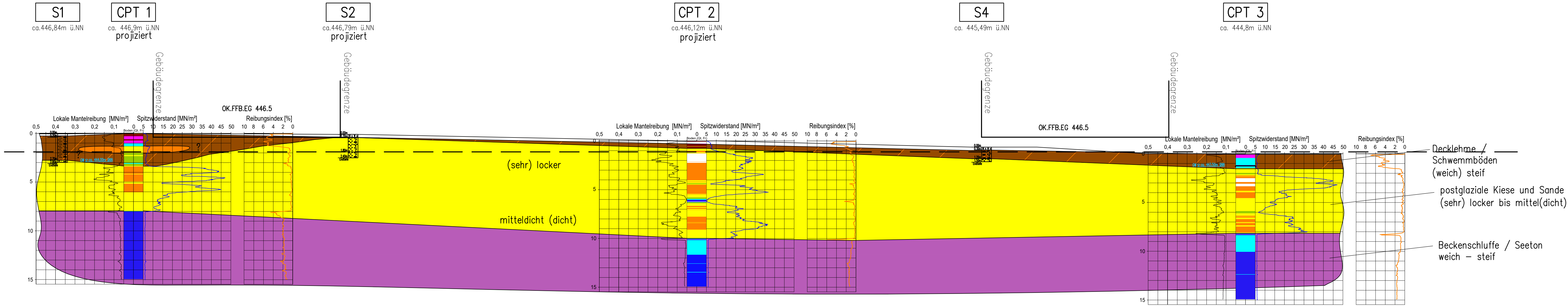
CPT Nr. : CPT9

1/5

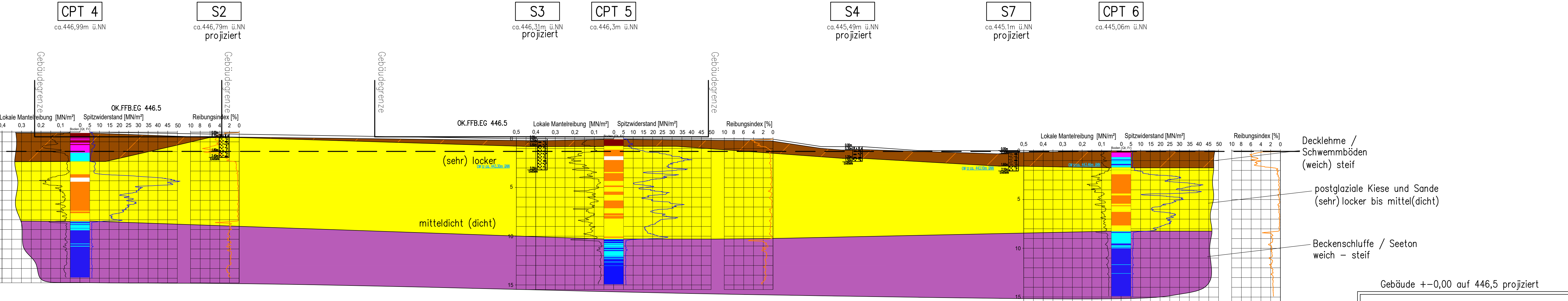
ANLAGE 4

Schnitte

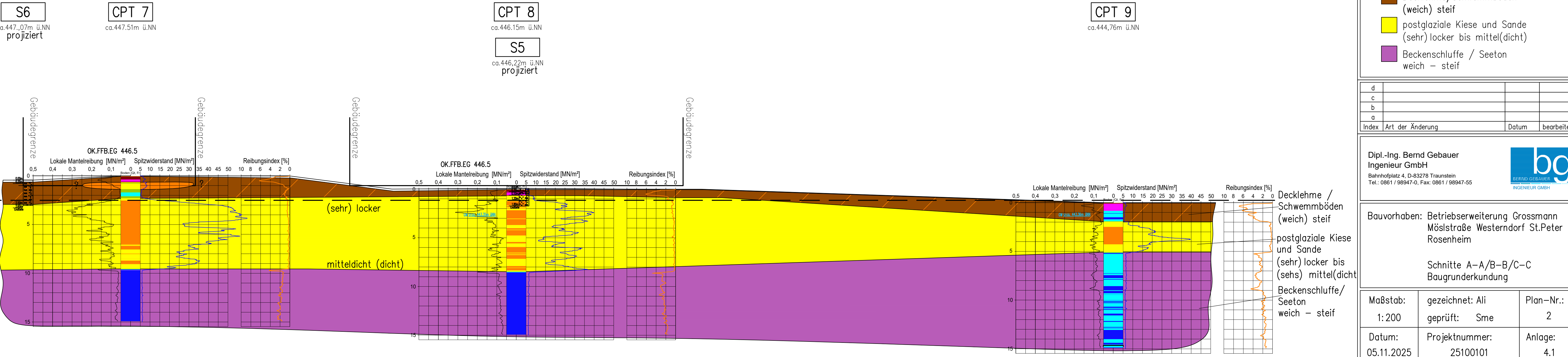
Schnitt A–A



Schnitt B–B



Schnitt C–C



Gebäude +−0,00 auf 446,5 projiziert

- Legende:
- angenommene Gründungssohle − 1,5m unter +−0,00 = 446,5m ü.NHN
 - Decklehme/Schwemmböden (weich) steif
 - postglaziale Kiese und Sande (sehr) locker bis mittel(dicht)
 - Beckenschluffe / Seeton weich – steif

d			
c			
b			
a			
Index	Art der Änderung	Datum	bearbeitet

Dipl.-Ing. Bernd Gebauer
Ingenieur GmbH
Bahnhofplatz 4, D-83278 Traunstein
Tel.: 0861 / 98947-0, Fax: 0861 / 98947-55

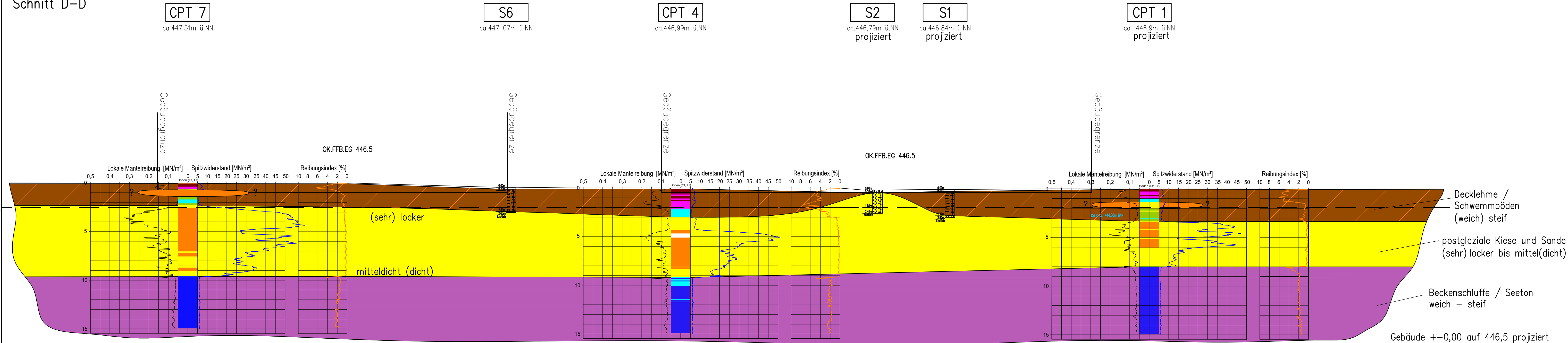


Bauvorhaben: Betriebserweiterung Grossmann
Möslstraße Westerdorf St.Peter
Rosenheim

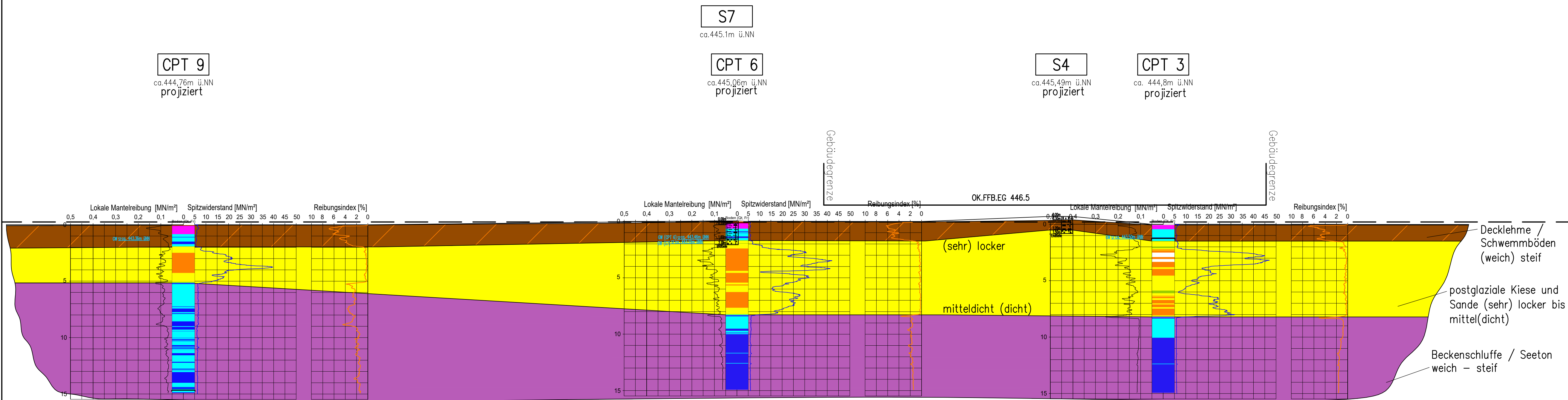
Schnitte A–A/B–B/C–C
Baugrunderkundung

Maßstab: 1:200	gezeichnet: Ali geprüft: Sme	Plan–Nr.: 2
Datum: 05.11.2025	Projektnummer: 25100101	Anlage: 4.1

Schnitt D-D



Schnitt E-E



Legende:

angenommene Gründungssole – 1,5m
unter +–0,00 = 446,5m ü.NHN

Decklehme/Schwemmböden (weich) steif

postglaziale Kiese und Sande (sehr) locker bis mittel(dicht)

Beckenschluffe / Seeton weich – steif

d			
c			
b			
a			
Index	Art der Änderung	Datum	bearbeitet

Dipl.-Ing. Bernd Gebauer
Ingenieur GmbH
Bahnhofplatz 4, D-83278 Traunstein
Tel.: 0861 / 98947-0, Fax: 0861 / 98947-55

bg
BERND GEBAUER
INGENIEUR GMBH

Bauvorhaben: Betriebserweiterung Grossmann
Möslstraße Westerndorf St.Peter
Rosenheim

Schnitte D-D/E-E
Baugrunderkundung

Maßstab:	gezeichnet: Ali	Plan-Nr.:
1:200	geprüft: Sme	3
Datum:	Projektnummer:	Anlage:
05.11.2025	25100101	4.2

