

Landkreis Aurich
Amt für Kreisstraßen, Wasserwirtschaft und Deiche
Gewerbestraße 61
26624 Südbrookmerland

Schnack Ingenieurgesellschaft
mbH & Co. KG
Güntherstraße 47
30519 Hannover



Tel: +49 (0) 511 / 98 48 96 - 0
Fax: +49 (0) 511 / 98 48 96 - 33
info@schnack-geotechnik.de
www.schnack-geotechnik.de

Geschäftsführer:
Dipl.-Ing. Hans-Joachim Klüsch
Dipl.-Ing. Joost Hebestreidt
M.Sc. Tim Unger

Beratende Ingenieure VBI
Ingenieurkammer Niedersachsen
Sachverständige für Geotechnik

Verkehrsanbindung für das Zentralklinikum Georgsheil (ZKG)



Geotechnischer Entwurfsbericht 1. Bericht

Hannover, den 07.06.2021
Projekt-Nr. 5764
Klü

<u>Inhalt</u>	<u>Seite</u>
1 Veranlassung und Aufgabenstellung	4
2 Unterlagen	5
3 Örtliche Verhältnisse	6
4 Der Baugrund	7
4.1 Allgemeines	7
4.2 Geotechnische Kategorie	10
4.3 Baugrunderkundungen	10
4.4 Bodenmechanische Kennwerte	15
4.5 Grundwasser	20
4.6 Chemische Analysen	22
5 Baugrundbeurteilung, Gründungsempfehlung	23
5.1 Grundlagen	23
5.2 Straßendammaufschüttungen	25
5.3 Gründungsempfehlung Brücke	29
5.4 Besondere Baumaßnahmen	34
5.5 Homogenbereiche	37
6 Zusammenfassung / Schlussbemerkung	42

<u>Anlagen</u>	Maßstab
1 Lageplan.....	1 : 25.000
2 Geologische Verhältnisse.....	
2.1 Ausschnitt aus der Geologischen Karte, Blatt Aurich.....	
2.2 Ausschnitt aus der Ingenieurgeologischen Karte, NIBIS-Server....	
2.3 Ausschnitt aus der Gefahrenhinweiskarte, NIBIS-Server	
3 Hydrogeologische Verhältnisse (Ausschnitt aus der GW-Karte).....	
4 Lagepläne der Baugrunderkundungen.....	1 : 2.000
5 Baugrunderkundungen.....	1 : 100
6 Diagramme der Drucksondierungen	
7 Laboruntersuchungen	
7.1 Wassergehalt	
7.2 Körnungskurven.....	
7.3 Dichtebestimmungen	
7.4 Kompressionsversuche.....	
7.5 Undrainede Scherfestigkeit.....	
8 Chemische Untersuchungen	
9 Geologischer Längsschnitt (Baugrundprofil)	1 : 1.000 / 100
10 Setzungsberechnungen Straßendamm.....	

Die Anlagen 5 bis 8 sowie 10 sind in der vorliegenden Fassung nicht enthalten, weil sie ausschließlich auf den konkreten Standort bezogen sind und keine Relevanz für das ROV haben.

1 Veranlassung und Aufgabenstellung

Am südwestlichen Rand der Ortschaft Uthwerdum ist der Neubau des Zentralklinikums Georgsheil (ZKG) geplant. Dessen Erschließung soll über die südlich des Klinikums in West-Ost-Richtung verlaufende Bundesstraße B 210/72 erfolgen. Hierfür ist am südwestlichen Rand des ZKG der Bau eines Kreisverkehrsplatzes (KVP) geplant, über den der Verkehr Richtung Emden über die K115 und Richtung Aurich über die K113 zur Bundesstraße geführt wird. Für den Anschluss an die K113 wird dabei die Überquerung der B 210/72 mit dem parallel dazu verlaufenden Bahngleis erforderlich, was mittels Brückenbauwerk erfolgen soll.

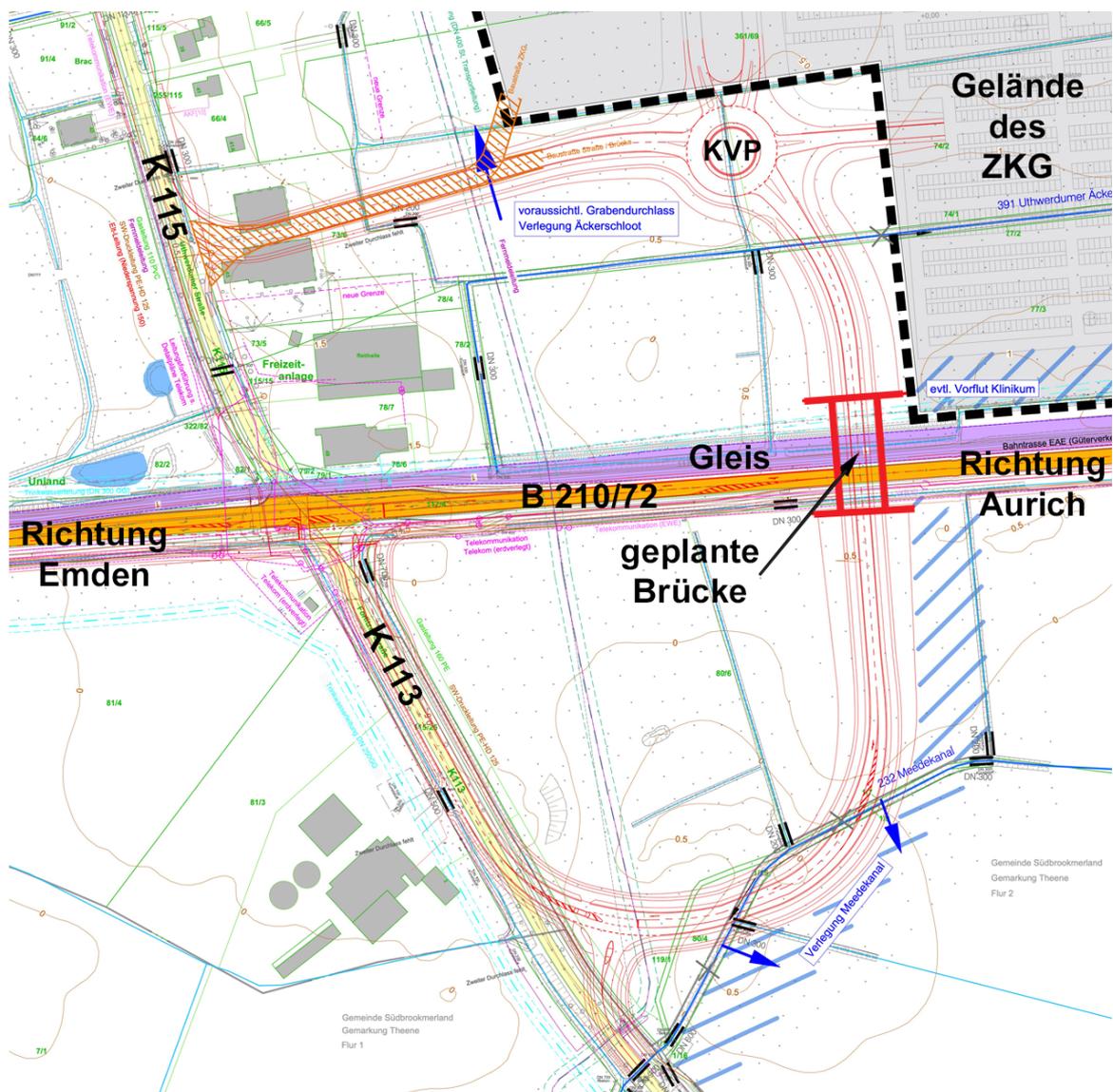


Abb 1: Übersicht der geplanten Maßnahme (Ausschnitt aus [U1]).

Unser Institut wurde vom Landkreis Aurich beauftragt, die im Bereich der Verkehrsflächen und der Brücke gegebenen Baugrund- und Grundwasserverhältnisse zu erkunden und den Geotechnischen Entwurfsbericht mit einem Leistungsumfang gemäß HOAI, Anlage 1, Abs. 1.3.3 zu erstellen. Außerdem sollte der anstehende Baugrund auf umweltrelevante Inhaltsstoffe untersucht und aus umweltgeologischer Sicht beurteilt sowie das Grundwasser auf Beton- und Stahlaggressivität untersucht werden. Mit dieser ergänzenden Leistung wurde von uns die GEO-data GmbH, Garbsen, beauftragt.

Der vorliegende **Geotechnische Entwurfsbericht** dient als Grundlage für die weitere Objekt- und Tragwerksplanung und basiert auf den ausgeführten Baugrunderkundungen. Neben der Beschreibung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse werden Angaben zum Ausbau der Straßen mit dem einliegenden Kreisverkehrsplatz, zur Gründung der Brücke mit den dazugehörigen Dämmen und zu ggf. erforderlichen zusätzlichen Baumaßnahmen gemacht.

Eine konkrete Planung liegt uns derzeit noch nicht vor. Auch ist die endgültige Lage der Brückenwiderlager und ggf. erforderlicher Stützen noch nicht abschließend festgelegt. Somit stehen uns auch noch keine rechnerischen Lastangaben zur Gründung der Brücke zur Verfügung. Daher können mit diesem Bericht nur allgemeine Empfehlungen vorgelegt werden. Die dazu beigefügten Berechnungen basieren auf überschlägigen Lastannahmen bzw. unseren Erfahrungen aus vergleichbaren Maßnahmen. Die Angaben zur Bemessung der Brückengründung müssen daher im Laufe der weiteren Planung evtl. durch zusätzliche rechnerische Nachweise abgesichert werden und die von uns ausgesprochenen Empfehlungen sind ggf. der Entwurfs-/Ausführungsplanung anzupassen.

2 Unterlagen

Für die Ausarbeitung des Geotechnischen Berichtes wurden uns folgende Planunterlagen zur Verfügung gestellt:

[U1] Lagepläne, Landschafts-Architekturbüro von Luckwald, Mail 22.01.2021

Ergänzend wurden von uns folgende Unterlagen eingesehen bzw. verwendet:

- [U2] Geologische Karte, Blatt Nr. 2510 - Aurich, Maßstab 1 : 25.000
- [U3] Historische Geologische Karte von Preussen, Blatt 1106 Aurich, Jahrgang 1935, inkl. Erläuterungen, Maßstab 1 : 25.000
- [U4] Niedersächsische Bodeninformationssystem (NIBIS)
- [U5] Onlineviewer *Umweltkarten Niedersachsen* des Nds. Ministeriums für Umwelt, Energie, Bauen und Klimaschutz und Naturschutz
- [U6] BodenBewegungsatlas der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR)
- [U7] Onlinedatenbank des Niedersächsischen Landesbetriebes für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz (NLWKN)
- [U8] Karte der Erdbebenzonen, Deutsches Geoforschungszentrum, Potsdam
- [U9] Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle, EA-Pfähle, 2. Auflage
- [U10] Geotechnische Berichte zum Neubau des ZKG, vom 31.03. und 20.04.2021

3 Örtliche Verhältnisse

Bei den für die Verkehrsanbindung vorgesehenen Grundstücken handelt es sich nördlich der B210/72 überwiegend um das Gelände eines Reiterhofs mit den dazugehörigen Koppeln und nur zu einem geringen Teil um landwirtschaftlich genutzte Flächen. Der Anschluss an die K 115 erfolgt über ein derzeit bebautes Grundstück. Außerdem ist im geplanten Straßenverlauf der Entwässerungsgraben "Uthwerdumer Äckerschloot" zu überqueren. Nach der von uns durchgeführten höhenmäßigen Einmessung der in diesem Bereich ausgeführten Baugrunderkundungen ist von Geländehöhen zwischen rd. +0,60 und +1,60 mNHN auszugehen.

Die Flächen südlich der Bundesstraße werden derzeit landwirtschaftlich genutzt. Der im Trassenverlauf liegende Meedekanal soll nach Süden, an den Rand der neuen Straße, verlegt werden. Die Ansatzpunkte der hier abgeteuften Aufschlüsse lassen Geländehöhen zwischen rd. +0,80 und -0,60 mNHN erwarten.

Vorstehende Angaben dienen nur zur allgemeinen Beschreibung der Örtlichkeiten und haben keinen Anspruch auf Vollständigkeit. Auch sind die genannte Höhenverhältnisse zu prüfen und ggf. anzupassen.

Zur Höhenlage der geplanten Maßnahme liegen uns bisher nur überschlägige Angaben vor. Danach soll der Kreisverkehrsplatz bei etwa +6 mNHN und OK Brücke (OK Straße) bei etwa +10 mNHN liegen.

4 Der Baugrund (Anl. 2 - 10)

4.1 Allgemeines (Anl. 2)

Geologie

Für eine erste Beurteilung der im Bereich der Straßenbaumaßnahme und des Brückenbauwerks gegebenen Baugrundverhältnisse stehen uns die Geologischen Karten **[U2]** und **[U3]** zur Verfügung. Eine Ausschnittskopie aus **[U2]** ist als Anl. 2.1 beigelegt. Ergänzend wurden im Online-System NIBIS **[U4]** weitere digitalisierte geologische Karten, das niedersächsische Bohrdatenarchiv mit Bohraufschlusdaten Dritter sowie geologische Geländeschnitte aus dem Umfeld des Bauvorhabens eingesehen. Davon ist als Anl. 2.2 eine Ausschnittskopie der Ingenieurgeologischen Karte und als Anl. 2.3 ein Ausschnitt aus der Gefahrenhinweiskarte beigelegt.

Nach den vorgenannten geologischen Kartierungen ist im Bauflächenbereich mit einer Schichtabfolge von weichselkaltzeitlichem Fein- bis Mittelsand (Flugdecksand) sowie teils holozänem, sonst weichselzeitlichem Mittelsand (fluviatiler Sand / Schwemmsand) über saalekaltzeitlichem, entkalktem Geschiebelehm (Sand, schluffig, tonig, teils schwach kiesig) bzw., im Tieferen, kalkhaltigem Geschiebemergel gleicher Kornzusammensetzung des Drenthe-Stadiums zu rechnen. Die oberflächennahen Sande können dabei z.T. auch humos bzw. organisch angereichert sein („Moorerde“) bzw. von geringmächtigen Flachmoortorfen oder anmoorigen Bodenbildungen des Holozäns überlagert werden. Insbesondere südlich der B72/210 sind in **[U3]** ausgedehnte Flachmoorvorkommen verzeichnet und

in der Geologischen Karte GK50 des NIBIS [U4] sind südwestlich des Baufeldes außerdem brackische Schluff- und Tonablagerungen (Schlick, Klei) ausgewiesen (Anl. 2.3).

Die Gesamtmächtigkeit der beschriebenen oberen holozänen bis pleistozänen Lockergesteinsabfolge beträgt *mehrere Zehnmeter*, sodass unterlagernde, ältere Schichten für die vorliegende Bauaufgabe nicht von Relevanz sind.

Aufgrund der bisherigen Nutzung der Flächen kann nicht ausgeschlossen werden, dass die gewachsenen Böden zumindest bereichsweise von künstlichen Auffüllungen überlagert werden.