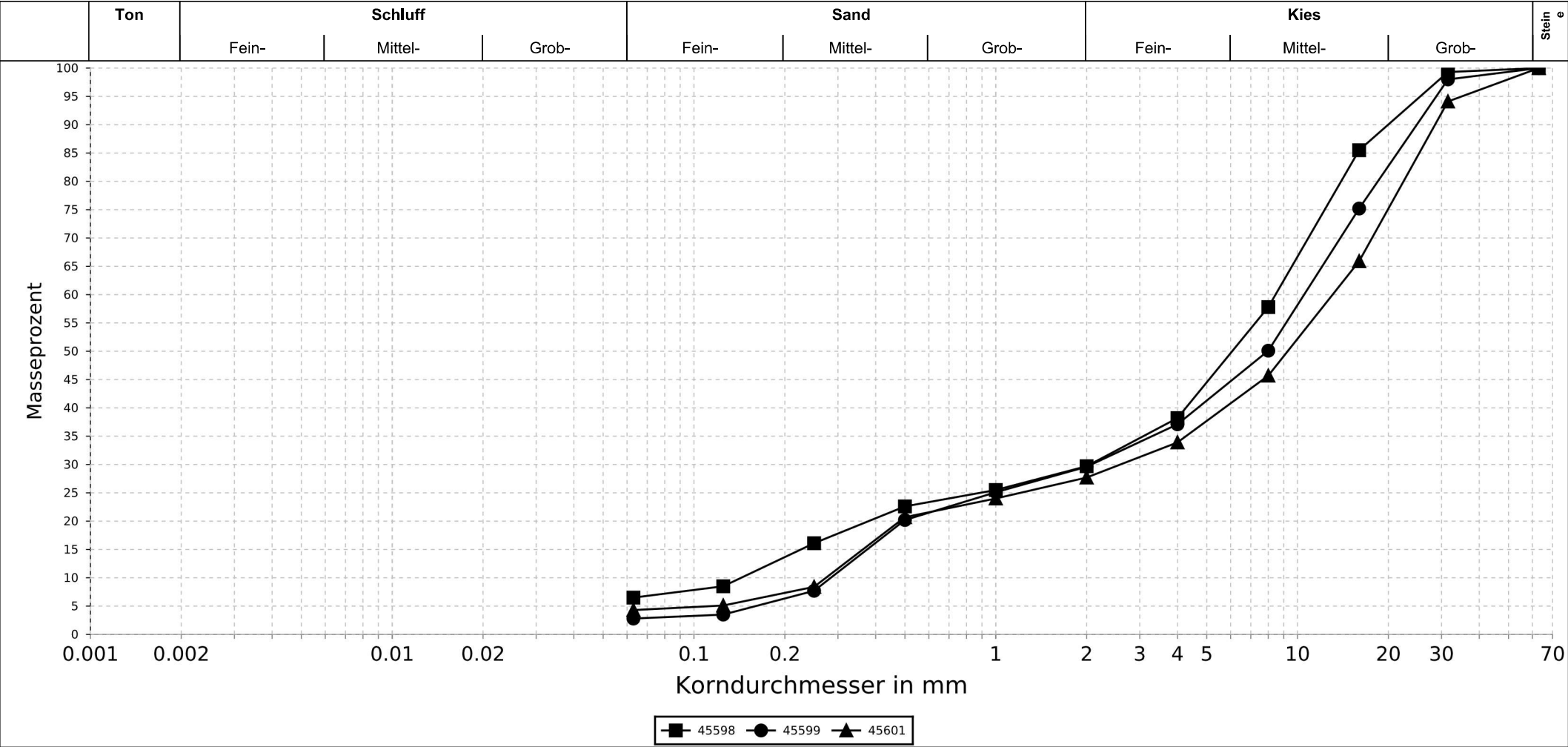
ANLAGE 5

Geotechnische Laborversuche

Kornverteilung

DIN EN ISO 17892-4

Projekt:	RO Grossmann
Auftraggeber:	IB Gebauer
Ausdruck vom:	01.12.2025



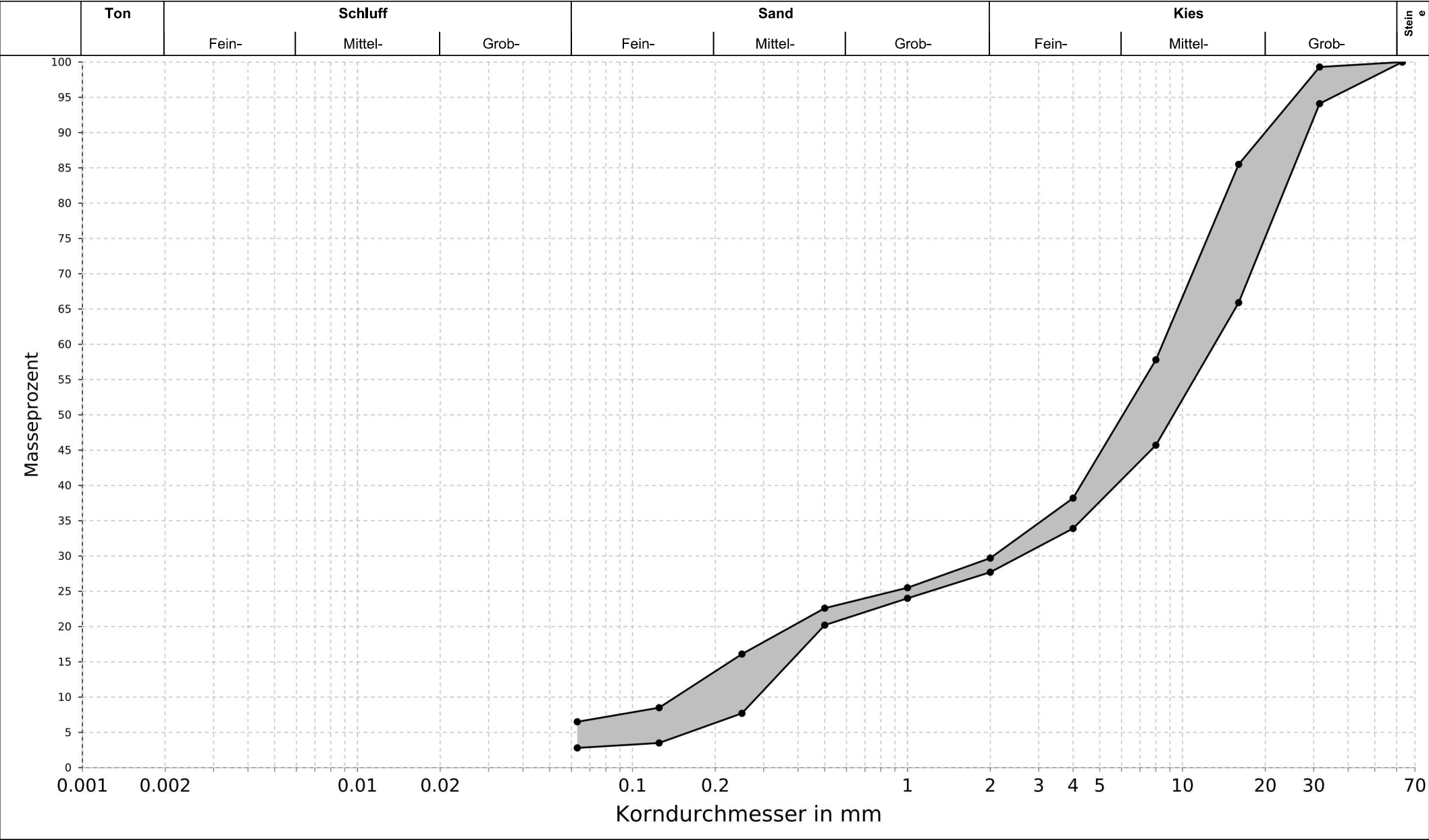
Labor-Nr.	Entnahmest.	Entnahmetiefe m	Entnahmedatu m	Ungleichförm .	Krümmungszahl Cc	Bodenart	Bodengruppe DIN 18969	Anteil < 0.063 mm	kf nach Hazen	kf nach Beyer	kf nach Kaubisch	kf nach Seiler
45598	S2	2,4	19.11.2025	57,9	3,4	Gsu	GU / GT	6,5				2,0E-3
45599	S3	2,0	19.11.2025	37,7	1,3	Gsu'	GW	2,8				1,3E-3
45601	S5	1,8	19.11.2025	48,5	2,0	Gsu'	GW	4,3				2,8E-3

Formblatt Nr. LS-PB-01-007 Rev.01	Formblatt Prüfbericht für externe Auftraggeber	Labor Nußdorf Sondermoninger Str. 41 83365 Nußdorf	Unterschrift
---	---	--	--------------

Kornverteilung Gesamtprojekt / Projektband

DIN EN ISO 17892-4

Projekt:	RO Grossmann
Auftraggeber:	IB Gebauer
Ausdruck vom:	01.12.2025



Formblatt Nr. LS-PB-01-008 Rev.01	Formblatt Prüfbericht für externe Auftraggeber	Enthaltene Prüfberichte: 45601, 45600, 45597, 45598, 45599	Labor Nußdorf Sondermoninger Str. 41	Unterschrift
---	---	---	---	--------------

Bestimmung des Wassergehaltes

DIN EN ISO 17892-1

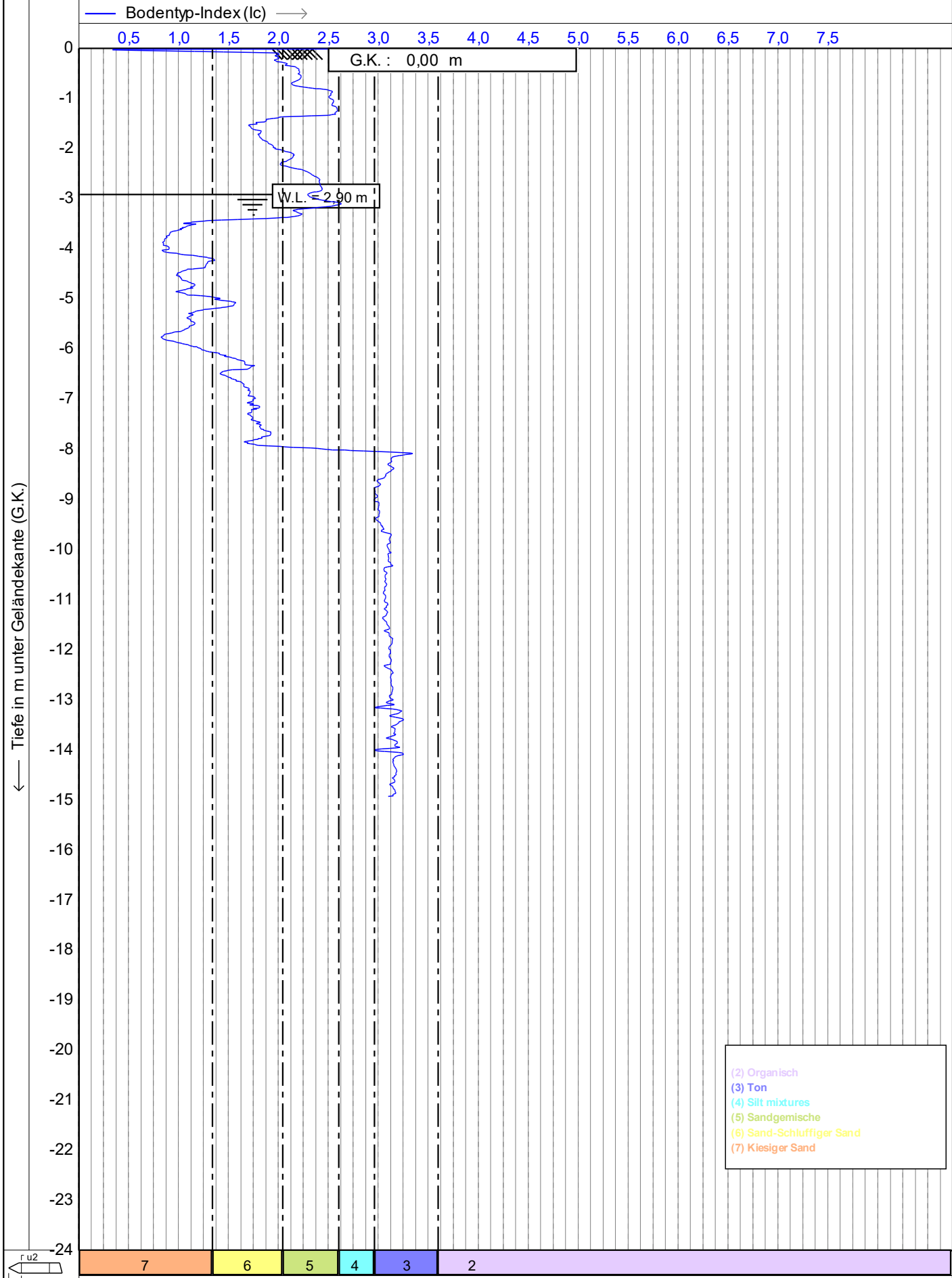
Projekt:	RO Grossmann
Auftraggeber:	IB Gebauer
Ausdruck vom:	01.12.2025
Seite:	1 von 1

Labor-Nr.	Entnahmest.	Entnahmetiefe [m]	Entnahmedatum	Ungleichförmigkeit U	Krümmungszahl Cc	Bodenart	Bodengruppe DIN 18969	Einwaage Netto feucht [g]	Einwaage Netto trocken [g]	Wasser [g]	Wassergehalt [M-%]
45597	S1	2,5	19.11.2025					681,9	512,4	169,5	33,1
45598	S2	2,4	19.11.2025	57,9	3,4	Gsu	GU / GT		6146,0		
45599	S3	2,0	19.11.2025	37,7	1,3	Gsu'	GW		7243,9		
45600	S4	0,6	19.11.2025					639,2	466,6	172,6	37,0
45601	S5	1,8	19.11.2025	48,5	2,0	Gsu'	GW		7376,8		

Formblatt Nr. LS-PB-01-008 Rev.01	Formblatt Prüfbericht Wassergehalt für externe Auftraggeber	Labor Nußdorf Sondermoninger Str. 41 83365 Nußdorf	Unterschrift
---	---	--	--------------

ANLAGE 6

Detailauswertung CPT



ru2
225 cm²
15 cm²

← Tiefe in m unter Geländekante (G.K.)

— Undrainierte Scherfestigkeit (Su) in kPa —→

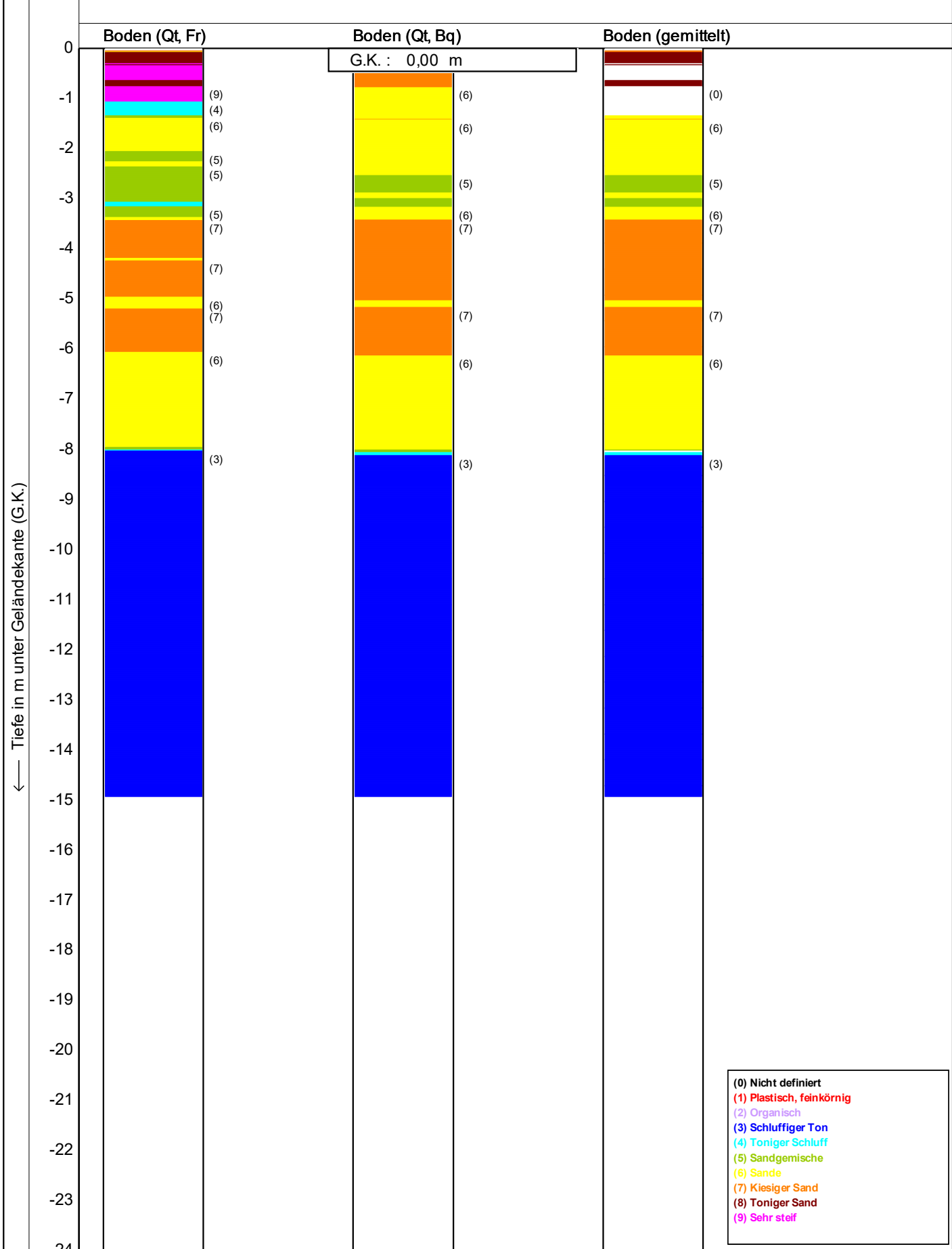
100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200 1300 1400 1500

G.K. : 0,00 m

W.L. = 2,90 m

Abbruch: Ende

ru2
225 cm²
15 cm²



← Tiefe in m unter Geländekante (G.K.)

— Winkel der inneren Reibung in Grad →

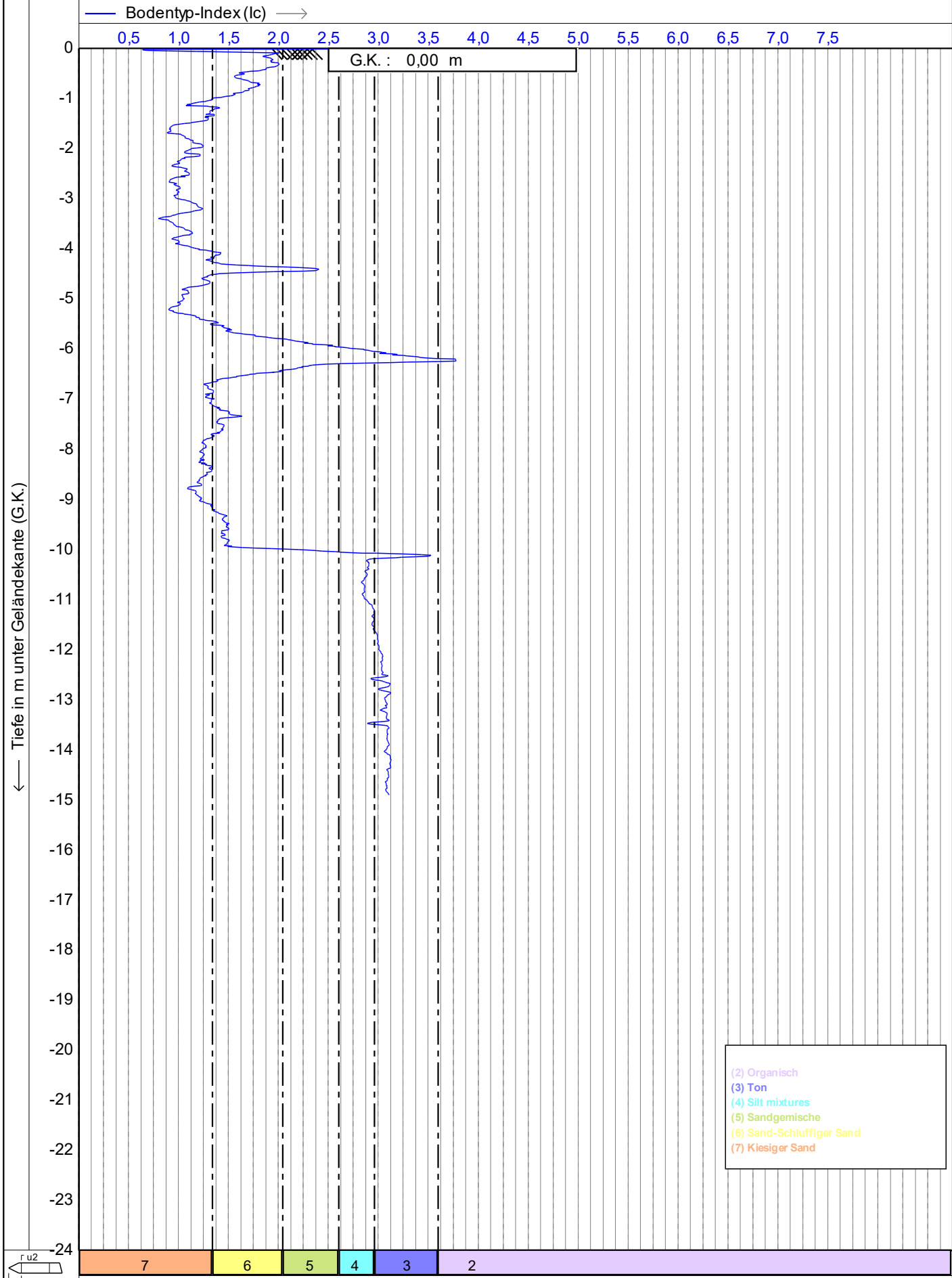
5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75

G.K. : 0,00 m

W.L. = 2,90 m

Abbruch: Ende

$\frac{r}{u^2}$
225 cm²
15 cm²



← Tiefe in m unter Geländekante (G.K.)

— Undrainierte Scherfestigkeit (Su) in kPa —→

100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200 1300 1400 1500

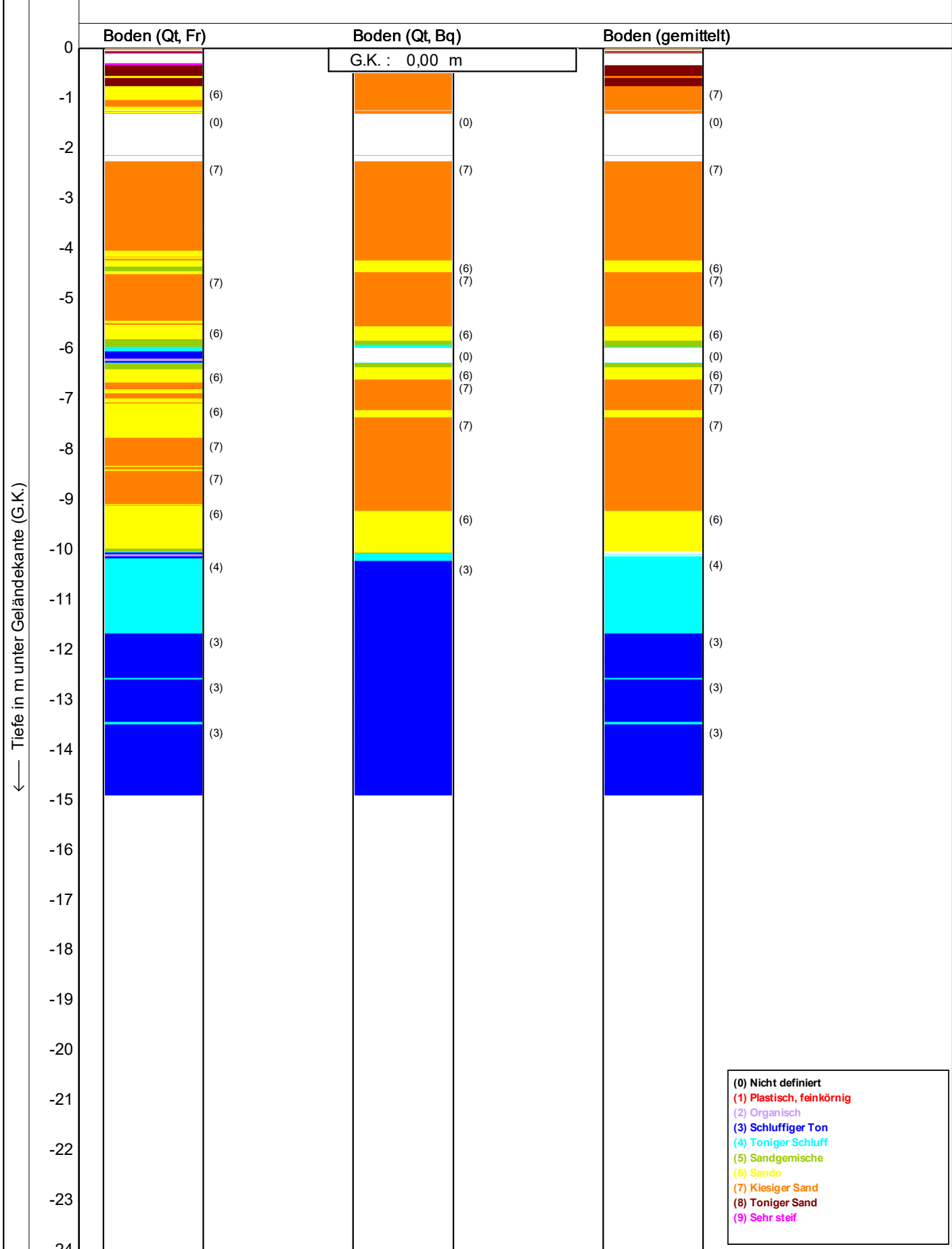
G.K. : 0,00 m

0
-1
-2
-3
-4
-5
-6
-7
-8
-9
-10
-11
-12
-13
-14
-15
-16
-17
-18
-19
-20
-21
-22
-23
-24