Nach dem BodenBewegungsatlas der BGR [U6], der auf satellitengestützte Radarmessungen der Jahre 2014 bis 2019 zurückgreift, besteht für den Baugrund im Bereich des Baufeldes zur Zeit kein Hebungs- und Senkungsrisiko.

Weiterhin liegt die Baumaßnahme nach der auf dem Server des Helmholtz-Geoforschungszentrum Potsdam wiedergegebenen Karte der Erdbebenzonen [U8] außerhalb der bekannten Erdbebenzonen.

Hydrologie und Hydrogeologie

Der Bereich des Baufeldes gehört zum hydrologischen Einzugsgebiet der ehemaligen Abelitz bzw. des Abelitz-Moordorf-Kanals, der rund 1 km bis 1,5 km nordwestlich der Baufläche nach Südwesten entwässert. Der nächstgelegene Vorfluter auf dem Baufeld ist der Graben „Uthwerdumer Vorfluter“, der das Baufeld zentral in Ost-West-Richtung durchschneidet und rd. 1,0 km westlich des Untersuchungsgebietes an den o.g. Abelitz-Moordorf-Kanal anschließt. Das Baufeld wird außerdem von mehreren kleineren Entwässerungsgräben durchzogen, was auf der folgenden Kartendarstellung Abb. 2 (Auszug aus [U5], o.M.) erkenntlich ist:

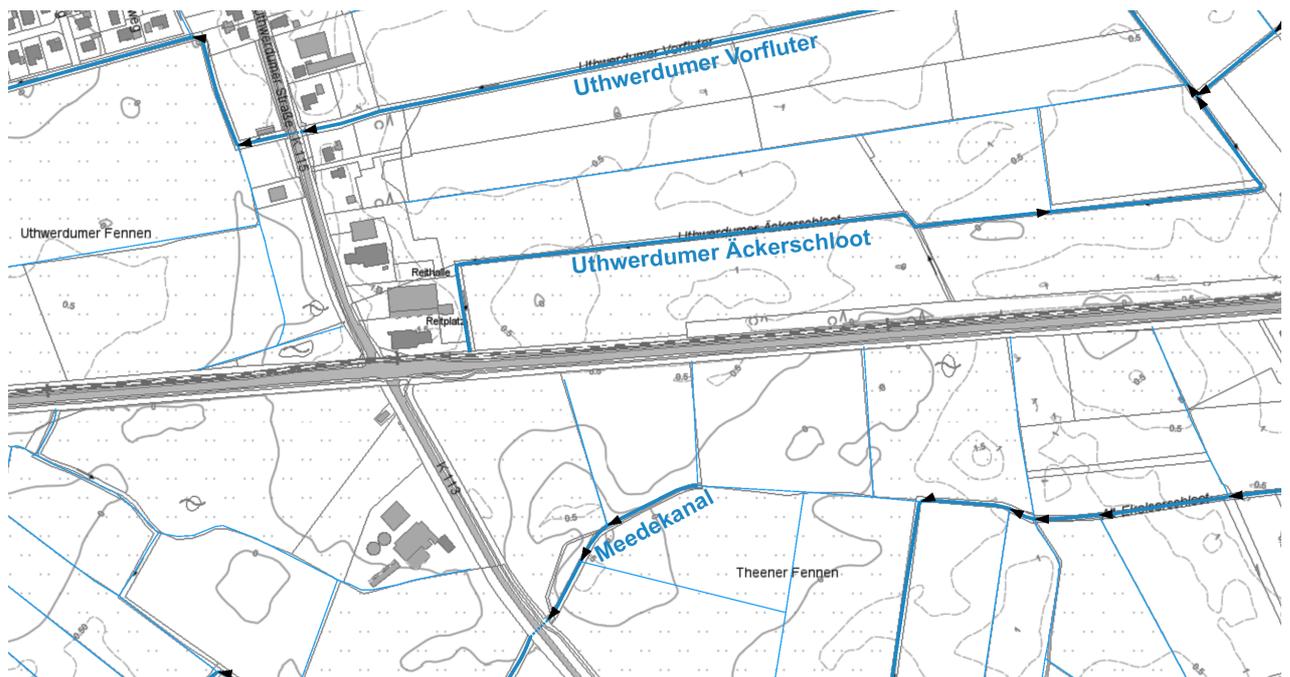


Abb. 2: Gräben und Vorfluter mit Angabe der Fließrichtung

Zur Einordnung der im Bauflächenbereich gegebenen Grundwasserverhältnisse stehen uns die digitalisierten hydrogeologischen Kartenwerke HK50 und HÜK200 des NIBIS-Onlineviewers **[U4]** zur Verfügung. Eine Ausschnittkopie ist als Anl. 3 beigefügt. Demnach liegt die mittlere Grundwasseroberfläche knapp unterhalb +1,0 mNHN bei westlicher bis südwestlicher Grundwasserfließrichtung. Als Grundwasserleiter agieren die weichselkaltzeitlichen Sandschichten. Außerdem ist davon auszugehen, dass unter den nur gering hydraulisch durchlässigen Geschiebeböden - in den dann folgenden glazifluviatilen Sandlagen - ein gespanntes Grundwasserstockwerk gegeben ist.

Sonstiges

Die Baufläche liegt nach den verfügbaren Informationen aus **[U5]** weder in einem ausgewiesenen Überschwemmungsgebiet noch in einem Trinkwasser-, Natur- oder Landschaftsschutzgebiet. Rund 200 m südwestlich des Baufeldes beginnt gemäß den Natura2000-Schutzgebietskarten das Vogelschutzgebiet „Ostfriesische Meere“.

4.2 Geotechnische Kategorie

Im Hinblick auf das Zusammenwirken von Bauwerk und Baugrund (siehe auch DIN 1054:2010-12¹, DIN 4020² und DIN EN 1997-1³) ist die Baumaßnahme in die **Geotechnische Kategorie GK 3** (Bauwerke und Baugrundverhältnisse hohen Schwierigkeitsgrades) einzustufen.

4.3 Baugrunderkundungen (Anl. 4 - 6)

Zur genaueren Erkundung der Baugrundverhältnisse wurden im Bereich des geplanten Brückenbauwerks unter unserer geotechnischen Begleitung von der Thade Gerdes GmbH, Norden, in der Zeit vom 15.03. bis 18.03.2021

- die **Bohrungen B 100** und **B 101** ($\varnothing = 219$ mm) gemäß DIN EN ISO 22475-1⁴ bis in Tiefen $t_1 = 17$ bzw. 15 m unter OK Gelände

und zur Überprüfung der Tragfähigkeit des Baugrundes am 17.02.2021 die

- **Drucksondierungen CPT 100** und **CPT 101** gemäß DIN EN ISO 22476-1⁵ bis $t_2 = 18,18$ bzw. 14,54 m (Tiefen begrenzt durch die Auslastung des Gerätes aufgrund zu hoher Eindringwiderstände)

abgeteuft.

Ergänzend hierzu wurden im Verlauf der geplanten Straßen und Dämme am 24.02.2021 von der Rommeis & Schmoll GmbH, Langenhagen,

- die **Kleinbohrungen BS 100 - BS 106** ($\varnothing \geq 36$ mm) gemäß DIN EN ISO 22475-1 bis $t_2 = 6,0$ m

niedergebracht.

Die Baugrunderkundungen wurden von uns mittels GPS-System sowohl höhenmäßig (mNHN) als auch nach Koordinaten (UTM-System) wie folgt eingemessen:

¹ DIN 1054:2010-12, Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau

² DIN 4020, Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke

³ DIN EN 1997-1, EC 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1

⁴ DIN EN ISO 22475-1, Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Probennahmeverfahren

⁵ DIN EN ISO 22476-1, Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Drucksondierungen

Ansatzpunkt	Datum der Ausführung	UTM 32		Ansatzhöhe [mNHN]
		Hochwert (Nord) [m]	Rechtswert (Ost) [m]	
B 100	15./16.03.21	5926593,57	390154,11	+0,93
B 101	17./18.03.21	5926531,90	390138,75	+0,60
BS 100	24.02.21	5926660,48	389845,77	+1,61
BS 101	- " -	5926691,43	389944,01	+0,66
BS 102	- " -	5926712,21	390062,99	+0,94
BS 103	- " -	5926659,09	390126,81	+0,64
BS 104	- " -	5926429,01	390155,60	+0,11
BS 105	- " -	5926353,60	390118,47	-0,60
BS 106	- " -	5926333,41	390015,82	-0,08
CPT 100	17.02.21	5926592,06	390132,42	+0,80
CPT 101	- " -	5926533,36	390159,11	+0,77

Ergänzend zur vorstehenden Tabelle wird die Lage der Ansatzpunkte im georeferenzierten Lageplan der Anl. 4.1 sowie in Anl. 4.2 ungefähr im Bezug zur geplanten Maßnahme angegeben.

Die mit den **Bohrungen** und **Kleinbohrungen** durchörterten Bodenschichten sind in Anl. 5 in Form von Schichtenprofilen gemäß DIN 4023⁶ höhengerecht dargestellt. Die Benennung und Beschreibung der Bodenschichten erfolgt gemäß ihrer Kornzusammensetzung oder nach ihrer geologischen Entstehung (mit zusätzlicher Angabe der kornanalytischen Zusammensetzung). Somit können aus den Bohrprofilen bei allen Bodenarten die Korngrößenanteile abgeschätzt werden. Die in die Benennung nicht eingehenden plastischen Eigenschaften sind rechts neben den Profilen durch Symbole angegeben und werden nachfolgend beschrieben sowie bei der Klassifizierung berücksichtigt.

Zusammenfassend können die unter der **Oberboden-Deckschicht** bzw. lokaler **Auffüllung** anstehenden Baugrundverhältnisse als eine Schichtabfolge von **Schwemmsand** über **Geschiebelehm**, **Geschiebemergel** und **Schmelzwassersand** beschrieben

⁶ DIN 4023, Geot. Erkundung und Untersuchung - Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse

werden. Im nördlichen Bereich sind im Schwemmsand **Torf-** und **Torfmudde-Einlagerungen** und im südlichen Bereich **Schwemtlehm-Einlagerungen** gegeben.

Für die genannten Böden wurde in Anl. 5 folgende schriftliche bzw. farbliche Kennzeichnung gewählt:

Oberboden (Ackerboden)	- Mu
Auffüllung	- A
Schwemmsand	- orange
Schwemtlehm	- oliv
Torf	- braun
Torfmudde	- lila
Geschiebelehm	- grau
Geschiebemergel	- blau
Schmelzwassersand	- gelb

Die Schichtdicke des vorrangig als Deckschicht gegebenen **Oberbodens** wurde mit $d_1 = 0,30 - 0,60$ m, örtlich auch bis zu 1,0 m eingemessen. Zu beschreiben ist er überwiegend als \pm schluffiger, \pm humoser und schwach durchwurzelter Fein- bis Mittelsand bzw. örtlich als stark feinsandiger, humoser Schluff.

Lediglich bei BS 100, die im Bereich der an der K 115 gegebenen Bebauung abgeteuft wurde, ist künstliche **Auffüllung** ($d_2 = 1,10$ m) gegeben, bei der es sich um einen stark schluffigen, humosen und organischen Feinsand handelt. Auffüllungen sind auch im Bereich der Bundesstraße, der Bahntrasse und im Bereich von Feldwegen und Zufahrten zu erwarten.

Als gewachsener Baugrund folgen **Schwemmsand** (vorrangig) und bereichsweise **Torf**, **Torfmudde** und **Schwemtlehm**. Die Gesamtdicke dieses Schichtpakets wurde mit $d_{3-6} = 0,80 - 3,70$ m und die Unterkante in $t = 1,30 - 4,20$ m Tiefe unter Geländeniveau, zwischen $-1,30$ und $-4,20$ mNHN, eingemessen.

Der **Schwemmsand** ist als \pm schluffiger, bereichsweiser \pm humoser Fein- bis Mittelsand zu beschreiben. Teilweise sind in ihm Schluff-Lagen und/oder Torf- und Humus-Einschalungen gegeben.

Überwiegend bereits stark zersetzter **Torf** wurde bei BS 100 unter der Auffüllung (ab 1,10 m Tiefe) in $d_4 = 0,50$ m Dicke und bei B 100 ab 2,20 m Tiefe als 0,20 m dicke Einlagerung angetroffen. **Torfmudde** ist im nördlichen Bereich, etwa von BS 101 bis B 101, als $d_5 = 0,20 - 1,10$ m Einlagerung im Schwemmsand gegeben. Hierbei handelt es sich um \pm organischen, \pm tonigen, \pm feinsandigen Schluff, teilweise mit Pflanzenresten, der eine weiche Konsistenz aufweist.

Nach Süden wird die Torfmudde von **Schwemmlehm** abgelöst, der als \pm toniger, \pm feinsandiger Schluff von ebenfalls weicher Konsistenz und der Schichtdicken $d_6 = 0,20 - 0,70$ m zu beschreiben ist.

Etwa ab $t = 1,30 - 4,20$ m Tiefe und somit ab rd. $-0,70$ bis $-3,60$ mNHN folgt zunächst, bis auf B 101, **Geschiebelehm** ($d_7 = 0,80 - 3,70$ m), der ab $-2,00$ bis $-5,30$ mNHN von **Geschiebemergel** ($d_8 \approx 7,0$ m) unterlagert wird. Beide weisen in etwa die gleiche Kornzusammensetzung auf und sind bodenmechanisch als \pm toniger, schluffiger, schwach kiesiger Sand zu beschreiben. Sie unterscheiden sich lediglich in ihrem Kalkgehalt (Geschiebelehm kalkfrei, Geschiebemergel kalkhaltig) und ihrer Konsistenz, die aufgrund unserer Bodenansprache, der durchgeführten bzw. mit **[U10]** vorliegenden Laboruntersuchungen und den Ergebnissen der Drucksondierungen nachfolgend näher beschrieben wird. Auf lokal mögliche Steineinlagerungen sowie \pm schluffige und oft Druckwasser enthaltene Sandbänder in den Geschiebeböden wird mit Nachdruck hingewiesen.

Durchteuft wurden die Geschiebeböden lediglich mit den Bohrungen und Drucksondierungen. Dabei wurde ab etwa $t = 11,40$ bis $12,20$ m Tiefe (rd. $-10,80$ bis $-11,30$ mNHN) **Schmelzwassersand** angetroffen, der als schwach grobsandiger Fein- bis Mittelsand zu beschreiben ist und der nach den geologischen Unterlagen eine Mächtigkeit von mehreren Zehnmetern aufweist.

Die Tragfähigkeit des Baugrundes wurde mit den beiden **Drucksondierungen** ermittelt. Die uns von der Thade Gerdes GmbH übergebenen Ausdrücke der Ergebnisse sind als Anl. 6 beigefügt. Darin dargestellt sind von links nach rechts

- die lokale Mantelreibung f_s (blau),
- der Spitzendruck q_c (rot),
- die Gestängeneigung (Abweichung von der Vertikalen; grün) und
- das Reibungsverhältnis (der Bodenindex) $R_f = 100 \cdot f_s / q_c$ (schwarz), abgeleitet aus Mantelreibung und Spitzendruck.

Die Spitzendrücke und Reibungsverhältnisse sind außerdem in Anl. 5 in Form von Widerstandsdiagrammen neben den dazugehörigen Schichtenprofilen wiedergegeben. Danach wurden in den einzelnen Schichten folgende Spitzendrücke (q_c) gemessen.

Bodenschicht	Spitzendruck [MN/m ²]
Schwemmsand	1 - 6
Schwemmlehm	≤ 1
Torf, Torfmudde	≤ 1
Geschiebelehm	1 - 4
Geschiebemergel	3 - 5 bereichsweise bis 14
Schmelzwassersand	15 - 50

Aus den genannten Eindringwiderständen und unter Hinzuziehung der von uns durchgeführten Laboruntersuchungen (s. nachfolgenden Punkt 4.4) kann auf folgende Lagerungsdichten bzw. Konsistenzen geschlossen werden:

Schwemmsand	locker
Schwemmlehm	weich
Torf / Torfmudde	weich
Geschiebelehm	weich bis weich-steif
Geschiebemergel	steif bis halbfest
Schmelzwassersand	dicht bis sehr dicht

4.4 Bodenmechanische Kennwerte (Anl. 6 und 8)

Die aus den Bohrungen und Kleinbohrungen entnommenen Bodenproben wurden in unserem Institut aus bodenmechanischer Sicht angesprochen und beurteilt. Repräsentative Proben wurden ausgewählt und in unserem Labor auf ihre bodenmechanischen Eigenschaften untersucht. Im Einzelnen wurden folgende Untersuchungen durchgeführt:

- **Auspressen, Bestimmen und Beurteilen** von 4 ungestörten Proben (UP`s, nur Bohrungen).
- **Bestimmen und Beurteilen** der aus den Kleinbohrungen und Bohrungen gestört entnommenen Proben.
- Bestimmung des **Wassergehaltes (w)** nach DIN EN ISO 17892-1 an 8 gestörten und 4 ungestörten Proben. Die Ergebnisse sind in Anl. 7.1 und 7.3 wiedergegeben sowie rechts neben den Schichtenprofilen (Anl. 5) angegeben und gelb hervorgehoben.
- Bestimmung der **Kornverteilung** nach DIN EN ISO 17892-4 an 7 Proben. Die Ergebnisse sind in Anl. 7.2 als Summenlinien dargestellt.
- Bestimmung der **Dichte / Wichte (γ / γ')** nach DIN 18125-2 an 4 ungestörten Proben (Anl. 7.3)
- Bestimmung der **Zusammendrückbarkeit (E_s)** im Kompressionsversuch nach DIN EN ISO 17892-5 an den 4 ungestörten Proben (Anl. 7.4)
- Bestimmung der **undrännierten Scherfestigkeit (c_u)** an den ungestörten Proben mittels Taschenpenetrometer und Ableitung gem. BAW. Die Ergebnisse sind als Anl.7.5 beigefügt und links neben den Schichtenprofilen in rot angegeben.

Ergänzend zu den vorgenannten Untersuchungen wurden auch die von uns für das Zentralklinikum durchgeführten Laborversuche mit herangezogen, die mit dem geotechnischen Bericht **[U10]** vorliegen. Somit kann der anstehende Baugrund wie folgt beschrieben werden:

Wassergehalt und Glühverlust (Anl. 7.1, 7.3 und [U10])

Bodenart	Wassergehalt w [%]	Glühverlust v_{GL} [%]
Oberboden	n.b.	4 - 16
Schwemmsand	16 - 20	1 - 16
Schwemmlehm	28 - 36	3 - 6
Torfmulde	40 - 100	15 - 22
Geschiebelehm	11 - 19	n.e.
Geschiebemergel	8 - 14	n.e.

n.b. = nicht bestimmt

n.e. = nicht erforderlich

Kornbereiche

Die Ergebnisse der Kornanalysen für das ZKG und die Verkehrsanbindung wurden für die einzelnen Bodenschichten zu Kornbereichen zusammengefasst, mit denen die charakteristische Kornverteilung abgebildet wird.

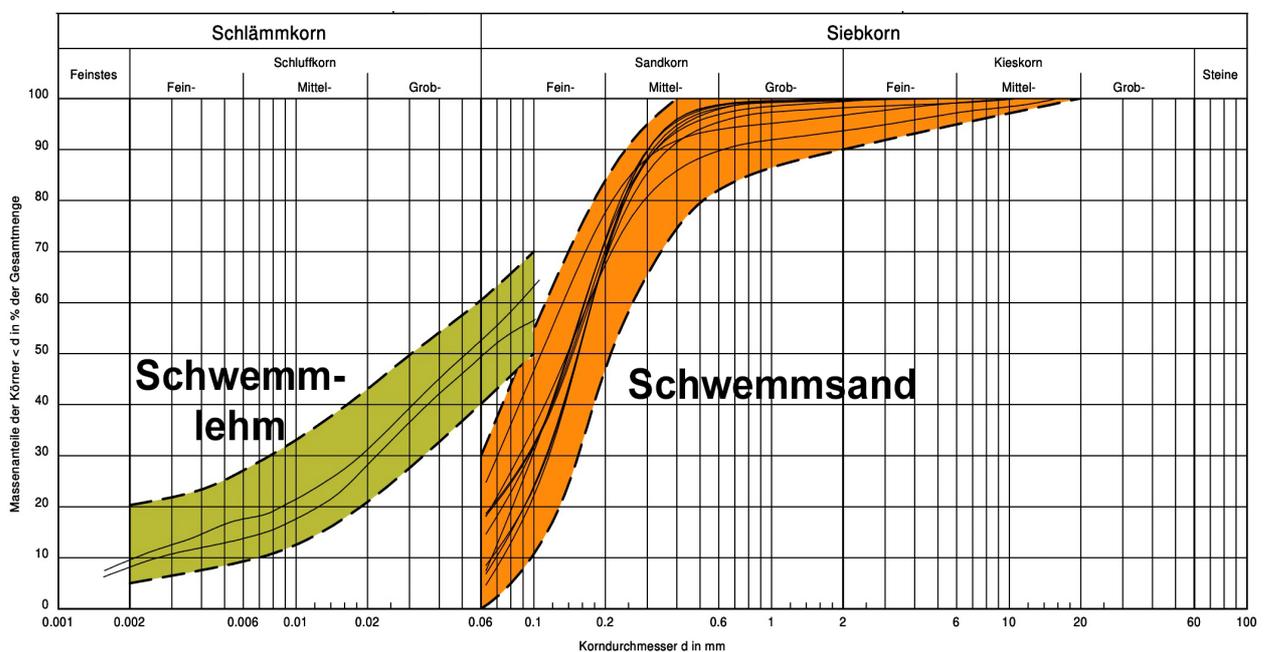


Abb. 3: Kornbereich Schwemmlehm und Schwemmsand

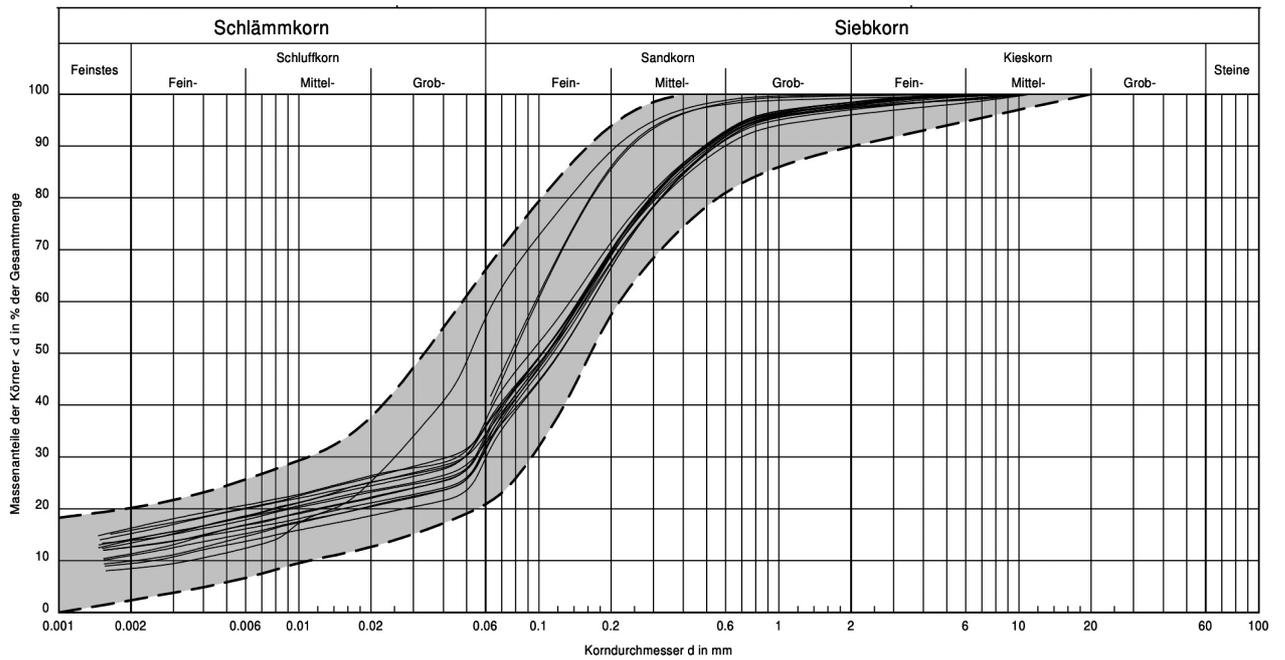


Abb. 4: Kornbereich Geschiebelehm / Geschiebemergel

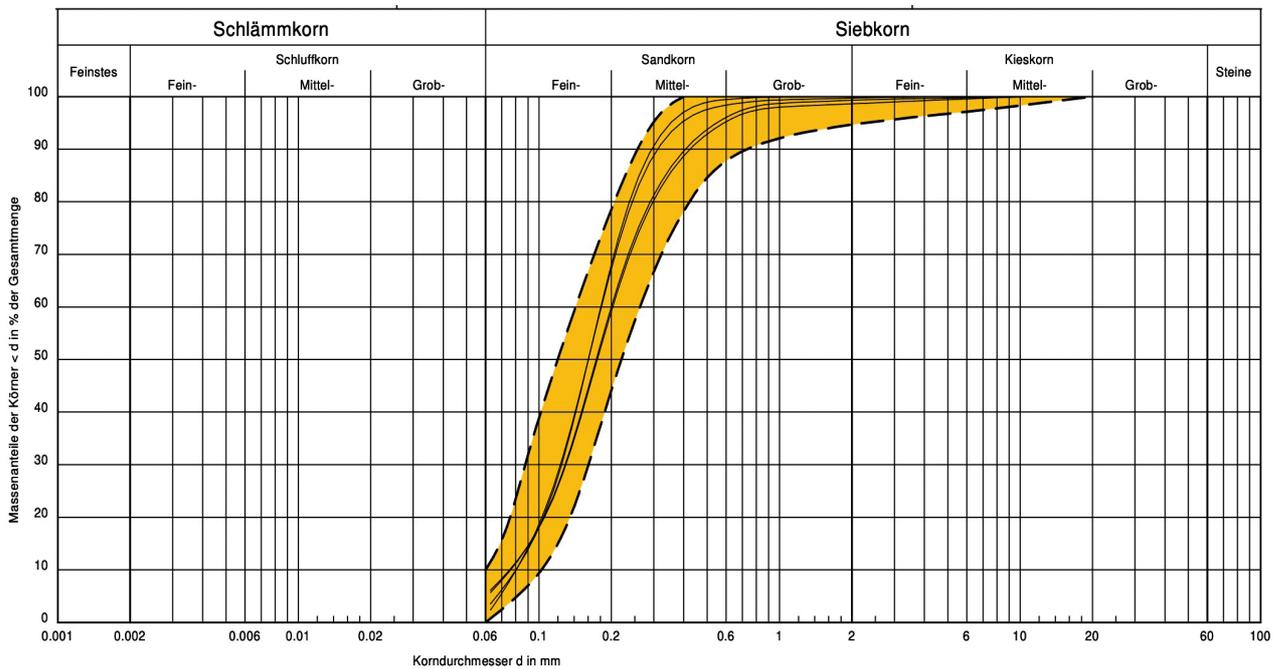


Abb. 5: Kornbereich Schmelzwassersand

Dichte (Anl. 7.3 und [U10])

Bodenart	Bohrung	Probe / Tiefe	Feuchtdichte ρ [t/m ³]	Trockendichte ρ_d [t/m ³]
Geschiebelehm	B100	UP 1, 3,80 m	2,22	1,97
- " -	Untersuchungen ZKG		1,78 - 2,21	1,57 - 1,94
Geschiebemergel	B100	UP 2, 8,50 m	2,23	2,05
- " -	B101	UP 1, 6,00 m	2,27	2,05
- " -	B101	UP 2, 10,00 m	2,19	1,93
- " -	Untersuchungen ZKG		2,17 - 2,30	1,99 - 2,08

Zustandsgrenzen ([U10])

Die Kornzusammensetzung der im Bereich des ZKG und der geplanten Verkehrsanbindung anstehenden Geschiebeböden ist vergleichbar. Daher konnte auf weitere Untersuchungen zur Bestimmung der Zustandsgrenzen verzichtet werden und es werden die für das ZKG ermittelten Werte zugrunde gelegt.

Bodenart	Zustandsgrenzen			
	w_L [%]	w_P [%]	I_P [%]	I_c [-]
Geschiebelehm	19,7 - 20,9	10,2 - 10,4	9,5 - 10,6	0,49 - 0,57
Geschiebemergel	19,9 - 20,1	9,8 - 10,0	10,1	0,67 - 0,83

w_L = Fließgrenze

w_P = Ausrollgrenze

I_P = Plastizitätszahl

I_c = Konsistenzzahl

Kompressionsversuche (Anl. 7.4 und [U10])

Die ungestörten Proben wurden zunächst mit ihrer gegebenen, von der Tiefe abhängigen Belastung bis zum Abklingen der damit verbundenen Verformungen vorbelastet (natürlicher / ungestörter Zustand). Anschließend erfolgte die Belastung in 3 Einzelschritten. Die hierbei ermittelten Steifemoduln E_s sind in der nachstehenden Tabelle wiedergegeben.

Bodenart	Bohrung	Probe / Tiefe	Steifemodul E_s [MN/m ²] bei Belastung [kN/m ²]		
			50 - 100	100 - 200	200 - 400
Geschiebelehm	B100	UP 1, 3,80 m	37,2^{*)}	21,6	32,9
- " -	Untersuchungen ZKG		6,5 - 14,2^{*)}	7,7 - 11,4	11,8 - 19,8
Geschiebemergel	B100	UP 2, 8,50 m	24,3^{*)}	18,5	20,3
- " -	B101	UP 1, 6,00 m	20,1^{*)}	24,3	27,9
- " -	B101	UP 2, 10,0 m	32,4^{*)}	13,1	17,1
- " -	Untersuchungen ZKG		25,4 - 48,6^{*)}	20,8 - 41,2^{*)}	21,7 - 36,5

*) Wiederbelastungsmodul

UndrÄnirte Scherfestigkeit (Anl. 7.5 und [U10])

Die undrÄnirte Scherfestigkeit der GeschiebebÄden wurde mittels Taschenpenetrometer an den aus den Bohrungen ungestÄrt entnommenen Bodenproben (UP's) bestimmt. HierfÄr wurde an jedem UP an 12 Stellen der Widerstand bis zur erforderlichen Eindringtiefe der Messspitze gemessen. Anschließend wurde gem. BAW, Klassifizierung bindiger BÄden, Geotechnik-Kolloquium 1999, die undrÄnirte Scherfestigkeit wie folgt abgeleitet.