Abbruch: Ende

BL 2,50 m zugefallen - nass

ru2
225 cm²
15 cm²

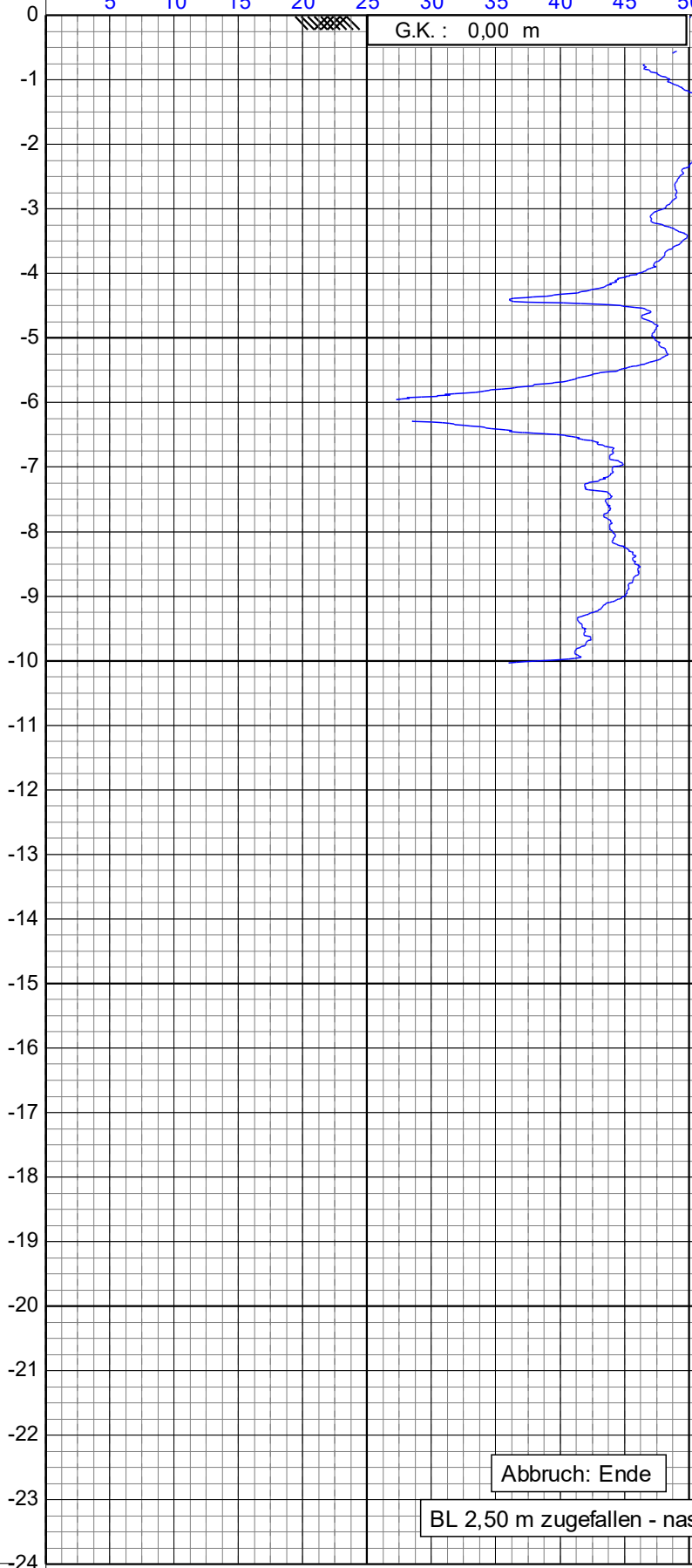


← Tiefe in m unter Geländekante (G.K.)

— Winkel der inneren Reibung in Grad →

5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75

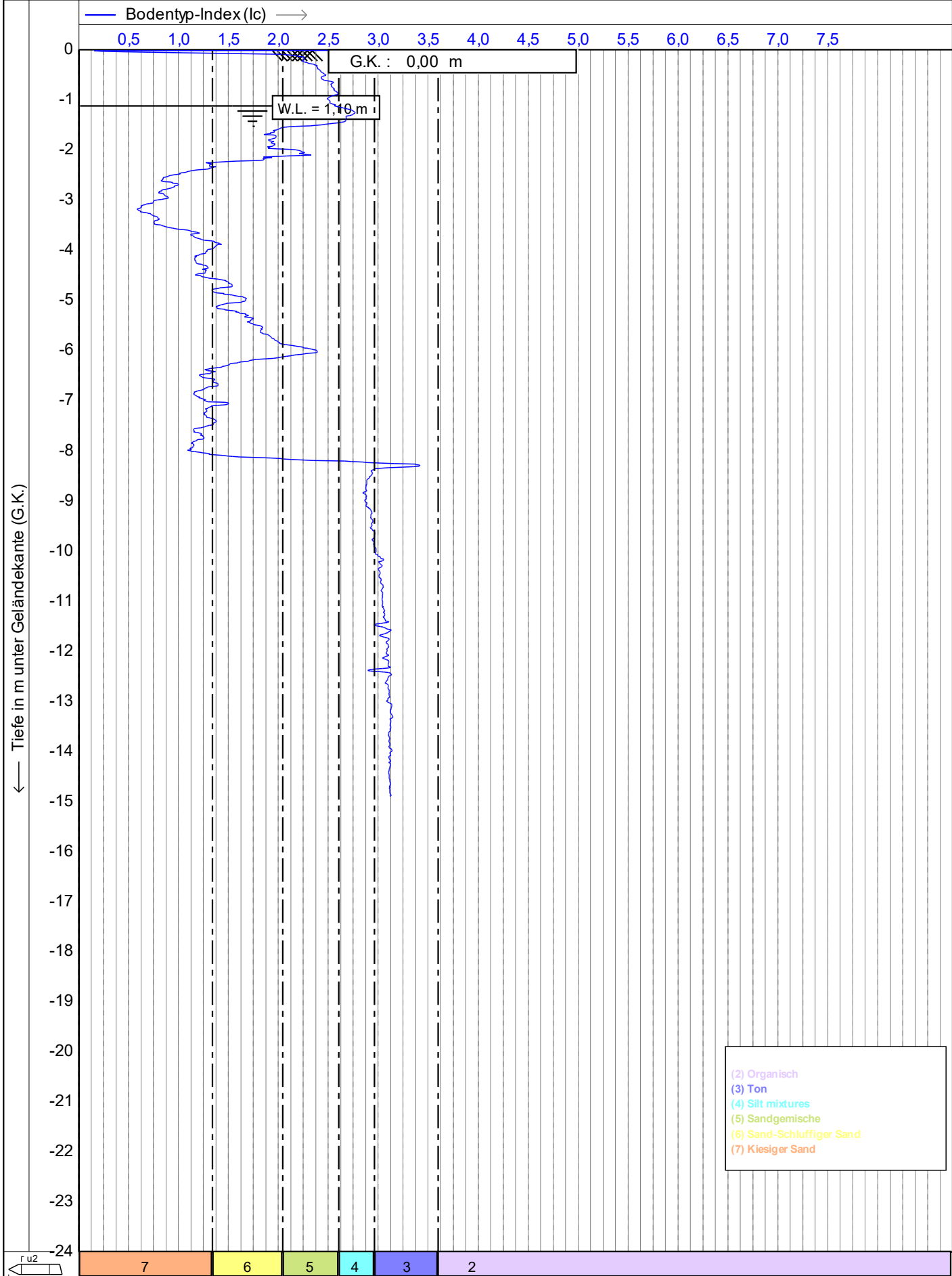
G.K. : 0,00 m



Abbruch: Ende

BL 2,50 m zugefallen - nass

ru2
225 cm²
15 cm²



$\frac{r}{u^2}$
 $\frac{225}{15} \frac{cm^2}{cm^2}$

← Tiefe in m unter Geländekante (G.K.)

— Undrainierte Scherfestigkeit (Su) in kPa —→

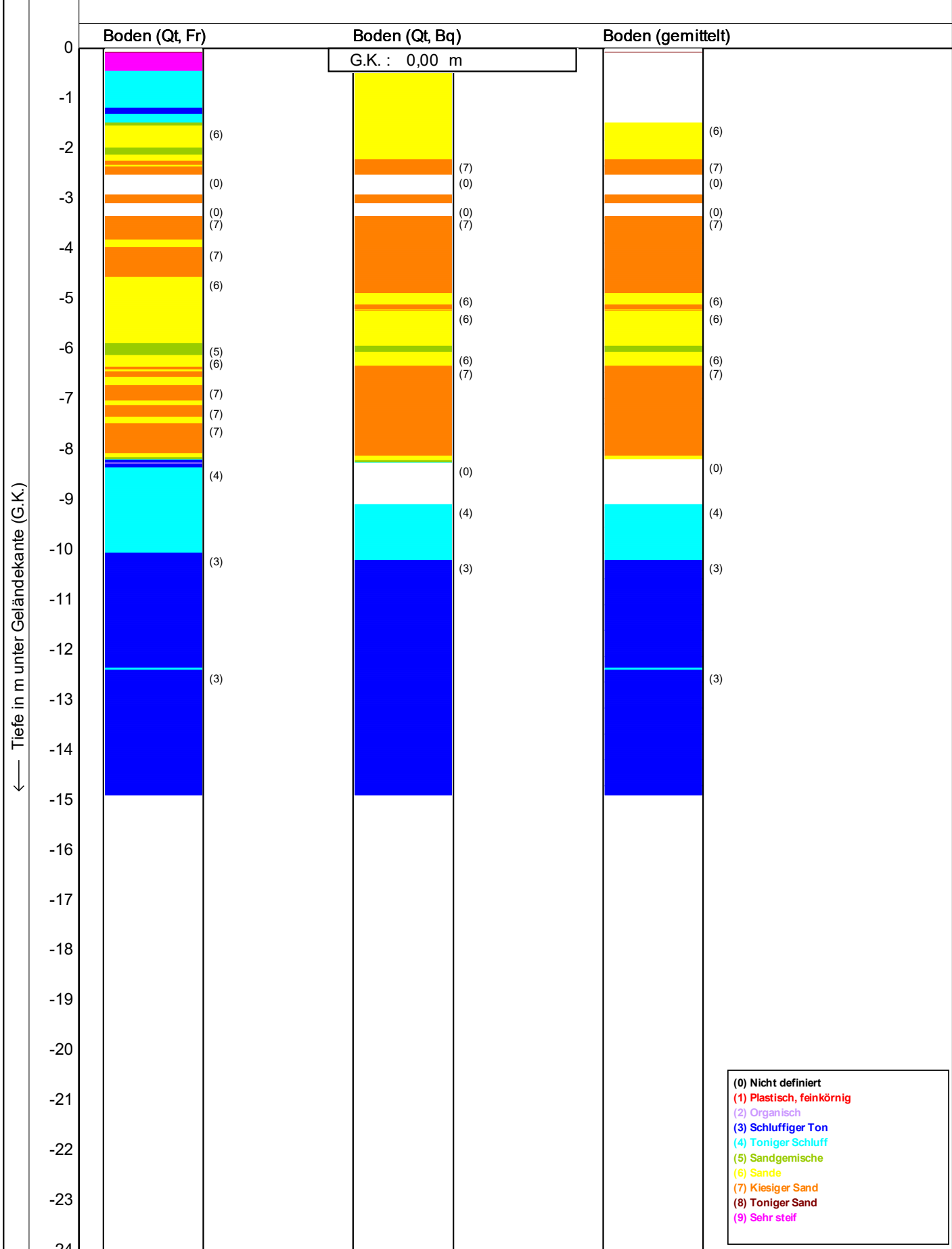
100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200 1300 1400 1500

G.K. : 0,00 m

W.L. = 1,10 m

Abbruch: Ende

γ u2
225 cm²
15 cm²



← Tiefe in m unter Geländekante (G.K.)

— Winkel der inneren Reibung in Grad →

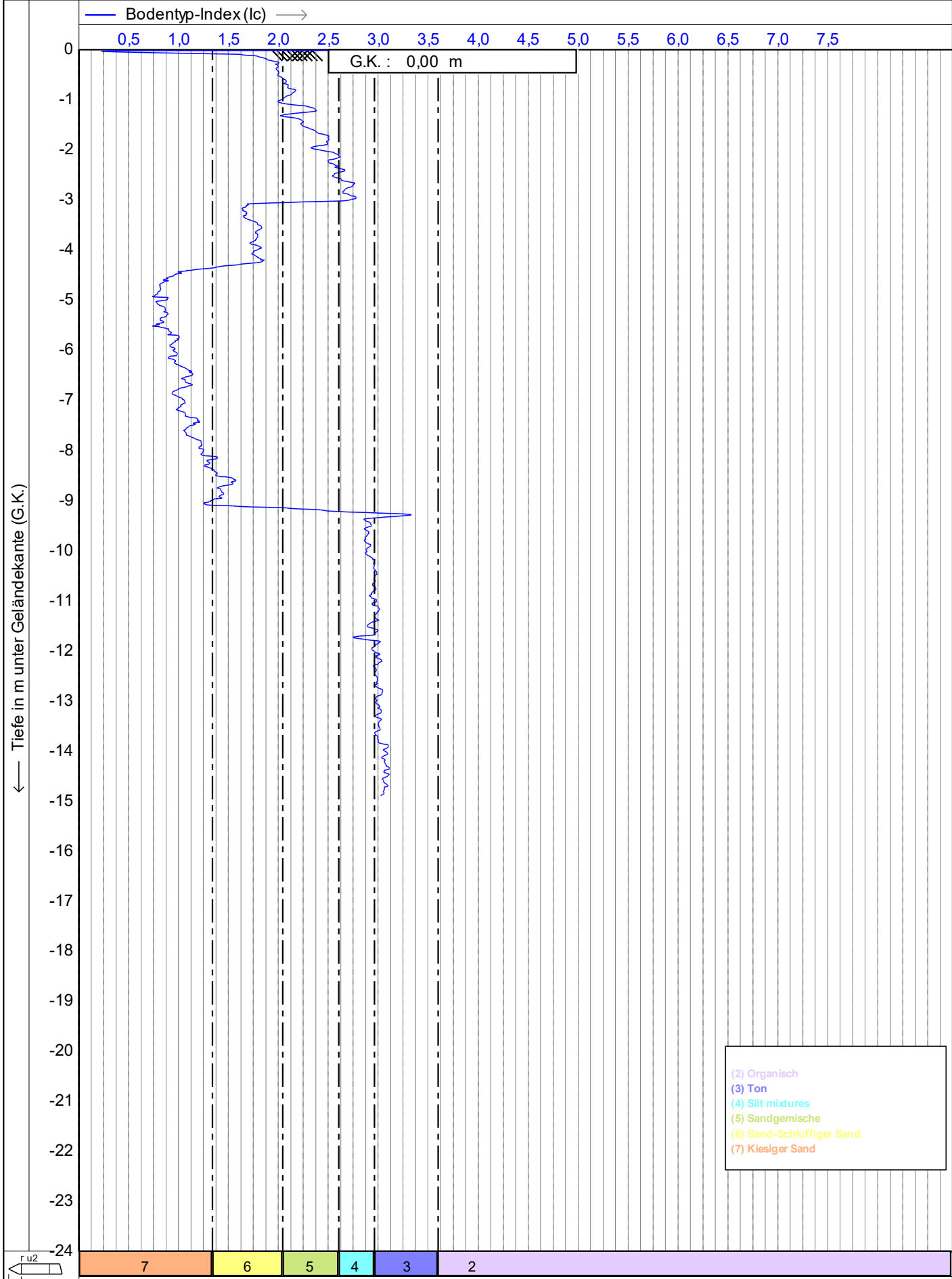
5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75

G.K. : 0,00 m

W.L. = 1,10 m

Abbruch: Ende

γ u2
225 cm²
15 cm²



← Tiefe in m unter Geländekante (G.K.)

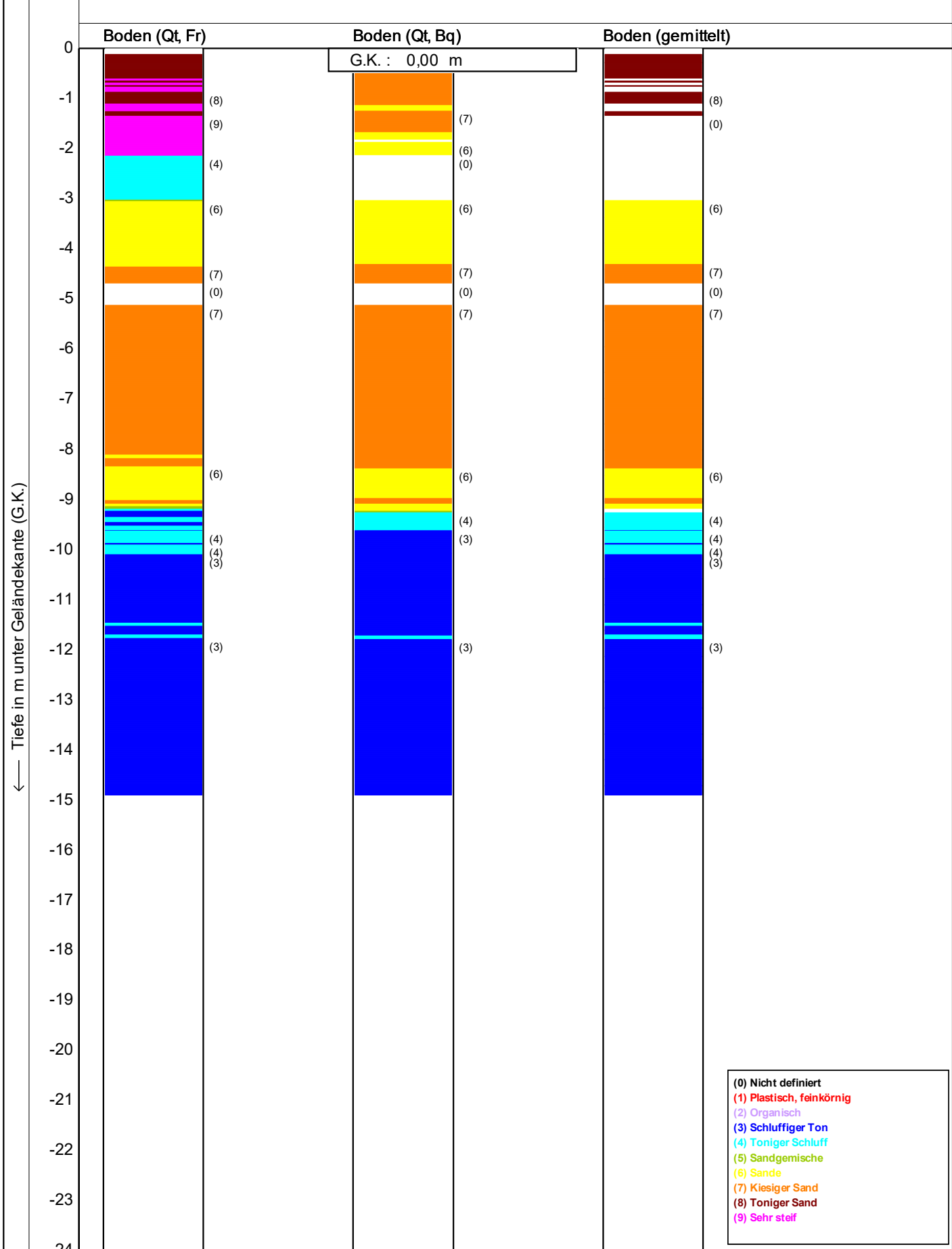
— Undrainierte Scherfestigkeit (Su) in kPa —→

100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200 1300 1400 1500

G.K. : 0,00 m

Abbruch: Ende

γ u2
225 cm²
15 cm²



← Tiefe in m unter Geländekante (G.K.)

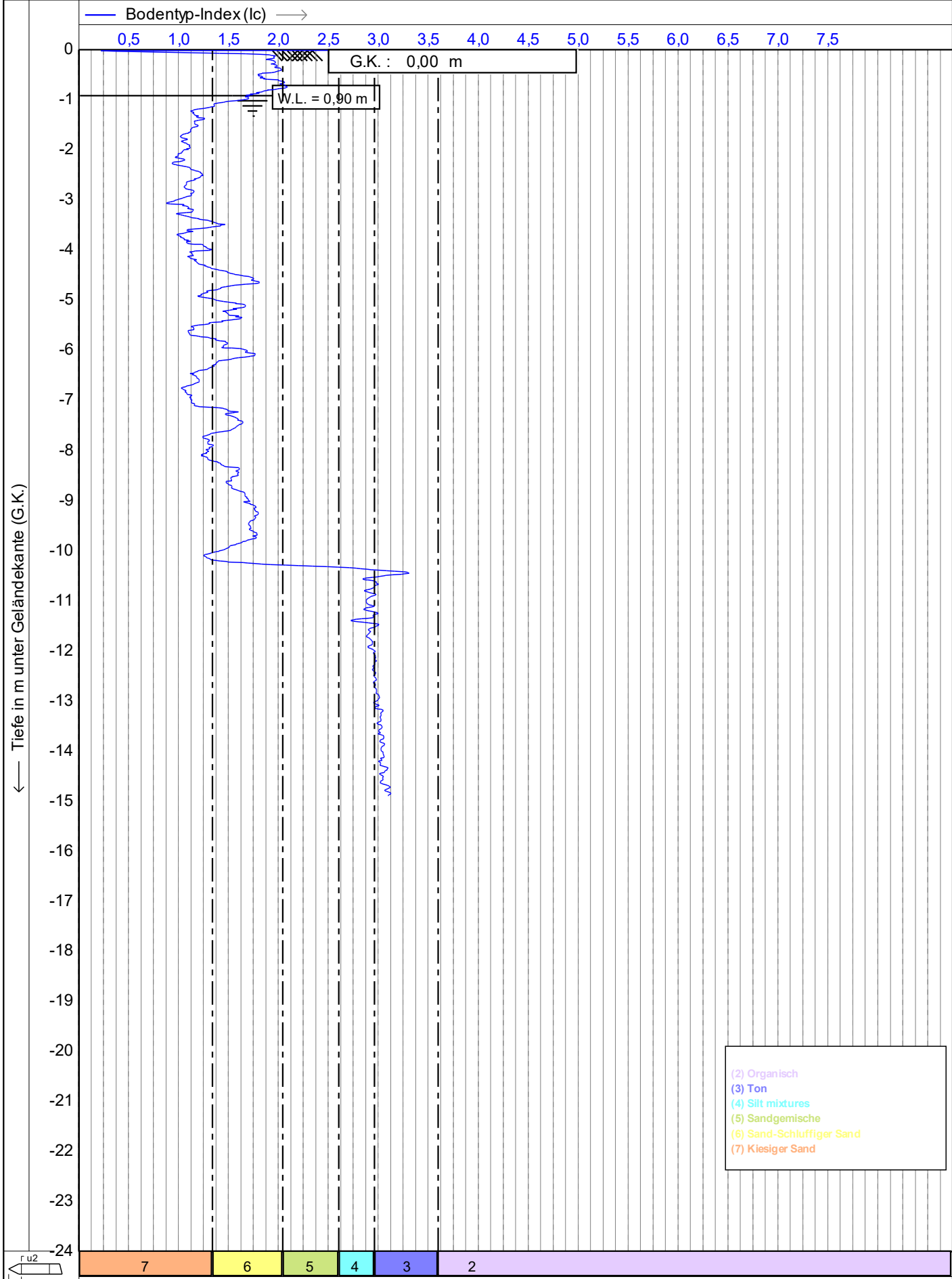
— Winkel der inneren Reibung in Grad —→

5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75

G.K. : 0,00 m

ru2
225 cm²
15 cm²

Abbruch: Ende



r_{u2}
 $\leq 225 \text{ cm}^2$
 $\leq 15 \text{ cm}^2$

← Tiefe in m unter Geländekante (G.K.)