Bodenart	Bohrung	Probe / Tiefe	undrÄnirte Scherfestigkeit c_u [kN/m ²]
Geschiebelehm	B100	UP 1, 3,80 m	94
- " -	Untersuchungen ZKG		39 - 151
Geschiebemergel	B100	UP 2, 8,50 m	275
- " -	B101	UP 1, 6,00 m	256
- " -	B101	UP 2, 10,00 m	113
- " -	Untersuchungen ZKG		185 - 363

Bemessungswerte

FÄr die einzelnen Bodenschichten kÄnnen nach den Ergebnissen der Laboruntersuchungen, unserer Bodenansprache und unter Hinzuziehung von Erfahrungswerten geologisch vergleichbarer BÄden fÄr **erdstatische Berechnungen** die nachfolgend aufgefÄhrten bodenmechanischen Kennwerte (charakteristische Werte) angegeben werden. BezÄglich der **Homogenbereiche** verweisen wir auf den Abschnitt 5.6.

Geologische Bezeichnung			Schwemm- lehm	Schwemm- sand	Torf	Torfmudde
Kennzeichnung im Profil			oliv	orange	braun	lila
Wichte	γ / γ'	[kN/m ³]	19 / 9	19 / 11	13 / 3	15 / 5
Reibungswinkel	φ'	[°]	27	30	15	20
Kohäsion	c'	[kN/m ²]	3	0	0	2
Steifemodul	E_s	[MN/m ²]	4 - 6	15 - 25	0,5 - 1,5	1 - 3

Geologische Bezeichnung			Geschiebe- lehm	Geschiebe- mergel	Schmelz- wassersand
Kennzeichnung im Profil			grau	blau	gelb
Wichte	γ / γ'	[kN/m ³]	21 / 11	22 / 12	20 / 12
Reibungswinkel	φ'	[°]	30	30	35
Kohäsion	c'	[kN/m ²]	5	≥ 10	0
Steifemodul	E_s	[MN/m ²]	10 - 25	15 - 35	70 - 150

4.5 Grundwasser (Anl. 3 und 5)

Die bei den Baugrunderkundungen eingemessenen Grundwasserstände sind in Anl. 5 links neben den Bohrprofilen und mit Bezug auf mNHN angegeben. Dabei ist zwischen zwei Grundwasserstockwerken zu unterscheiden.

Im oberflächennah anstehenden durchlässigen Schwemmsand wurde das **1. Grundwasserstockwerk** angetroffen. Hierbei handelt es sich um niederschlagsabhängiges Stauwasser, welches im Sand in unterschiedlichen Tiefen aufgestaut wird. Bei den Baugrunderkundungen im Februar / März 2021 wurde es bereits in geringer Tiefe unter Geländeneiveau und aufgrund der unterschiedlichen Geländehöhen zwischen +0,61 und -1,40 mNHN angetroffen. Die Wasserstände werden außerdem durch die unterlagernden gering durchlässigen Schichten beeinflusst (Aufstau). In Zeiten ergiebiger Niederschläge muss auch

von oberflächigen Vernässungen bis hin zu Überflutungen gerechnet werden, was auch zum Zeitpunkt der Baugrunderkundungen für das ZKG bereichsweise der Fall war.

Ein **2. Grundwasserstockwerk** wurde in dem unter den Geschiebeböden anstehenden Schmelzwassersand angetroffen, welches mit den Bohrungen aufgeschlossen wurde. Das Wasser steht, bedingt durch die geringe Durchlässigkeit des überlagernden Geschiebemergels, in gespanntem Zustand an und wurde im ausgespiegelten Zustand bei -2,07 bzw. -2,80 mNHN eingemessen. Weiterhin ist davon auszugehen, dass vermutlich ebenfalls gespanntes Wasser in den in den Geschiebeböden angetroffenen Sand-Zwischenschichten gegeben ist, was aber mit den ausgeführten Bohrverfahren nicht genauer eingemessen werden konnte.

Anzumerken ist, dass es sich bei den vorgenannten Grundwasserständen jeweils nur um einmalige Messungen handelt, die weder den Schwankungsbereich von Wasserständen noch den höchsten Grundwasserstand wiedergeben. Längerfristige Grundwasserstandsbeobachtungen, aus denen sich Höchstgrundwasserstände ableiten ließen, stehen uns nicht zur Verfügung. Die auf dem NIBIS-Server **[U4]** einsehbare Hydrogeologische Karte (Ausschnittskopie in Anl. 3) gibt für den Bauflächenbereich einen mittleren Grundwasserstand zwischen +0,50 und +1,0 mNHN bei westlicher bis südwestlicher Grundwasserflussrichtung an. Hierbei handelt es sich aber ebenfalls nicht um den maximal zu erwartenden Grundwasserstand.

Für das Klinikum wurde nach unserem Informationsstand vom Landkreis Aurich für ein zu berücksichtigendes Binnenhochwasser in Verbindung mit extremen Niederschlagsereignissen und unter Beachtung der gegebenen Infrastruktur ein **Bemessungswasserstand +1,80 mNHN** vorgegeben. Inwieweit dieser auch für die Verkehrsanbindung maßgebend ist, ist zu prüfen.

Um eine Vermischung der beiden Grundwasserstockwerke zu vermeiden, wurden die bis in das 2. Grundwasserstockwerk geführten Aufschlüsse mit Quellton verfüllt und somit abgedichtet.

4.6 Chemische Analysen (Anl. 8)

Boden (Anl. 8.1):

Die bei den Baugrunderkundungen entnommenen Bodenproben wurden der GEO-data GmbH, Garbsen, zur umwelttechnischen Untersuchung übergeben. Von GEO-data wurden nach organoleptischer Ansprache folgende Mischproben gebildet und untersucht:

VA-MP 1:	BS 100 - BS 103:	t = 0,30 - 1,00 m
VA-MP 2:	BS 104, BS 105:	t = 0,20 - 1,00 m
VA-MP 3:	B 100, B 101:	t = 0,30 - 1,00 m
VA-MP 4:	B 100, B 101:	t = 1,00 - 2,00 m

Die Bewertung der untersuchten Proben erfolgt gemäß der LAGA-M20⁷ und dem Erlass des Niedersächsischen Umweltministeriums⁸. Die Untersuchung erfolgte sowohl an der Originalsubstanz als auch am Eluat. Die Ergebnisse und die Kurzbewertung sind als Anl. 8.1 beigefügt und werden wie folgt zusammengefasst:

VA-MP 1:	Z2 erhöhter TOC-Gehalt, sonst Z0 *)
VA-MP 2:	Z1.2 aufgrund des pH-Wertes
VA-MP 3:	Z0
VA-MP 4:	>Z2 , erhöht sind TOC *) , Sulfat und pH-Wert

*) Der TOC-Gehalt ist nicht bei jeder Deponie bewertungsrelevant.

Für die Mischproben **VA-MP 1** bis **VA-MP 3** gilt die Abfall-Schlüsselnummer **17 05 04**, für die Probe **VA-MP 4** die Schlüsselnummer **17 05 03**.

Grundwasser:

Bei der Bohrung **B100** wurde eine Grundwasserprobe aus dem 2. Grundwasserstockwerk und bei **B 101** aus dem 1. GW-Stockwerk entnommen. Die Proben wurden von GEO-data auf Beton- und Stahlaggressivität sowie Korrosionswahrscheinlichkeit untersucht. Die

⁷ LAGA-M20, Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Reststoffen / Abfällen - Technische Regeln (2004)

⁸ Einstufung nach dem Erlass des Nieders. Ministeriums für Umwelt u. Klimaschutz (10.09.2010)

Ergebnisse sind als Anl. 8.2 beigefügt. Danach liegen alle Parameter unter dem Grenzwert für betonangreifendes Wasser.

Auffällig ist jedoch, dass die Bodenwerte der VA-MP4 einen pH-Wert von 5,2 und eine Sulfat-Konzentration von 150 mg/l aufweisen, was nicht zu den Grundwasser-Werten passt. Auch weisen die Karten des NIBIS-Servers für den Bereich südlich der Bundesstraße sulfat-sauren Boden aus. Außerdem ergaben die im Zusammenhang mit dem Klinikum untersuchten Grundwasserproben für das 1. GW-Stockwerk gemäß DIN 1054 einen schwachen (XA 1) bzw. mäßigen (XA 2) und für das 2. GW-Stockwerk einen schwachen (XA 1) Betonangriff. Wir empfehlen daher für das **1. Grundwasserstockwerk XA 2** und für das **2. Stockwerk XA 1** anzusetzen.

Für alle untersuchten Wasserproben ist sowohl im Unterwasserbereich als auch an der Wasser/Luft-Grenze eine **sehr geringe Wahrscheinlichkeit** zur Mulden- und Lochkorrosion sowie zur Flächenkorrosion gegeben.

5 Baugrundbeurteilung, Gründungsempfehlung (Anl. 9 und 10)

5.1 Grundlagen

Baumaßnahme:

Für den Anschluss des Klinikums an die Bundesstraße 72/210 ist unmittelbar am südwestlichen Rand des ZKG der Bau eines Kreisverkehrsplatzes (KVP) vorgesehen, über den der Verkehr zur K 113 - Fahrtrichtung Aurich - bzw. K 115 - Fahrtrichtung Emden - geführt wird. Der Durchmesser des KVP beträgt nach den vorliegenden Unterlagen rd. $d \approx 45$ m. Seine Höhenlage soll nach ersten Angaben bei rd. +6 mNHN liegen.

Die Anbindung an die westlich gelegene K 115 erfolgt über eine knapp 250 m lange Erschließungsstraße. Für den Anschluss an die K 113 wird die Überquerung der B 210/72 mit dem parallel dazu verlaufenden Bahngleis erforderlich. Hierfür vorgesehen ist nach derzeitigem Kenntnisstand eine Ein-Feld-Brücke mit den dazugehörigen Straßendämmen. Die Gesamtlänge des Anschlusses einschl. der einliegenden Brücke beträgt ab KVP etwa

500 m. Dabei ebenfalls gekreuzt wird der Meedekanal, der nach Süden verlegt werden soll.

Baugrund:

Gegeben ist ein Baugrundaufbau aus Oberboden bzw. örtlicher Auffüllung ($d_{1/2} = 0,30 - 1,10$ m) über Schwemmlagerungen (Schwemmsand, Schwemmlehm), in denen im nördlichen Bereich und der geplanten Brücke Torf (nur örtlich) und Torfmudde eingelagert sind. Die Gesamtdicke der Schwemmlagerungen einschließlich der Einlagerungen weist mit $d_{3-6} = 0,80 - 3,70$ m größere Unterschiede auf. Demzufolge wurde ihre Schichtunterkante zwischen $-1,30$ und $-4,20$ mNHN eingemessen. Es folgen Geschiebelehm (nicht flächendeckend, $d_7 \leq 3,70$ m) und Geschiebemergel ($d_8 \approx 7,0$ m), die wiederum ab etwa $-10,80$ bis $-11,30$ mNHN von Schmelzwassersand größerer Mächtigkeit unterlagert werden.

Als Anl. 9 beigefügt ist ein Baugrundprofil für den geplanten Trassenverlauf der Verkehrsanbindung. Wir weisen aber darauf hin, dass das Profil auf einer Verbindung der in den Baugrunderkundungen eingemessenen Schichtgrenzen basiert und der tatsächliche Schichtverlauf hiervon abweichen kann.

Der Schwemmsand ist überwiegend locker gelagert und damit eingeschränkt tragfähig aber nachverdichtbar. Torf und Torfmudde sind im geotechnischen Sinne nicht oder nur stark eingeschränkt tragfähige Bodenschichten. Der Schwemmlehm und der Geschiebelehm stehen fast ausschließlich in weicher Konsistenz an. Sie sind daher im Sinne der DIN 1054⁹ ebenfalls eingeschränkt tragfähig. Der folgende Geschiebemergel weist überwiegend eine steife Konsistenz auf und ist in diesem Fall ausreichend, bei weicher bzw. weich-steifer Konsistenz aber nur eingeschränkt tragfähig. Der unterlagernde Schmelzwassersand ist mindestens dicht, überwiegend sogar sehr dicht gelagert und somit gut bis sehr gut tragfähig.

⁹ DIN 1054:2010-12, Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau

Grundwasser:

Bereits in geringer Tiefe ist im oberflächennah anstehenden Schwemmsand Stau-/ Schichtenwasser gegeben (1. GW-Stockwerk), welches in niederschlagsreichen Zeiten auch bis Geländeniveau anstehen und in tiefer liegenden Bereichen zu Überschwemmungen führen kann.

Ein weiteres (2.) Grundwasserstockwerk wurde im Schmelzwassersand, unterhalb des Geschiebemergels, angetroffen, wobei hier, bedingt durch die geringe Durchlässigkeit der Geschiebeböden, gespannte Verhältnisse vorliegen. Auch ist in den in den Geschiebeböden eingelagerten Sanden mit gespanntem Wasser zu rechnen.

5.2 Straßendammschüttungen (Anl. 10)

Gemäß den vorliegenden Angaben gehen wir von einer Höhenlage der geplanten Brücke (OK Straße) von etwa +10 mNHN aus, woraus bis zu 10 m hohe Straßendämme resultieren.

Die Aufschüttung der Dämme erfolgt nach dem ganzflächigen Abtrag des Oberbodens auf die vorstehend beschriebenen, teilweise eingeschränkt tragfähigen und überwiegend stärker kompressiblen Böden, was erhöhte Setzungen aber auch Setzungsdifferenzen zur Folge hat. Damit diese nicht zu einer Beeinflussung der für die Brücke notwendigen Tiefgründung führen (negative Mantelreibung, Seitendruck auf die Pfähle), wird empfohlen, die Dammschüttungen vorlaufend auszuführen und die Brücke erst nach dem Abklingen der Dammsetzungen zu erstellen. Die Schüttungen sollten dabei um rd. 2,0 m überhöht ausgeführt werden, um auch die aus der späteren Verkehrsbelastung resultierenden Belastungen und somit Setzungen vorwegzunehmen.

Die zu erwartenden Dammsetzungen wurden von uns mit dem Programm FUNDA der GGU-Software GmbH, Braunschweig, errechnet. Um die zur Brücke hin zunehmende Dammhöhe (Dammast) und die sich dadurch vergrößernde Aufstandsweite abbilden zu können wurde eine Berechnung mit dreieckförmigen Lastflächen gewählt. Der Baugrund

wird dabei durch ein Netz, bestehend aus den Baugrundprofilen, berücksichtigt, die auf den Rand des setzungswirksamen Bereichs projiziert wurden.