— Undrainierte Scherfestigkeit (Su) in kPa —→

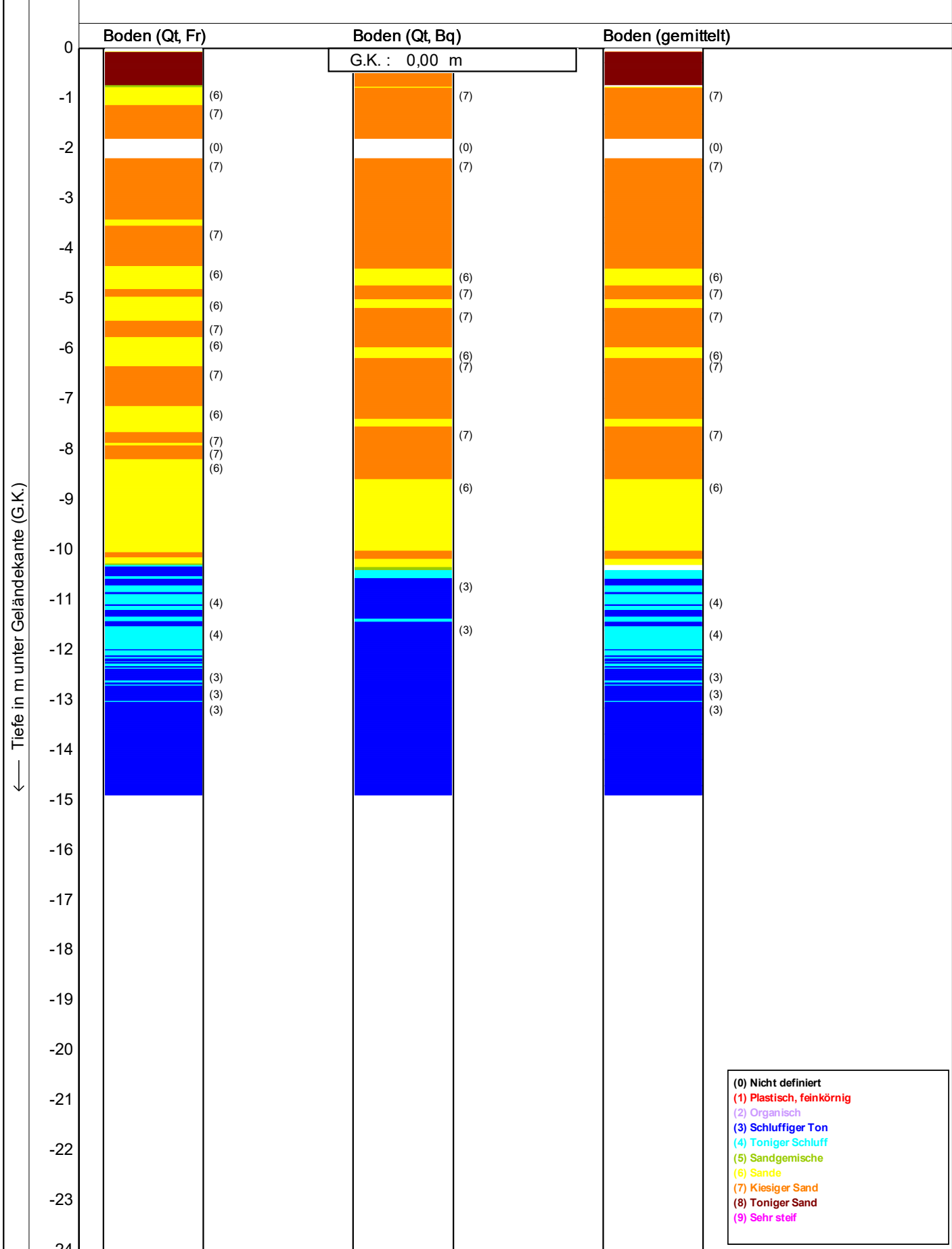
100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200 1300 1400 1500

G.K. : 0,00 m

W.L. = 0,90 m

Abbruch: Ende

ru2
225 cm²
15 cm²



← Tiefe in m unter Geländekante (G.K.)

— Winkel der inneren Reibung in Grad →

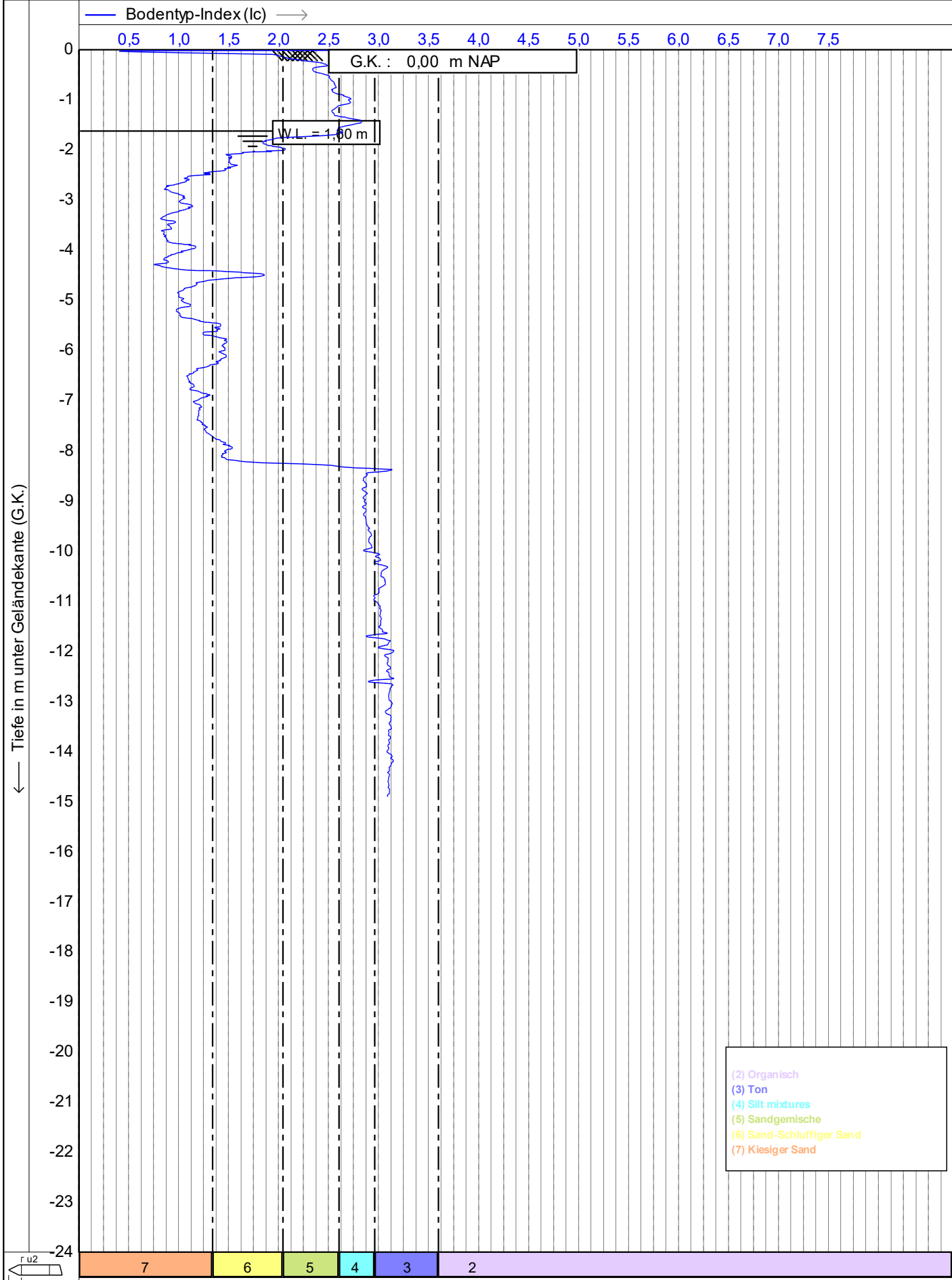
5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75

G.K. : 0,00 m

W.L. = 0,90 m

Abbruch: Ende

γ u2
225 cm²
15 cm²



← Tiefe in m unter Geländekante (G.K.)

— Undrainierte Scherfestigkeit (Su) in kPa —→

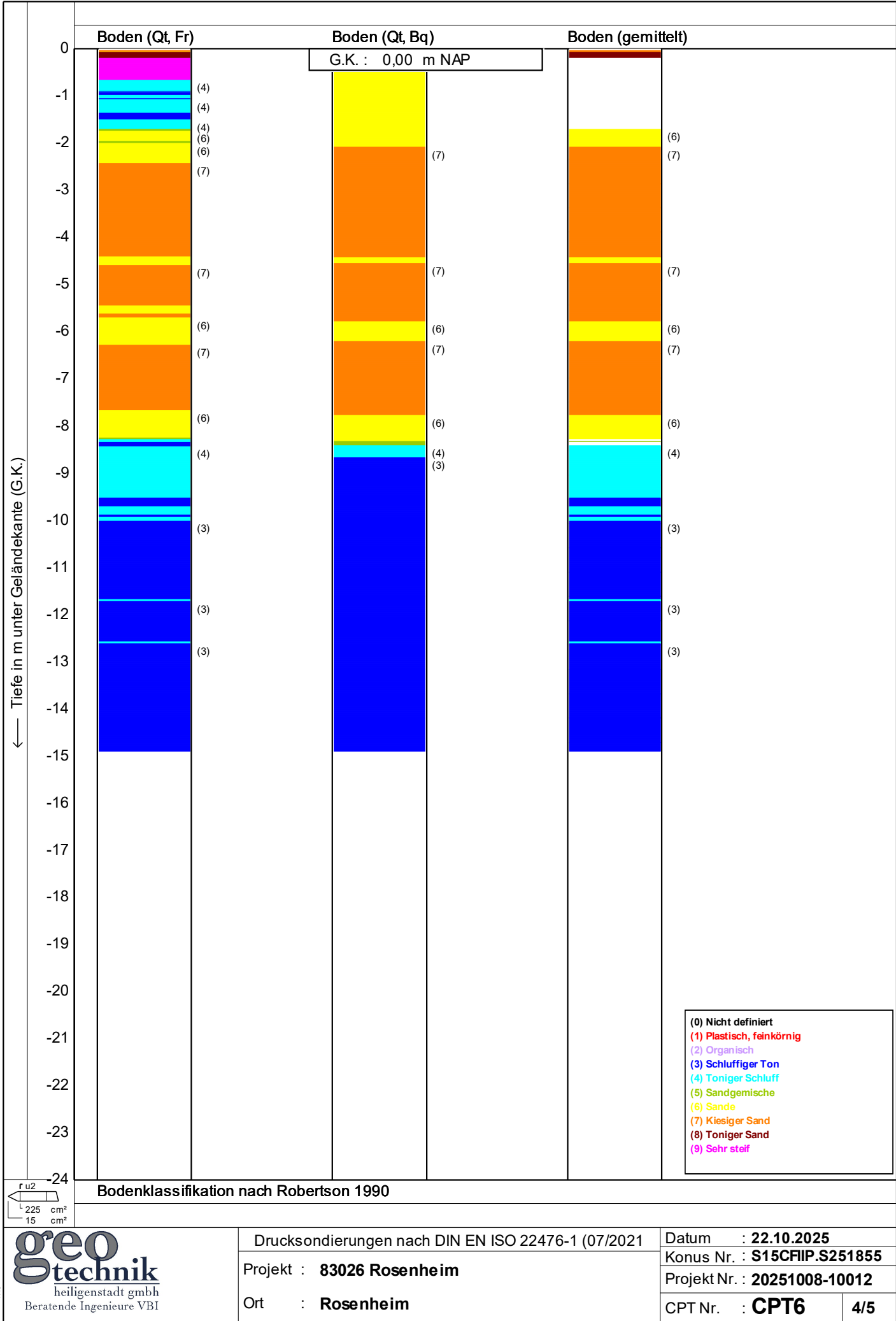
100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200 1300 1400 1500

G.K. : 0,00 m NAP

W.L. = 1,60 m

Abbruch: Ende

ru2
225 cm²
15 cm²



← Tiefe in m unter Geländekante (G.K.)