Die Berechnungen sind in Anl. 10 als Linien gleicher Setzungen (Endsetzungen bei planmäßiger Dammhöhe zzgl. 2 m Überschüttung) dargestellt. Danach ist im Verlauf des nördlichen Straßendamms mit Setzungen in der Größenordnung $s_1 \leq 30$ cm (Anl. 10.1) und des südlichen Damms von $s_2 \leq 20$ cm (Anl. 10.2) auszugehen. Die Setzungen resultieren vorrangig aus der Zusammendrückung der Schwemmlagerungen, der Torf-/Torfmudde-Einlagerungen und den Geschiebeböden und nur untergeordnet aus dem Schmelzwassersand.

In den genannten Setzungen nicht enthalten sind Verformungen aus dem Zusammendrücken der einzelnen Dammlagen. Diese werden etwa 0,5 - 1,0 % der jeweiligen Dammhöhe betragen.

Zum zeitlichen Verlauf der Setzungen ist anzuführen, dass die Verformungen des Schwemmsandes und des Schmelzwassersandes überwiegend unmittelbar nach Lastaufbringung auftreten werden. Für die bindigen und bindig-organischen Böden muss dagegen mit verzögerten Verformungen aus der erforderlichen Wasserverdrängung im Boden (Konsolidation) ausgegangen werden. Der Zeitpunkt bis zum Abklingen der Setzungen ist vom zeitlichen Verlauf der Lastaufbringung abhängig. Wir gehen davon aus, dass bei kontinuierlicher Schüttung die Setzungen etwa 2 bis 3 Monate nach Lastaufbringung überwiegend abgeschlossen sind. Den Einbau von Vertikaldränagen zum schnelleren Abbau des Porenwasserüberdrucks und somit zur Beschleunigung der Verformungen halten wir daher im vorliegenden Fall für nicht erforderlich.

Zur Überprüfung der Setzungen und des Setzungsverlaufs und zum Vergleich mit den aufgestellten Prognosen werden Setzungsmessungen erforderlich. Hierfür empfohlen werden Plattensetzungspegel, die leicht zu installieren und einzumessen sind. Empfohlen werden beidseitig der Brücke je 3 bis 4 Setzungspegel im Straßenverlauf (Abstand ≤ 100 m), die vorrangig in der Straßenachse, alternativ am Straßenrand angeordnet werden. Die Pegel sind auf Höhe des derzeitigen Geländeniveaus (UK Dammschüttung) zu erstellen und mit

der Aufschüttung nach oben zu verlängern. Auf die Notwendigkeit eines ausreichenden Schutzes vor dem Baubetrieb wird hingewiesen. Das Messprogramm ist in Abhängigkeit vom Baufortschritt festzulegen. Bei kontinuierlichem Bauablauf sollten alle Messpunkte je Meter Dammschütthöhe, mindestens aber wöchentlich, eingemessen werden. Nach dem Erreichen der vollen Überhöhung sind zunächst weiterhin wöchentliche Messungen vorzunehmen. Ggf. sind Anpassungen, abhängig vom Setzungsverlauf, erforderlich bzw. sinnvoll.

Für die Dammschüttung ist verdichtungsfähiger Boden zu verwenden. Die im Straßenbau übliche maximale Böschungsneigung 1 : 1,5 ($\beta = 33,7^\circ$) gilt für einen Dammaufbau aus rolligem Material ($\varphi' \geq 35^\circ$). Bei Verwendung kohäsionsloser Böden mit $\varphi_k = 35^\circ$ und $c'_k = 0$ (Sand) kann bei Böschungsneigungen 1 : 1,5 die erforderliche Standsicherheit rechnerisch aufgrund des maßgebenden Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{\varphi,BS-P} = 1,25$ nicht nachgewiesen werden. Dabei unberücksichtigt bleibt die im naturfeuchten Zustand im Sand vorhandene Kapillarkohäsion. Sie kann bei einer gleichbleibend hohen Luftfeuchte und bei einer durch eine bei geschlossener Grasnarbe vor Austrocknung geschützten Böschung mit einem Wert $c'_k = 2 \text{ kN/m}^2$ in Ansatz gebracht werden. Die Grasnarbe muss hierfür gepflegt werden (Mahd oder Beweidung sowie Freihaltung von größerem Bewuchs).

Die genannte Böschungsneigung gilt jedoch nur für den Bereich oberhalb des höchsten Wasserstandes, da das Dammmaterial unterhalb des Wasserspiegels bei vollständiger Sättigung seine Kohäsion verliert. Unterhalb des Wasserspiegels müssen die Böschungen abgeflacht werden.

Für die Standsicherheit der Dämme bei der Schüttung muss der in Höhe des Dammauflagers anstehende Boden nach *RENDULIC* für die Stabilitätsgrenze ($\eta^* = 1$) eine Mindestscherfestigkeit $\varphi_{\text{erf}} \cong 17,5^\circ$ aufweisen. Unter Zugrundelegung des Schnittkraftansatzes ($\tan \varphi = k_{\text{ah}} \cdot \tan \beta$) ergibt sich $\varphi_{\text{erf}} \geq 22,4^\circ$. Dieser Reibungswinkel wird, bis auf den **Torf** und die **Torfmudde**, von den anstehenden Böden eingehalten.

Für den nördlichen Bereich mit Torf / Torfmudde ist die Schütthöhe bis zum Abklingen der Verformungen zu begrenzen. Dieses kann nach *JÜRGENSON* über die Beziehung

$$\tau_b = \gamma \cdot h / 4 \qquad h = 4 \cdot \tau_b / \gamma$$

erfolgen, wobei die undränierete Scherfestigkeit des Torfs $\tau_{b,1} = 10 \text{ kN/m}^2$ und der Torfmudde $\tau_{b,2} = 25 \text{ kN/m}^2$ beträgt. Daraus ergeben sich folgende zulässige Schütthöhen:

$$\text{Torf:} \qquad h_1 = 4 \cdot 10 / 19 \approx 2,0 \text{ m}$$

$$\text{Torfmudde:} \qquad h_2 = 4 \cdot 25 / 19 \approx 5,0 \text{ m}$$

Weitere Aufschüttungen sind erst nach der Konsolidation der genannten Schichten (abklingen der Setzungen) zulässig.

Der Dammschüttung hat lagenweise zu erfolgen und ist gem. ZTVE-StB zu verdichten. Der Nachweis ausreichender Verdichtung ist bauseits vorzulegen. Hierzu geeignet sind Dichtebestimmungen gemäß DIN 18125, Blatt 2, oder Plattendruckversuche nach DIN 18134 mit Nachweis des Verhältniswertes E_{v2} / E_{v1} . Bei der Größe der Baufläche kann auch eine flächendeckende dynamische Verdichtungskontrolle (Methode M2 gemäß ZTVE-StB) im Rahmen der Verdichtungsarbeiten sinnvoll sein, die durch Plattendruckversuche zu bestätigen ist.

Der Verkehrsflächenaufbau sollte unter Beachtung der RStO 12¹⁰ geplant und gebaut werden. Wir gehen davon aus, dass in der Dammschüttung die für das Planum geforderte Mindesttragfähigkeit (Verformungsmodul) gem. ZTVE-StB von $E_{v2} = 45 \text{ MN/m}^2$ zu erreichen ist. Auch bei geländegleicher Höhenlage der Straße und im Planum anstehendem gewachsenen Schwemmsand ausreichender Dicke sollte spätestens nach einer Nachverdichtung der E_{v2} -Wert gegeben sein, wobei die Anforderungen gem. ZTV-SoB¹¹ an Frostschutzschichten bzw. Kies- und Schottertragschichten vom Schwemmsand nicht eingehalten werden und er daher nicht auf den Aufbau mit angerechnet werden kann. Bei anstehenden bindigen Böden ist dagegen $E_{v2} = 45 \text{ MN/m}^2$ nicht gegeben, so dass ein zusätzlicher Bodenersatz erforderlich wird, dessen Umfang durch Probefelder zu bestimmen ist.

¹⁰ Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen - RStO 12

¹¹ Zus. Tech. Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Schichten ohne Bindemittel

5.3 Gründungsempfehlung Brücke (Anl. 10)

Wie bereits angeführt, sind im Verlauf der Maßnahme stärker kompressible Schichten wechselnder Dicke gegeben, wobei ausreichend tragfähiger Boden erst in rd. 6,0 m Tiefe gegeben ist. Zur Vermeidung daraus resultierender größerer Setzungen und Setzungsdifferenzen ist eine Tiefgründung zu empfehlen, bei der die Lasten in den Schmelzwasser-sand, bei geringeren Lasten ggf. auch bereits im Geschiebemergel, abgetragen werden.

Zu den Brückenlasten liegen uns bisher keine Angaben vor. Auf der Grundlage allgemeiner Erfahrungen gehen wir für ein Ein-Feld-Bauwerk von hohen Lasten aus, so dass aus technischer und wirtschaftlicher Sicht **Ortbetonrammpfähle** empfohlen werden.

Zu unterscheiden ist dabei zwischen Pfählen mit Innenrohrrammung (z.B. FRANKI-Pfahl, KOF-Pfähle o. glw.) und Kopframmung (Simplexpfahl). Bei der Kopframmung wird das Rammrohr am Fuß mit einer Stahlplatte verschlossen und das Rohr durch ein auf den Kopf schlagendes Gewicht bis in den tragfähigen Boden getrieben. Nach dem Erreichen der Absetztiefe wird das Rohr gezogen und dabei der Pfahlbeton eingebracht (s. Abb. 3).

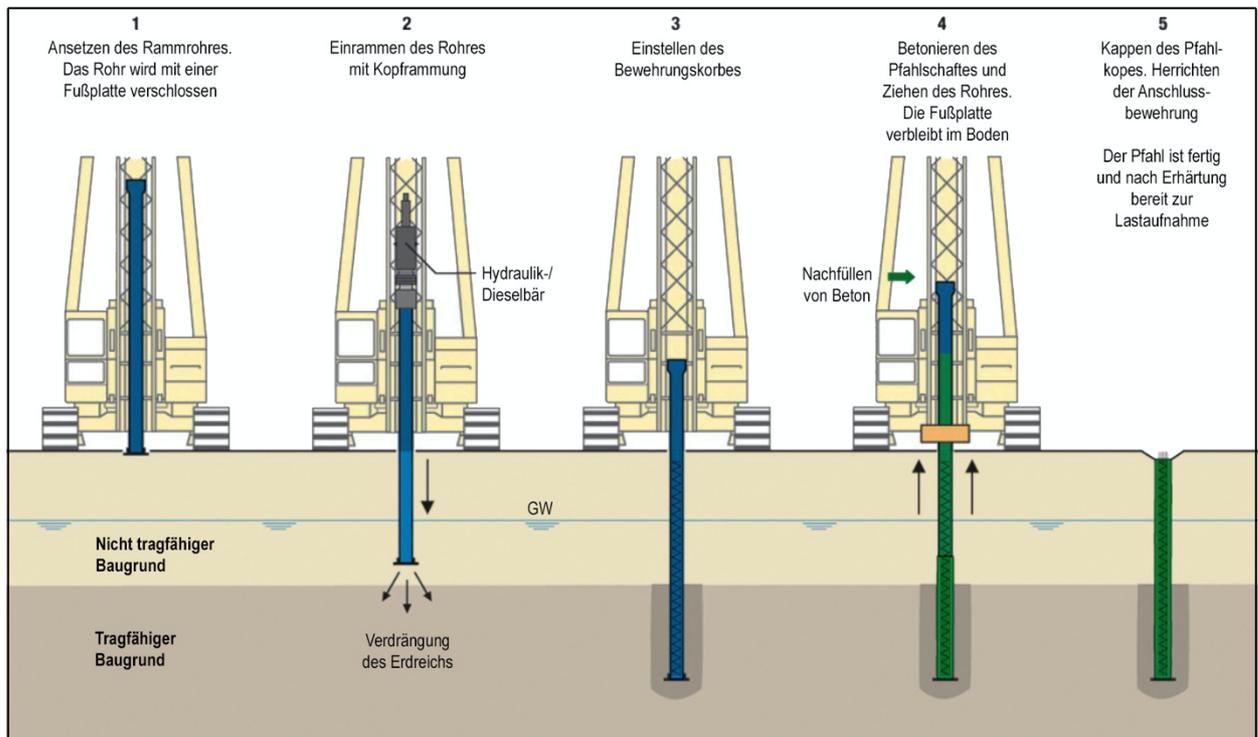


Abb. 6: Herstellung eines Simplex-Pfahls
(entnommen aus dem Prospekt der Stump-Franki GmbH)

Bei der Innenrohrrammung wird das Rammrohr am Fuß mit einem erdfeuchten Betonpfropfen verschlossen und dieser mit dem Rohr mittels Innenrammung (Freifallrammung) bis in den tragfähigen Baugrund getrieben. Nach dem Erreichen der Solltiefe wird das Rohr leicht gezogen und der Beton zu einem Fuß ausgerammt, wodurch eine größere Aufstandsfläche und damit eine höhere Tragfähigkeit gegenüber dem Simplex-Pfahl erreicht wird. Auch ist bei der Innenrammung eine geringere Lärmbelastung gegeben. Es kann aber nicht ausgeschlossen werden, dass bei einem Absetzen im pleistozänen Sand für das Durchteufen des dicht gelagerten Geschiebemergels Vorbohrungen erforderlich werden, hierbei sind Erschwernisse infolge des gespannt anstehenden Grundwassers einzurechnen.

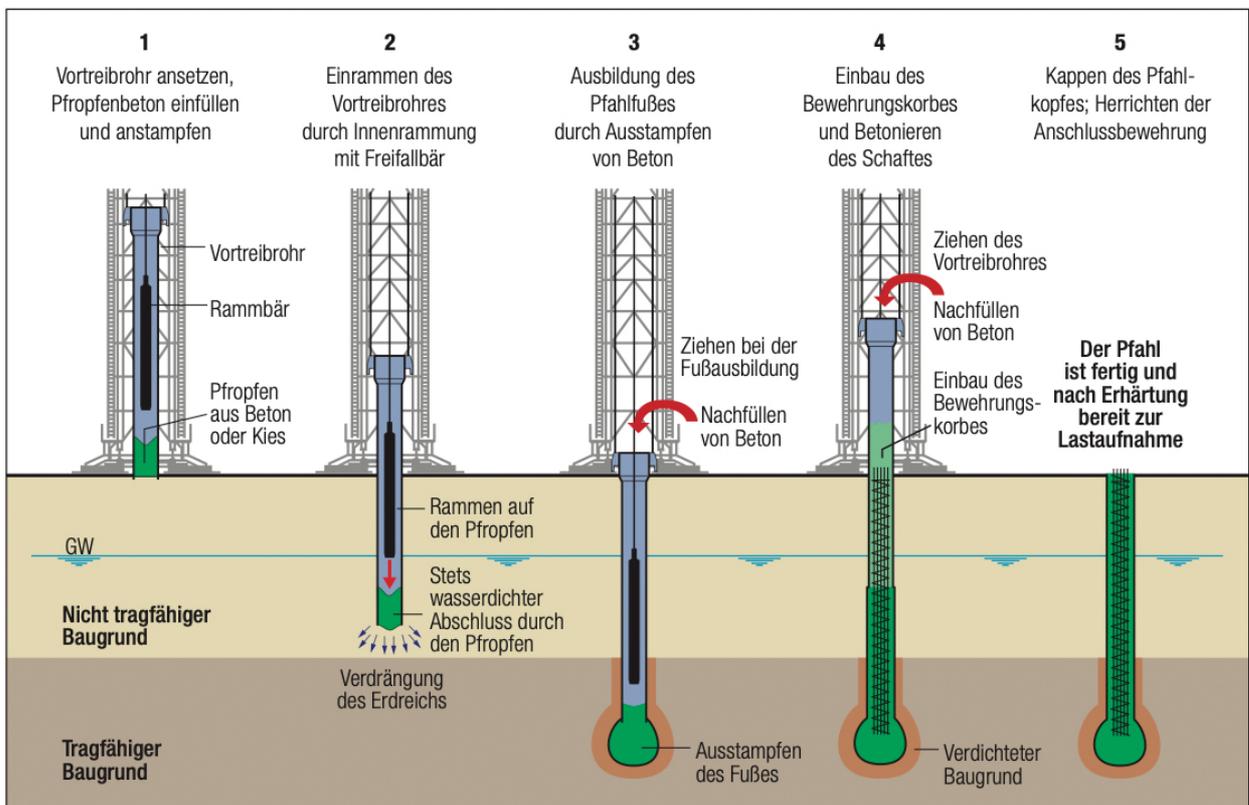


Abb. 7: Herstellung eines FRANKI-Pfahls
(entnommen aus dem Prospekt der Stump-Franki GmbH)

Bei geringeren Bauwerkslasten können die innengerammten Pfähle aber auch bereits im Geschiebemergel abgesetzt werden. In diesem Fall wird das Rammrohr zunächst mit Kiessand verschlossen, der nach dem Erreichen des annähernd halbfesten

Geschiebemergels zu einem Kiessandfuß ausgerammt wird (Abb. 8). Nachfolgend wird das Rammrohr leicht gezogen und im Fußbereich mit Beton aufgefüllt. Durch erneute Innenrammung wird das Rammrohr dann in den vorlaufend ausgerammten Kiessand getrieben und ein Betonpfropfen ausgerammt, so dass sich gegenüber dem Rammrohr ein größerer Pfahlfuß ergibt.

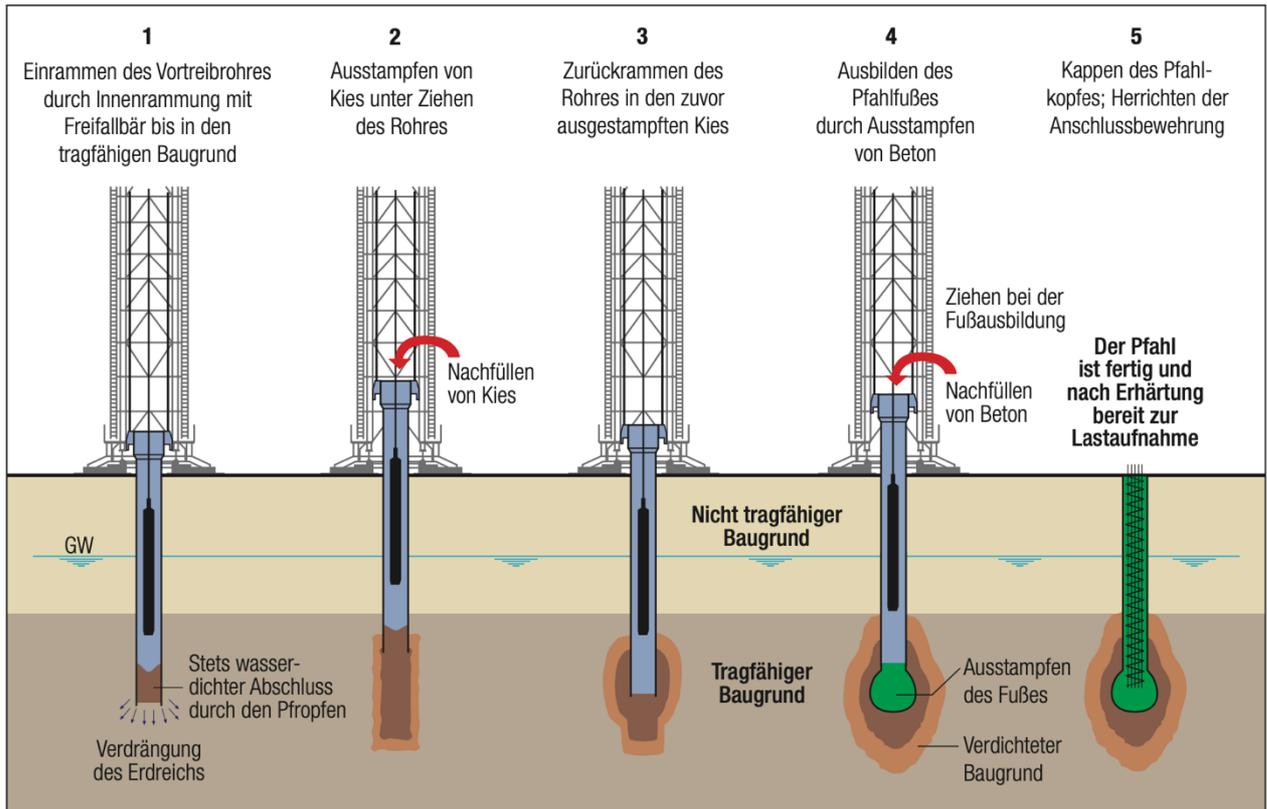


Abb. 8: Herstellung eines FRANKI-Pfahls mit Kiesvorverdichtung (entnommen aus dem Prospekt der Stump-Franki GmbH)

Für die Ortbetonrammpfähle kann im Bereich des Torfs und ggf. auch der Torfmudde der Einsatz von Hülsen (Vermeidung von Betonausbruch) erforderlich werden.

Alternativ zu den Ortbetonrammpfählen können bei geringeren Lasten auch **Stahl-** oder **Beton-Fertigrammpfähle** vorgesehen werden, die dann allerdings grundsätzlich im gut tragfähigen Schmelzwassersand abzusetzen sind. Von einer erhöhten Lärmbelastung gegenüber innengerammten Ortbetonrammpfählen sowie schwerster Rammung im Schmelzwassersand ist auszugehen. Vorbohrungen im Geschiebemergel sind als wahr-

scheinlich einzustufen. Auf das Ausführungsrisiko infolge des gespannt anstehenden unteren GW-Stockwerks wird hingewiesen.

Auch möglich wäre die Gründung auf **Bohrpfählen**, bei denen der Boden im Schutz eines Mantelrohrs ausgebaut wird. Dabei sind die im Schmelzwassersand gegebenen gespannten Grundwasserverhältnisse zwingend zu beachten, die einen permanenten Wasserüberdruck im Bohrrohr erfordern, um ein Aufbrechen der Rohrsohle in Verbindung mit Bodeneinspülungen und eine daraus resultierende Störung der Tragfähigkeit zu verhindern. Aufgrund des damit verbundenen erhöhten Aufwandes, der geringeren Arbeitsleistung pro Tag und der geringeren Tragfähigkeit im Vergleich mit den Ortbetonrammpfählen werden Bohrpfähle als nicht wirtschaftlich bewertet. Auch kann für Bohrpfähle ggf. die Notwendigkeit von Hülisen im Bereich von Torf / Torfmudde gegeben sein.

Bei **Schraubpfählen** (z.B. Atlas oder Fundex) ist zwischen Teil- und Vollverdrängern zu unterscheiden. Vollverdränger haben aufgrund ihrer vollständigen Baugrundverdrängung in der Regel eine höhere Tragfähigkeit. Bei beiden Systemen ist aber die gegebene Konsistenz des Geschiebemergels und die hohe Lagerungsdichte des Schmelzwassersandes zu beachten, so dass die erforderliche Einbindetiefe in den tragfähigen Baugrund ggf. nur unter Verwendung ergänzender Maßnahmen erreicht werden kann. Auch sind im Vergleich mit Ortbetonrammpfählen deutlich geringere Tragfähigkeit gegeben, so dass bei hohen Bauwerkslasten die Anzahl der Pfähle entsprechend zu vergrößern ist.

Zusammenfassend sind auf der Grundlage unseres derzeitigen Informationsstandes aus technischer als auch wirtschaftlicher Sicht die innengerammten Ortbetonrammpfähle mit ihren hohen Tragfähigkeiten und der großen Flexibilität (Anpassung der Pfahllängen an die jeweilige Lastgröße und Nachweis der Tragfähigkeit über den Energieaufwand beim Einbau) zu empfehlen. Wir behalten uns jedoch vor, diese Empfehlung im Rahmen der weiteren Planung ggf. anzupassen bzw. zu ergänzen.

Die **Bemessung von Tiefgründungen** erfolgt im Regelfall auf der Grundlage von Probebelastungen. Deren Ausführung wird auch im vorliegenden Fall empfohlen, ggf. in Verbindung mit den Gründungsarbeiten für das ZKG.

Wenn aus auf die Durchführung von Probelastungen verzichtet werden soll, muss die Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit auf der Grundlage hinreichend abgesicherter Erfahrungswerte erfolgen.

In der EA-Pfähle¹² [U11] sind für eine Vielzahl von Pfahlarten Spannen der Erfahrungswerte für den charakteristischen Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ (nicht für Mikropfähle) und die charakteristische Mantelreibung $q_{s,k}$, in Abhängigkeit vom Drucksondierspitzenwiderstand nichtbindiger Böden bzw. von der undränierten Scherfestigkeit bindiger Böden, angegeben. Diese Werte sind aus einer Vielzahl von Probelastungsergebnissen ermittelt worden. Die EA-Pfähle empfiehlt unter Pkt. 5.4.3 (6) *"Die Anwendung der unteren Tabellenwerte (Kleinstwerte) sollte der Regelfall sein ..."*. Die entsprechenden, aus der EA-Pfähle entnommenen Bemessungsangaben werden nachfolgend, soweit im vorliegenden Fall verwertbar, für die verschiedenen Pfahlsysteme gemacht.

Der **Simplexpfahl** wird üblicherweise mit Rammrohrdurchmessern von 0,42 - 0,61 m erstellt. Hierfür nachgewiesen wurden in dicht gelagerten Sandböden charakteristische Einwirkungen (Druck) bis $E_K = 1,4 \text{ MN}$ ($\varnothing = 0,42 \text{ m}$), $1,8 \text{ MN}$ ($\varnothing = 0,51 \text{ m}$), $2,1 \text{ MN}$ ($\varnothing = 0,56 \text{ m}$) und $2,4 \text{ MN}$ ($\varnothing = 0,61 \text{ m}$). In halbfesten bindigen Böden (Geschiebemergel) können charakteristische Werte bis $E_K = 1,0 \text{ MN}$ ($\varnothing = 0,42 \text{ m}$), $1,3 \text{ MN}$ ($\varnothing = 0,51 \text{ m}$), $1,6 \text{ MN}$ ($\varnothing = 0,56 \text{ m}$) und $1,8 \text{ MN}$ ($\varnothing = 0,61 \text{ m}$) angesetzt werden. Das Erstellen von Probepfählen und die Ausführung von Probelastungen ($\geq 3 \text{ St.}$) sollte bei Wahl des Simplexpfahls vorgegeben werden.

Beim **FRANKI-Pfahl** ergibt sich die erforderliche Größe des Betonpfropfens (Fußvolumens) aus der Bemessung, abhängig von der jeweils abzutragenden Bauwerkslast. Nach allgemeinen Erfahrungen ist davon auszugehen, dass im dicht gelagerten Sand über einen 61iger Pfahl (Vortreibrohr- $\varnothing = 0,61 \text{ m}$) etwa $E_{K^* \text{ Druck}} = 3,5 \text{ MN}$ und $E_{K^* \text{ Zug}} = 1,1 \text{ MN}$ sowie über einen 71iger Pfahl bis zu $E_{K^* \text{ Druck}} = 6,0 \text{ MN}$ und $E_{K^* \text{ Zug}} = 1,3 \text{ MN}$ (charakteristische Lasten) abgetragen werden können. Für halbfesten bindigen Boden (Geschiebemergel) kann von charakteristischen Werten $E_{K^* \text{ Druck}} = 2,6 \text{ MN}$ und $E_{K^* \text{ Zug}} = 0,9 \text{ MN}$ ($\varnothing = 0,61 \text{ m}$)

¹² Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" (EA-Pfähle)

sowie $E_K^*_{\text{Druck}} = 4,0 \text{ MN}$ und $E_K^*_{\text{Zug}} = 1,1 \text{ MN}$ ($\varnothing = 0,71 \text{ m}$) ausgegangen werden. Die tatsächliche Tragfähigkeit sollte jedoch vor Ort mittels Probepfählen und Probelastungen ermittelt werden. Zur Begrenzung der für die Bemessung der Bauwerkspfähle später anzusetzenden Streuungsfaktoren und Teilsicherheitsbeiwerte empfehlen wir die Ausführung von mind. 3 (besser 5) Probelastungen.

Der Ansatz **negativer Mantelreibung** infolge Baugrundverformungen aus den angrenzenden Dammschüttungen kann entfallen, wenn, wie unter Pkt. 5.2 angeführt, die Tiefgründung für die Brücke erst nach dem Abklingen der aus den Dammschüttungen resultierenden Setzungen erstellt wird.

5.4 Besondere Baumaßnahmen

Böschungen

Bauzeitliche Böschungen sind unter Beachtung der Vorgaben der DIN 4124¹³ anzulegen. Unbelastete Baugrubenböschungen (keine Verkehrsbelastungen, etc.) können dabei im nicht bindigen Baugrund unter $\beta \leq 45^\circ$ angelegt werden. Auch für die bindigen Böden muss aufgrund ihrer überwiegend nur weichen Konsistenz von Böschungswinkeln $\beta \leq 45^\circ$ ausgegangen werden. Erst bei steifplastischen Böden sind Neigungen bis $\beta = 60^\circ$ möglich.

Die Lasteintragungswinkel von schweren Gerätschaften (Krananlagen, Bagger etc.) gemäß den Vorschriften der Berufsgenossenschaft der Bauwirtschaft (BGBau) von $\alpha \leq 30^\circ$ und einem lastfreien Schutzstreifen von $\geq 1,00 \text{ m}$ (bis 12 to Gesamtgewicht) bzw. $\geq 2,00 \text{ m}$ (mehr als 12 to Gesamtgewicht) sind einzuhalten.

Böschungen mit einer Böschungsneigung im Bereich der maximal zulässigen Neigungen sind bei längeren Standzeiten vor Witterungseinflüssen, verbunden mit Oberflächenerosion, zu schützen. Dazu reicht im Allgemeinen ein Abdecken mit Folien sowie eine funktionsfähige Windsogsicherung (Kunststoffolie, gesichert mit Baustahlmatten und Stahlstiften bzw. Spritzbeton) aus, um stärkere Abbrüche oder Ausspülungen zu vermeiden.