— Winkel der inneren Reibung in Grad —→

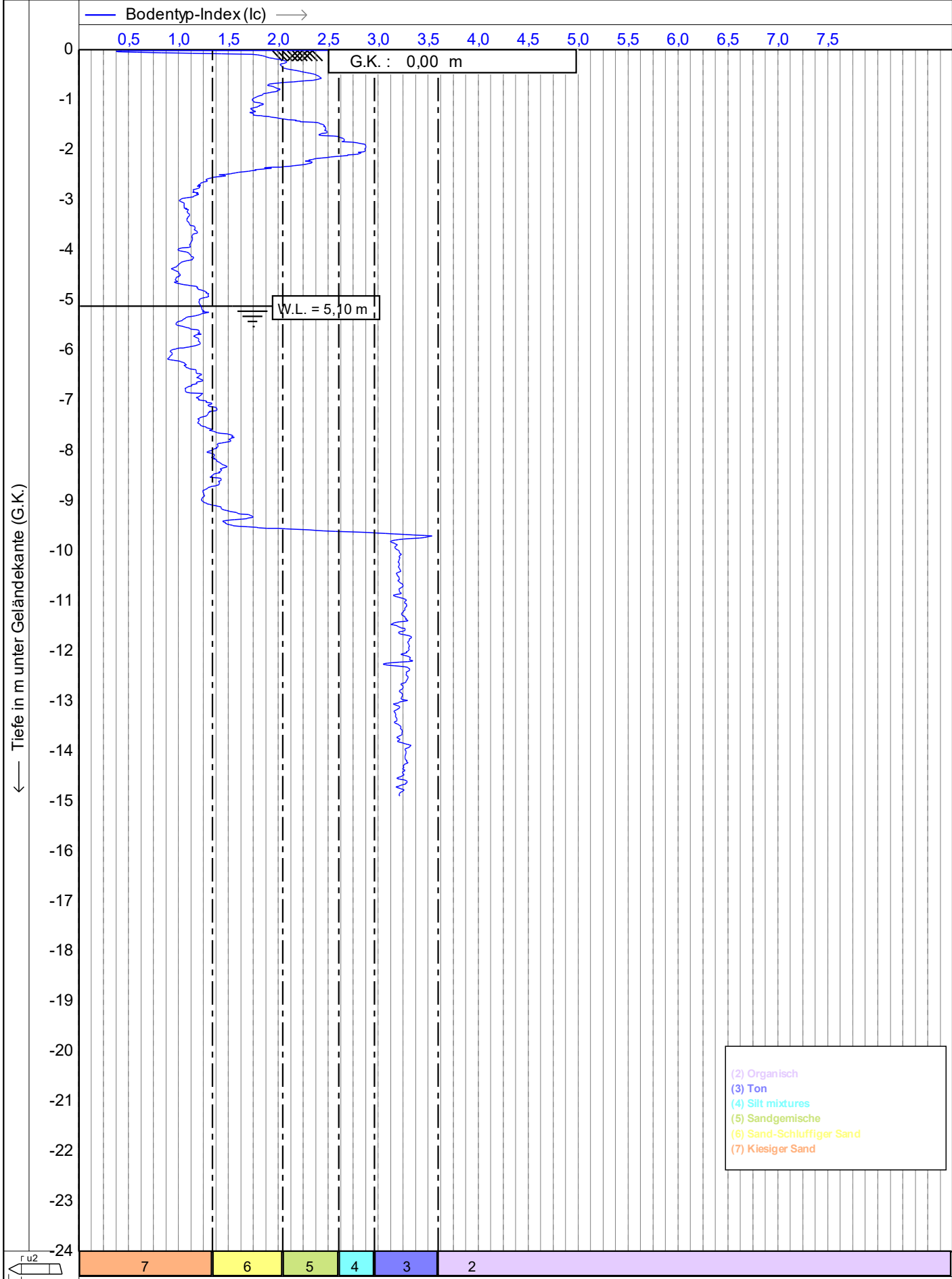
5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75

G.K. : 0,00 m NAP

W.L. = 1,60 m

Abbruch: Ende

ru2
225 cm²
15 cm²



ru2
225 cm²
15 cm²

← Tiefe in m unter Geländekante (G.K.)

— Undrainierte Scherfestigkeit (Su) in kPa —→

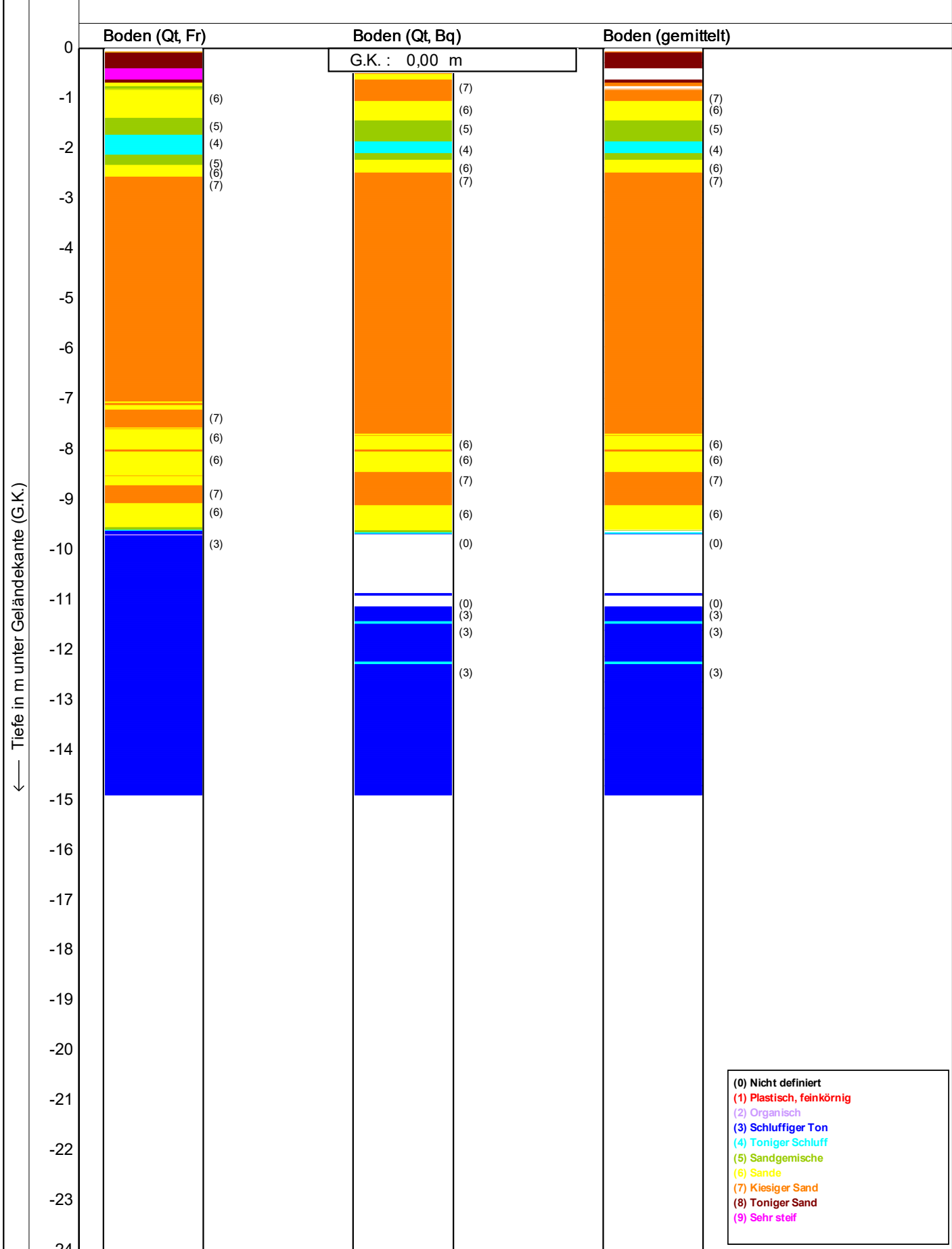
100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200 1300 1400 1500

G.K. : 0,00 m

W.L. = 5,10 m

Abbruch: Ende

γ u2
225 cm²
15 cm²



← Tiefe in m unter Geländekante (G.K.)

— Winkel der inneren Reibung in Grad →

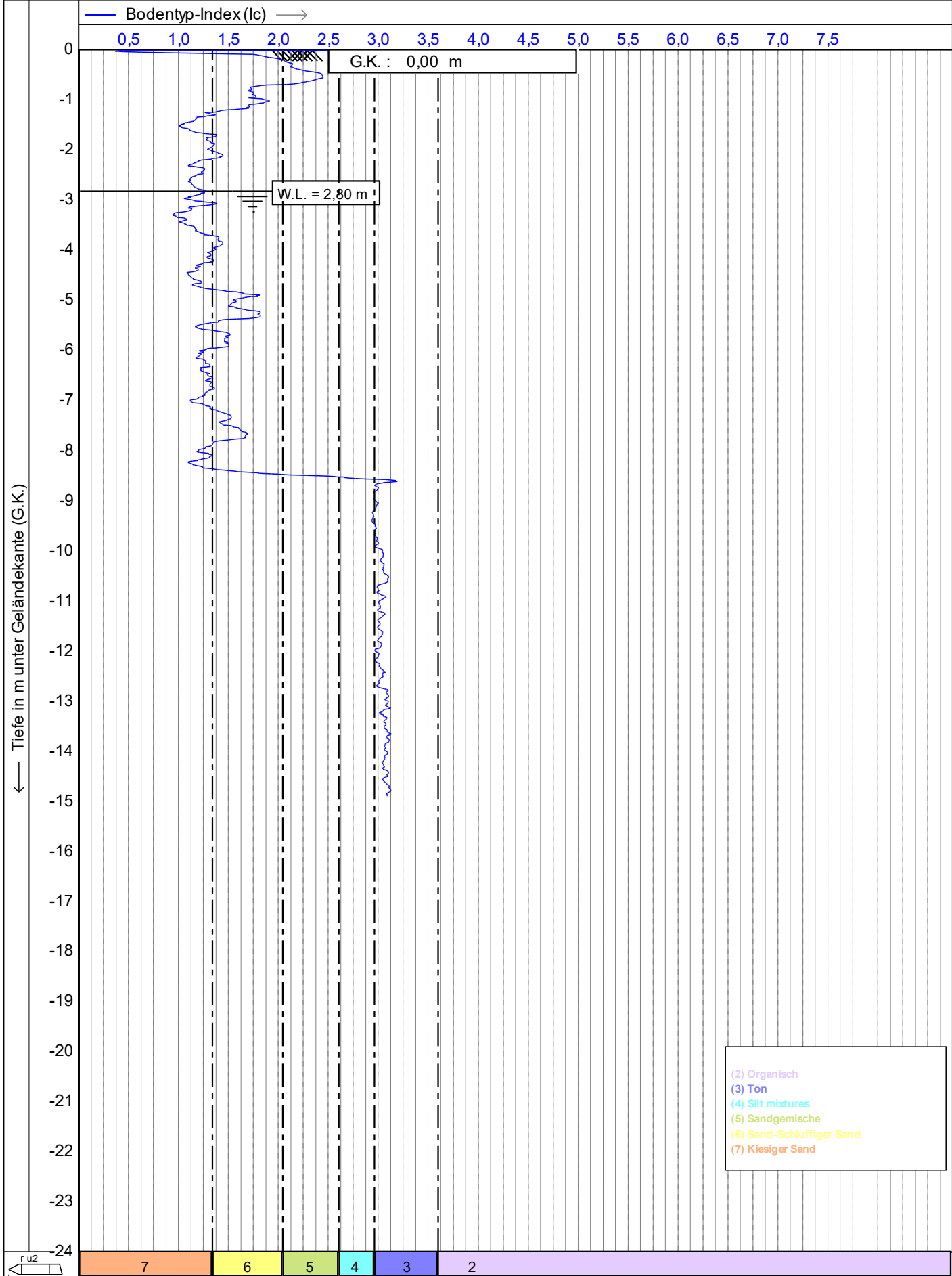
5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75

G.K. : 0,00 m

W.L. = 5,10 m

Abbruch: Ende

γ u2
225 cm²
15 cm²



← Tiefe in m unter Geländekante (G.K.)