¹³ DIN 4124, Baugruben und Gräben - Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten

Verbauten

Für einen ggf. erforderlichen Baugrubenverbau kann eine Bohrträgerwand (Berliner Verbau) in Kombination mit einer Wasserhaltung (s. nachfolgenden Absatz) oder eine allseitig bis in den sehr gering durchlässigen Geschiebeboden geführte dichte Spundwand vorgesehen werden. Die Wand kann mit den unter Punkt 4.4 angegebenen bodenmechanischen Kennwerten bemessen werden. Spundwände sind außerdem auf Wasserdruck zu bemessen, wobei ein Bemessungswasserstand = OK Spundwand anzusetzen ist. Bei der Bemessung und Ausführung der Wand sind die Empfehlungen der EAB¹⁴ zu berücksichtigen.

Falls die Verformungen des Verbaus begrenzt werden sollen, wie z.B. zu öffentlichen Verkehrsflächen, wird eine Bemessung auf den erhöhten aktiven Erddruck empfohlen, der gem. EAB, EB 22, in Abhängigkeit von den örtlichen Verhältnissen und unter Vorgabe eines Gleitflächenwinkels $\delta = 2/3 \cdot \varphi'$ festzulegen ist.

Wasserhaltung

Bei Gründungssohlen unterhalb des derzeitigen Geländeniveaus wird, in Abhängigkeit von der Ausführung der Baugrube, eine begrenzte Wasserhaltung (Ableitung des im Schwemmsand gegebenen Wassers) erforderlich. Die Auswertung der von uns durchgeführten Untersuchungen zur Kornzusammensetzung nach *BEYER* lässt für den Schwemmsand eine Durchlässigkeit $k_f \approx 6 \cdot 10^{-5}$ m/s erwarten. Aufgrund der gegebenen Verhältnisse (stauende Schichten in geringer Tiefe) empfehlen wir den Einsatz von Vakuumlanzen, die im Bedarfsfall durch offene Wasserhaltungen (Pumpensümpfe, Dränagen) zu ergänzen sind.

Bei einer dichten und bis in den Geschiebeboden geführten Baugrubenumschließung müssen lediglich das eingeschlossene Wasser und anfallendes Leck- und Niederschlagswasser abgeleitet werden.

¹⁴ Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" (EAB)

Witterungs- und Frostempfindlichkeit des Baugrundes

Bei den Erdarbeiten ist zu beachten, dass der anstehende bindige Baugrund überwiegend stark witterungsempfindlich ist. Der Zutritt von Oberflächenwasser und dynamische Belastungen führen zu Aufweichungen. Freigelegte Flächen sind daher umgehend mit Kiessand ($d = 0,30 \text{ m}$) oder Beton abzudecken und somit zu schützen.

Auch bei der Verdichtung von Füll-/Ersatzboden ist die Witterungsempfindlichkeit des bindigen Baugrundes zu beachten. Die erforderlichen Verdichtungsarbeiten sind den gegebenen Baugrundverhältnissen anzupassen. Eine dynamische Verdichtung mit schwerem Gerät kann zu einer Verminderung der Tragfähigkeit des Baugrundes als Folge von "Aufweichungen" (Aufbau von Porenwasserüberdruck) führen. Ggf. ist für die 1. Lage Füllboden nur eine statische und erst ab der 2. Lage eine dynamische Verdichtung vorzusehen.

Bei in der Aushubsohle anstehendem Sand der Bodenklasse 3 gem. DIN 18300-alt sollte das Planum nachverdichtet werden, um so evtl. Auflockerungen infolge des Aushubs wieder auszugleichen.

Der anstehende Baugrund ist überwiegend auch stark frostempfindlich. Bei Durchführung der Erd- und Gründungsarbeiten in den Wintermonaten sind Maßnahmen zum Schutz vor dem Durchfrieren zu ergreifen. Gefrorener Baugrund darf nicht überbaut werden und muss nach dem Auftauen auf seine Tragfähigkeit überprüft und ggf. ersetzt werden.

Arbeitsplanum:

Für die Ausführung von Spezialtiefbauarbeiten wird ein tragfähiges Arbeitsplanum benötigt. In Abhängigkeit von den zum Zeitpunkt der Ausführung gegebenen Grundwasserverhältnissen kann es erforderlich werden, eine zusätzliche Tragschicht als Arbeitsebene zu erstellen. Hierfür empfohlen wird weitgestuftes, wenn möglich gebrochenes Material in $d \geq 0,30 \text{ m}$ Stärke. Wenn aus umwelttechnischer Sicht keine Bedenken bestehen, kann aus geotechnischer Sicht hierfür auch Recyclingmaterial (Betonbruch, kein Ziegelbruch) verwendet werden. Dieses muss mit den zuständigen Genehmigungsbehörden abgestimmt werden. Die maßgebende Bewertung des Planums und die Festlegung des Umfangs der Tragschichten müssen eigenverantwortlich durch den Spezialtiefbauer erfolgen.

5.5 Homogenbereiche

Nachfolgend erfolgt für Schichten mit gleichen bautechnischen Eigenschaften für die zu erbringenden Leistungen eine Empfehlung für die Einteilung in **Homogenbereiche**. Der Vollständigkeit halber werden auch die bisher verwendeten Bodenklassen nach "DIN 18300:2012 (alt)" angegeben.

Kennwerte, die nicht explizit durch Feld- oder Laborversuche ermittelt wurden, werden auf der Grundlage von Korrelationen und / oder Erfahrungswerten geologisch vergleichbarer Baugrundsichten abgeschätzt.

Wir weisen darauf hin, dass die Einteilung in Homogenbereiche auf der Grundlage der uns derzeit vorliegenden Unterlagen und Informationen zur Baudurchführung beruht und im Rahmen der weiteren Planung, z.B. bei Änderung des Bauverfahrens, auch eine Anpassung der Homogenbereiche erforderlich werden kann. Außerdem weisen wir darauf hin, dass trotz Sicherheitsauf- und -abschlägen auf die Kennwerte baugrundbedingte Abweichungen in der Örtlichkeit nicht vollständig ausgeschlossen werden können (Restrisiko / Baugrundrisiko infolge punktueller Aufschlüsse für eine flächenhaft ausgedehnte Baumaßnahme).

Name der Schicht / ortsübliche Bezeichnung	Oberboden / Ackerboden
Kennzeichnung im Profil	Mu
Bodenklassen - DIN 18300 alt	1, (3 und 4)
Korngrößenverteilung (Körnungsband in Kornkennziffern - Ton/Schluff/Sand/Kies) nach DIN 18123	0/40/60/0 - 0/0/90/10
Massenanteil Steine, Blöcke und große Blöcke nach DIN EN ISO 14688-1	< 2
Dichte nach DIN 18125-2	1,5 - 1,8 t/m ³
Kohäsion nach DIN 18137-1 bis -3	-
undrionierte Scherfestigkeit nach DIN 18137-2	-
Wassergehalt nach DIN EN ISO 17892-1	n.b.

Name der Schicht / ortsübliche Bezeichnung	Oberboden / Ackerboden
Plastizitätszahl nach DIN 18122-1	-
Konsistenzzahl nach DIN 18122-1	-
Konsistenz nach DIN EN ISO 14688-1	-
bezogene Lagerungsdichte I_D Def. nach DIN EN ISO 14688-2	-
Sondierwiderstände mit Angabe des Sondierverfahrens	-
Kalkgehalt nach DIN 18129	n.b.
Organischer Anteil nach DIN 18128	$\leq 20 \%$
Abrasivität nach NF P19-579	n.e.
Korndichte nach DIN 18124	-

Name der Schicht / ortsübliche Bezeichnung	Schwemmsand	Schwemmlehm
Kennzeichnung im Profil	orange	oliv
Bodenklassen - DIN 18300 alt	3, (4)	4
Korngrößenverteilung (Körnungsband in Kornkennziffern - Ton/Schluff/Sand/Kies) nach DIN 18123 - (s. Anl. 9.3.9 u. 9.3.10)	0/40/60/0 - 0/0/85/15	20/40/40/0 - 5/30/65/0
Massenanteil Steine, Blöcke und große Blöcke nach DIN EN ISO 14688-1	< 5	< 5
Dichte nach DIN 18125-2	1,8 - 2,0 t/m ³	1,7 - 1,9 t/m ³
Kohäsion nach DIN 18137-1 bis -3	0	$\leq 10 \text{ kN/m}^2$
undrainede Scherfestigkeit nach DIN 18137-2	-	25 - 75 kN/m ²
Wassergehalt nach DIN EN ISO 17892-1	15 - 25 %	25 - 40
Plastizitätszahl nach DIN 18122-1	-	8 - 12
Konsistenzzahl nach DIN 18122-1	-	
Konsistenz nach DIN EN ISO 14688-1	-	weich (weich-steif)

Name der Schicht / ortsübliche Bezeichnung	Schwemmsand	Schwemmlehm
bezogene Lagerungsdichte I_D Def. nach DIN EN ISO 14688-2	0,15 - 0,65 (locker - mitteldicht)	-
Sondierwiderstände mit Angabe des Sondierverfahrens	CPT, $q_c = 2 - 12 \text{ MN/m}^2$	CPT, $q_c = 1 - 3 \text{ MN/m}^2$
Kalkgehalt nach DIN 18129	0	0
Organischer Anteil nach DIN 18128	$\leq 15 \%$	$\leq 15 \%$
Abrasivität nach NF P19-579	250 - 500 g/t	$\leq 100 \text{ g/t}$
Korndichte nach DIN 18124	2,65 t/m ³	2,68 t/m ³

Name der Schicht / ortsübliche Bezeichnung	Torf	Torfmudde
Kennzeichnung im Profil	braun	lila
Bodenklassen - DIN 18300 alt	2	4
Korngrößenverteilung (Körnungsband in Kornkennziffern - Ton/Schluff/Sand/Kies) nach DIN 18123	-	-
Massenanteil Steine, Blöcke und große Blöcke nach DIN EN ISO 14688-1	< 2	< 2
Dichte nach DIN 18125-2	1,2 - 1,4 t/m ³	1,4 - 1,7 t/m ³
Kohäsion nach DIN 18137-1 bis -3	0	< 5 kN/m ²
undrained Scherfestigkeit nach DIN 18137-2	5 - 15 kN/m ²	10 - 25 kN/m ²
Wassergehalt nach DIN EN ISO 17892-1	100 - 300 %	70 - 110 %
Plastizitätszahl nach DIN 18122-1	-	-
Konsistenzzahl nach DIN 18122-1	-	-
Konsistenz nach DIN EN ISO 14688-1	-	weich - steif
bezogene Lagerungsdichte I_D Def. nach DIN EN ISO 14688-2	-	-
Sondierwiderstände mit Angabe des Sondierverfahrens	CPT, $q_c = 0 - 1 \text{ MN/m}^2$	
Kalkgehalt nach DIN 18129	0	0

Name der Schicht / ortsübliche Bezeichnung	Torf	Torfmudde
Organischer Anteil nach DIN 18128	30 - 80 %	15 - 30 %
Abrasivität nach NF P19-579	≤ 50 g/t	≤ 100 g/t
Korndichte nach DIN 18124	-	-

Name der Schicht / ortsübliche Bezeichnung	Geschiebelehm	Geschiebemergel
Kennzeichnung im Profil	grau	blau
Bodenklassen - DIN 18300 alt	4	4
Korngrößenverteilung (Körnungsband in Kornkennziffern - Ton/Schluff/Sand/Kies) nach DIN 18123 - (s. Anl. 9.3.11)	20/45/35/0 - 5/15/70/10	
Massenanteil Steine, Blöcke und große Blöcke nach DIN EN ISO 14688-1	≤ 10	≤ 10
Dichte nach DIN 18125-2	1,8 - 2,2 t/m ³	2,0 - 2,3 t/m ³
Kohäsion nach DIN 18137-1 bis -3	2 - 10 kN/m ²	5 - 15 kN/m ²
undrionierte Scherfestigkeit nach DIN 18137-2	50 - 120 kN/m ²	150 - 350 kN/m ²
Wassergehalt nach DIN EN ISO 17892-1	10 - 25 %	5 - 15 %
Plastizitätszahl nach DIN 18122-1	9 - 11	10 - 11
Konsistenzzahl nach DIN 18122-1	0,45 - 0,60	0,65 - 0,85
Konsistenz nach DIN EN ISO 14688-1	weich, (weich-steif)	(weich-steif), steif, halbfest
bezogene Lagerungsdichte I _D Def. nach DIN EN ISO 14688-2	-	-
Sondierwiderstände mit Angabe des Sondierverfahrens	CPT, q _c = 1 - 5 MN/m ²	CPT, q _c = 3 - 25 MN/m ²
Kalkgehalt nach DIN 18129	0	n.b.
Organischer Anteil nach DIN 18128	0	0
Abrasivität nach NF P19-579	≤ 250 g/t	≤ 250 g/t
Korndichte nach DIN 18124	2,66 - 2,68 t/m ³	2,66 - 2,68 t/m ³

Name der Schicht / ortsübliche Bezeichnung	Schmelzwassersand
Kennzeichnung im Profil	gelb
Bodenklassen - DIN 18300 alt	3
Korngrößenverteilung (Körnungsband in Kornkennziffern - Ton/Schluff/Sand/Kies) nach DIN 18123 (s. Anl. 9.12.13)	0/10/90/0 - 0/0/95/5
Massenanteil Steine, Blöcke und große Blöcke nach DIN EN ISO 14688-1	≤ 5
Dichte nach DIN 18125-2	1,9 - 2,2 t/m ³
Kohäsion nach DIN 18137-1 bis -3	0
undrionierte Scherfestigkeit nach DIN 18137-2	-
Wassergehalt nach DIN EN ISO 17892-1	n.b.
Plastizitätszahl nach DIN 18122-1	-
Konsistenzzahl nach DIN 18122-1	-
Konsistenz nach DIN EN ISO 14688-1	-
bezogene Lagerungsdichte I _D Def. nach DIN EN ISO 14688-2	0,65 - >0,85 (mitteldicht bis sehr dicht)
Sondierwiderstände mit Angabe des Sondierverfahrens	CPT, q _c = 25 - 70 MN/m ²
Kalkgehalt nach DIN 18129	0 %
Organischer Anteil nach DIN 18128	0 %
Benenn. und Beschreib. organischer Böden nach DIN EN ISO14688-1	-
Abrasivität nach NF P19-579	250 - 500 g/t
Korndichte nach DIN 18124	2,65 t/m ³

n.b. .. nicht bestimmt / bestimmbar n.e. .. nicht erforderlich (...) von untergeordneter Bedeutung

Für die Erd- und Gründungsarbeiten empfehlen wir die einzelnen Bodenschichten - wie in nachfolgender Tabelle angegeben - zu Homogenbereichen zusammenzufassen.