— Undrainierte Scherfestigkeit (Su) in kPa —→

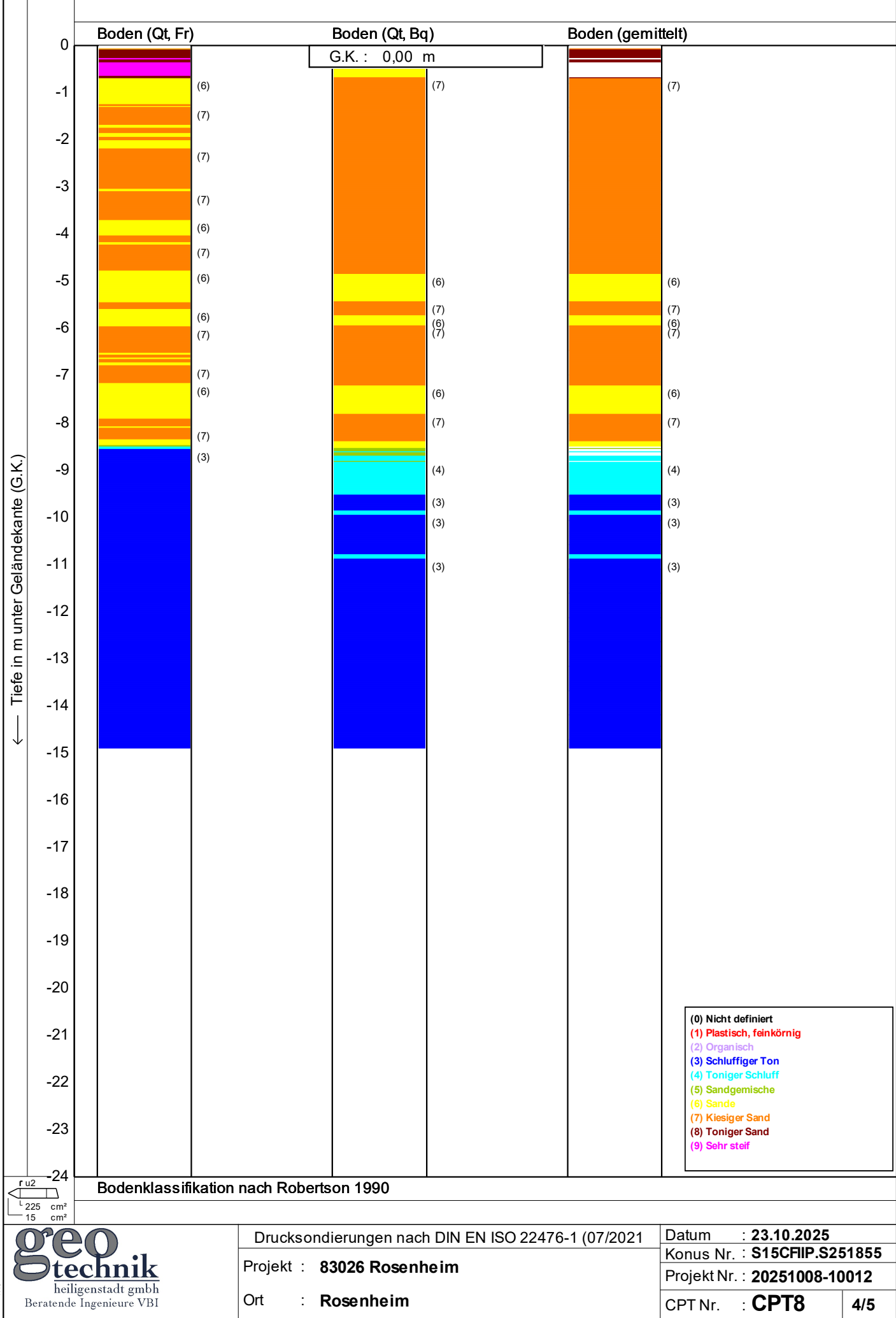
100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200 1300 1400 1500

G.K. : 0,00 m

W.L. = 2,80 m

Abbruch: Ende

ru2
225 cm²
15 cm²



← Tiefe in m unter Geländekante (G.K.)

— Winkel der inneren Reibung in Grad →

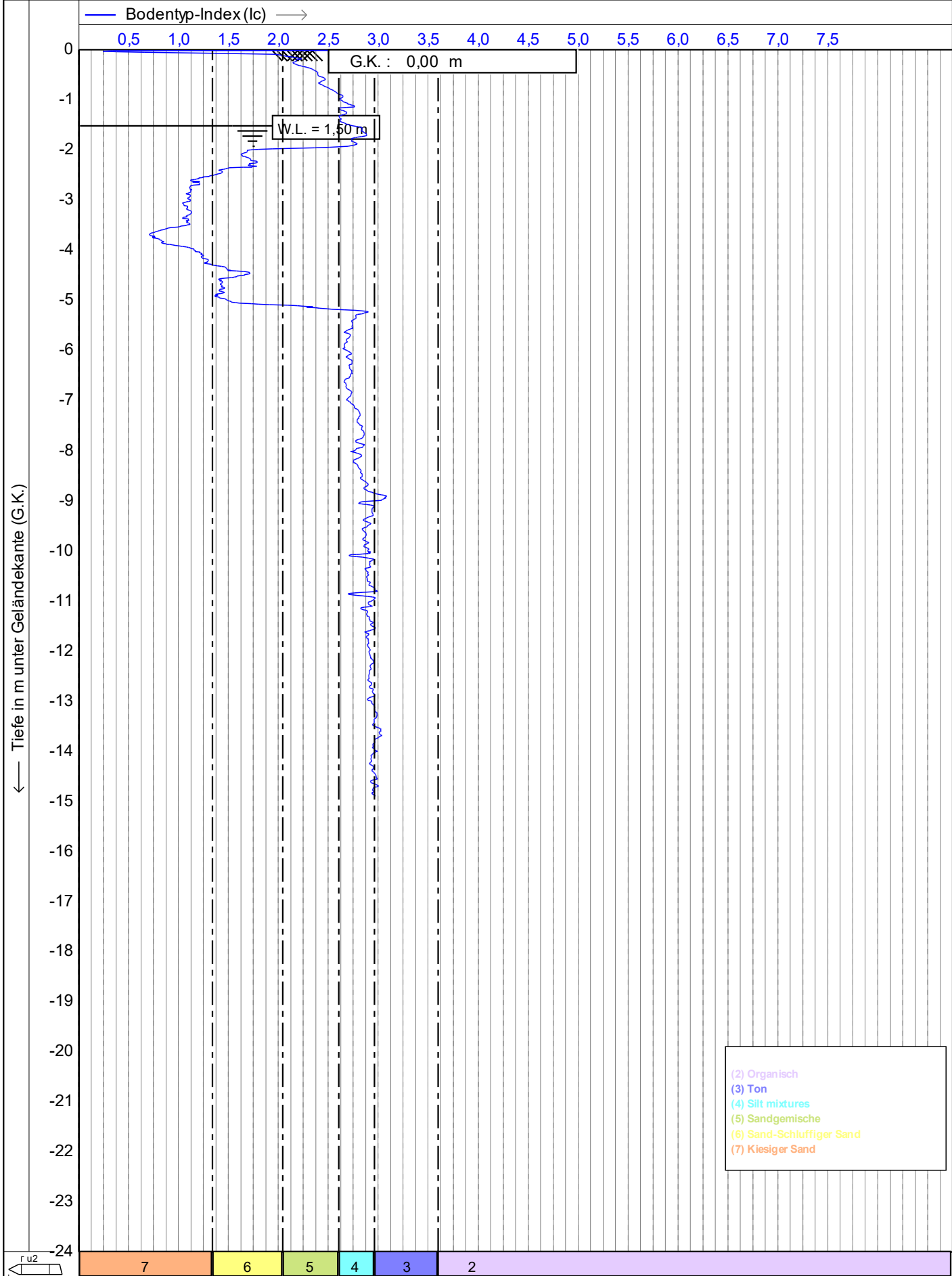
5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75

G.K. : 0,00 m

W.L. = 2,80 m

Abbruch: Ende

γ u2
225 cm²
15 cm²



1.49

ru2
225 cm²
15 cm²

← Tiefe in m unter Geländekante (G.K.)

— Undrainierte Scherfestigkeit (Su) in kPa —→

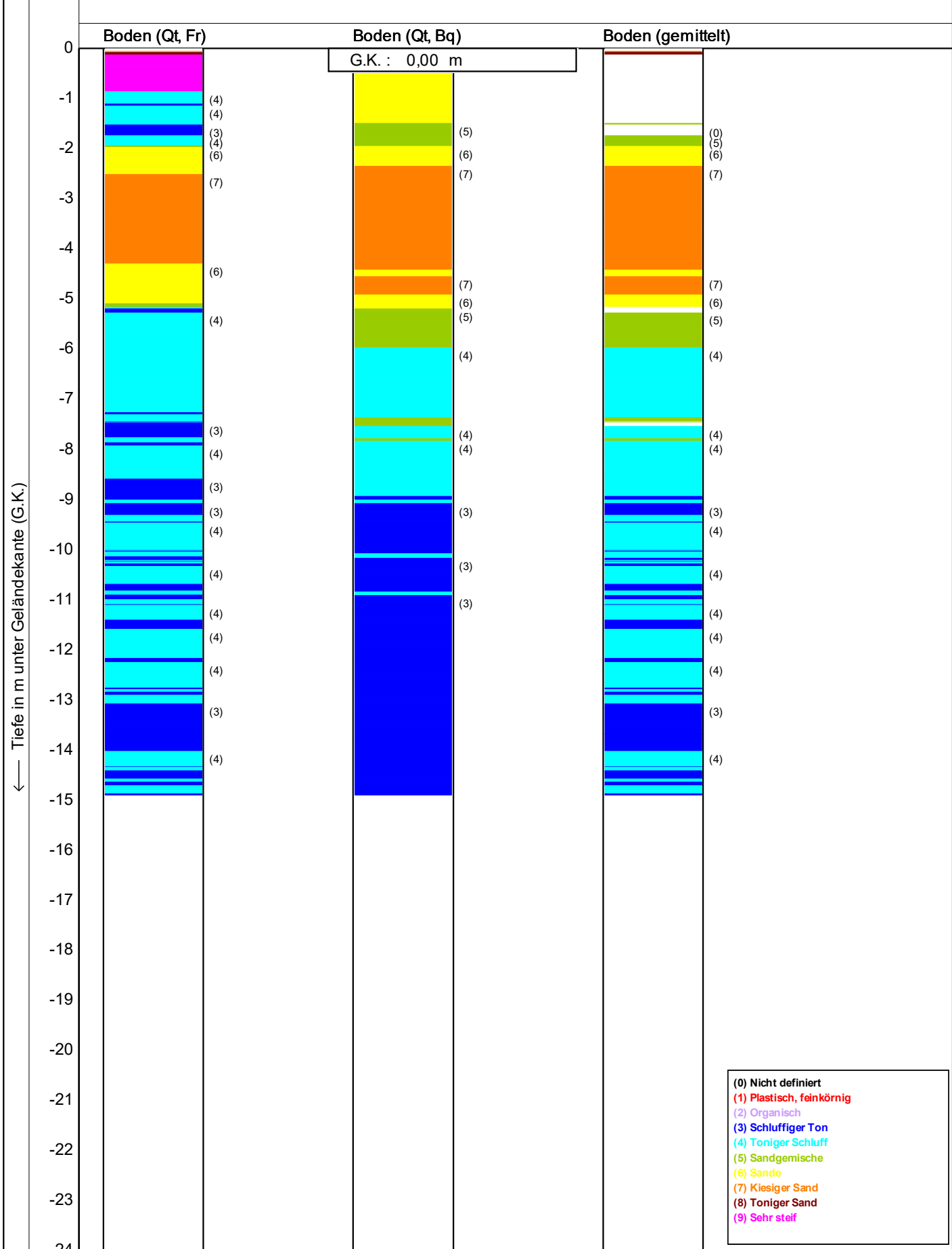
100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200 1300 1400 1500

G.K. : 0,00 m

W.L. = 1,50 m

Abbruch: Ende

ru2
225 cm²
15 cm²



← Tiefe in m unter Geländekante (G.K.)

— Winkel der inneren Reibung in Grad —→

5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75

G.K. : 0,00 m

W.L. = 1,50 m

Abbruch: Ende

γ u2
225 cm²
15 cm²