Schicht	Erdarbeiten DIN 18300	Bohrarbeiten DIN 18301	Ramm-, Rüttel-, Pressarbeiten DIN 18304
Oberboden	Erd 1	Bohr 1	RRP 1
Schwemmsand	Erd 2	Bohr 2	RRP 2
Schwemmlehm	Erd 3		
Torf	Erd 4	Bohr 3	RRP 3
Torfmulde			
Geschiebelehm	Erd 3	Bohr 4	RRP 4
Geschiebemergel			
Schmelzwasser- sand	Erd 2		

6 Zusammenfassung / Schlussbemerkung

Im Verlauf der geplanten Verkehrsbaumaßnahme ist ein Baugrundaufbau aus Oberboden / Ackerboden und örtlich angetroffener Auffüllung ($d_{1/2} = 0,30 - 1,10$ m) über Schwemmsand und Schwemmlehm mit bereichsweise eingelagertem Torf und/oder Torfmulde ($d_{3-6} = 0,80 - 3,70$ m) gegeben. Darunter folgen Geschiebelehm ($d_7 \leq 3,70$ m) und Geschiebemergel ($d_8 \approx 7,00$ m), die wiederum ab -10,80 bis -11,30 mNHN von Schmelzwassersand größerer Mächtigkeit unterlagert werden.

Grundwasser ist im oberflächennah anstehenden Schwemmsand (1. Grundwasserstockwerk) und in gespanntem Zustand im Schmelzwassersand (2. GW-Stockwerk) sowie in den Sand-Zwischenschichten in den Geschiebeböden gegeben.

Zur Vorwegnahme der aus den Dammschüttungen zu erwartenden Setzungen ($s \leq 30$ cm) wird eine Vorschüttung mit Überhöhung bis in den Bereich des geplanten Brückenbauwerks empfohlen. Erst nach dem Abklingen der Verformungen wird diese soweit nötig

zurückgebaut und die für die Brücke erforderliche Tiefgründung, wir empfehlen Ortbeton-Rammpfähle, erstellt.

Die Baugrundverhältnisse wurden für die geplante Maßnahme mittels Bohrungen, Kleinbohrungen und Drucksondierungen punktuell aufgeschlossen. Werden bei den Erd- und Gründungsarbeiten abweichende Verhältnisse oder Auffälligkeiten (Aussehen, Geruch, etc.) angetroffen, so bitten wir um sofortige Benachrichtigung.

Für die in diesem Bericht gemachten Empfehlungen und Angaben zur Gründung standen noch keine Bebauungsplanung und keine Lastermittlung zur Verfügung. Im Rahmen der weiteren Planung wird es daher ggf. erforderlich werden, die Empfehlungen anzupassen bzw. zu ergänzen.



Verteiler **(PDF-Datei per E-Mail)**

Bauherr: Landkreis Aurich
 Amt für Kreisstraßen, Wasserwirtschaft und Deiche
 Gewerbestraße 61
 26624 Südbrookmerland

 sbussmann-janssen@landkreis-aurich.de
 mhayen@landkreis-aurich.de

Planung: LandschaftsArchitekturbüro Von Luckwald
 Gut Helpensen Nr. 5
 31787 Hameln

 mail@luckwald.de

Verkehrsanbindung des
Zentralklinikums
Georgsheil



Schnack Geotechnik
INGENIEURGESELLSCHAFT

Lageplan

gez:

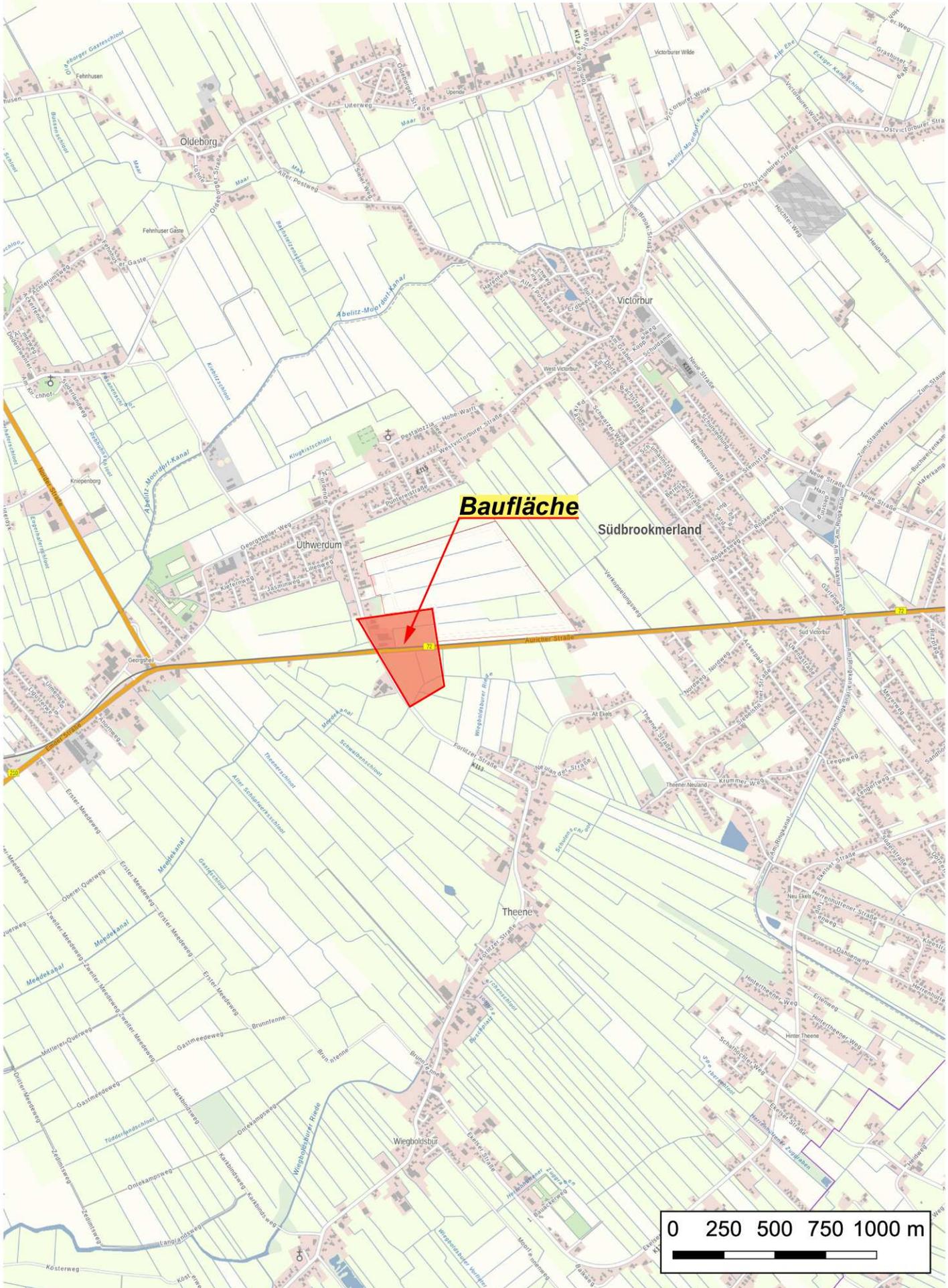
Wi.

Maßstab:

1 : 25.000

Anl.

1



Anlagen 2

Geologische Verhältnisse

Geologische Verhältnisse

gez:

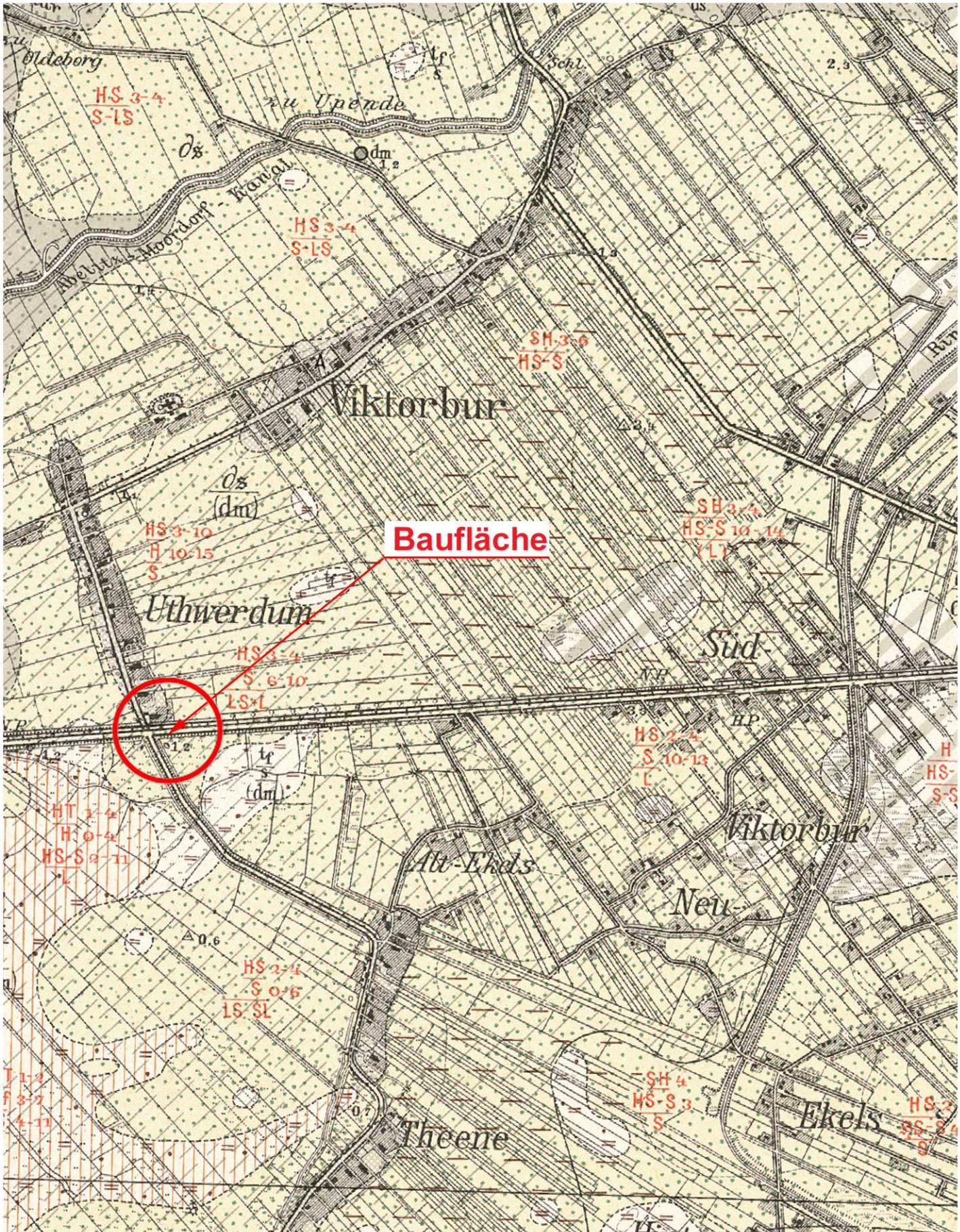
Klü

Maßstab:

o.M.

Anl.

2.1



Ausschnitt aus der Geologischen Karte, Blatt Aurich

Geologische Verhältnisse

gez:

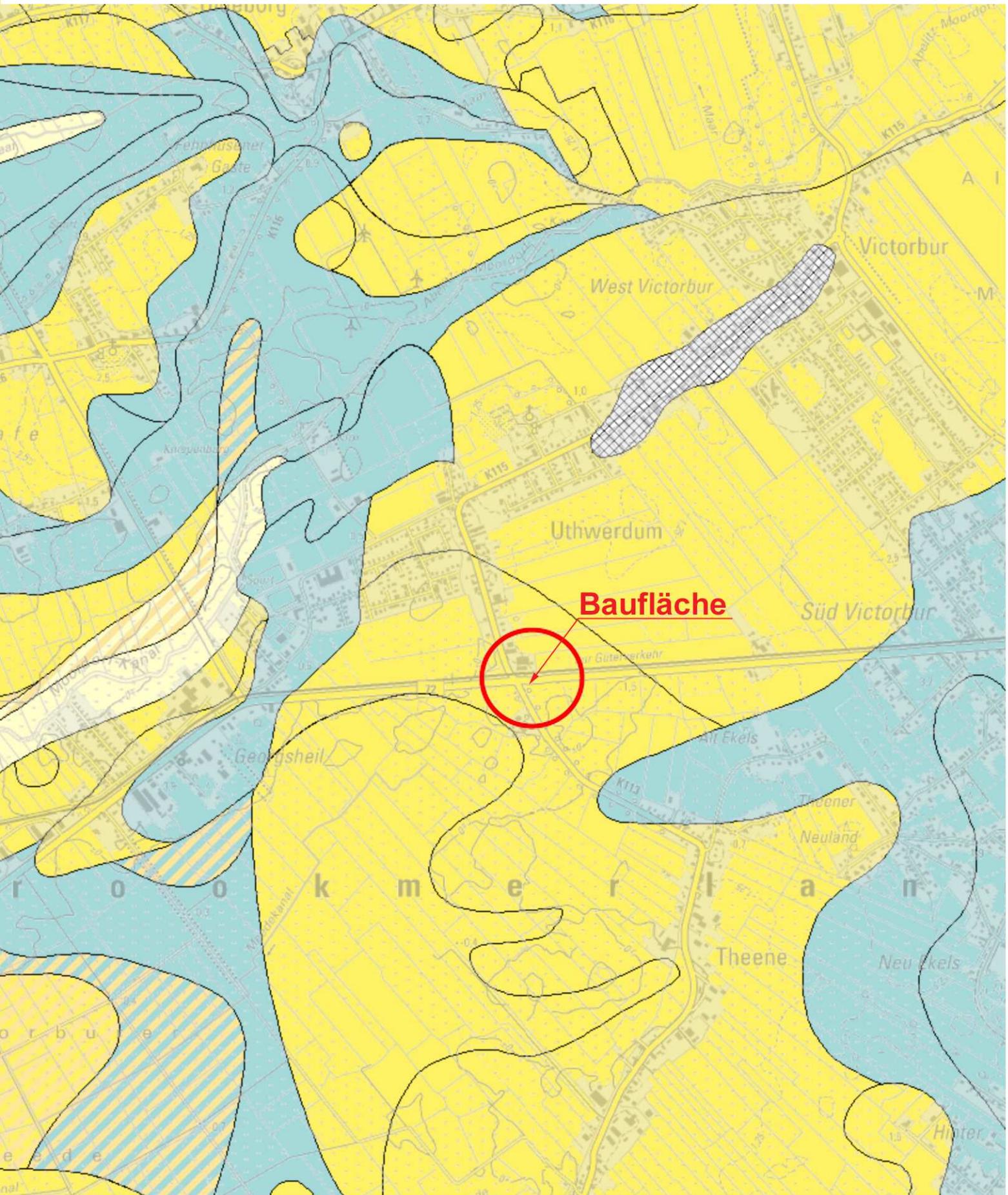
Klü

Maßstab:

o.M.

Anl.

2.2



Ausschnitt aus der Geologischen Karte des NIBIS-Servers

Geologische Verhältnisse

gez:

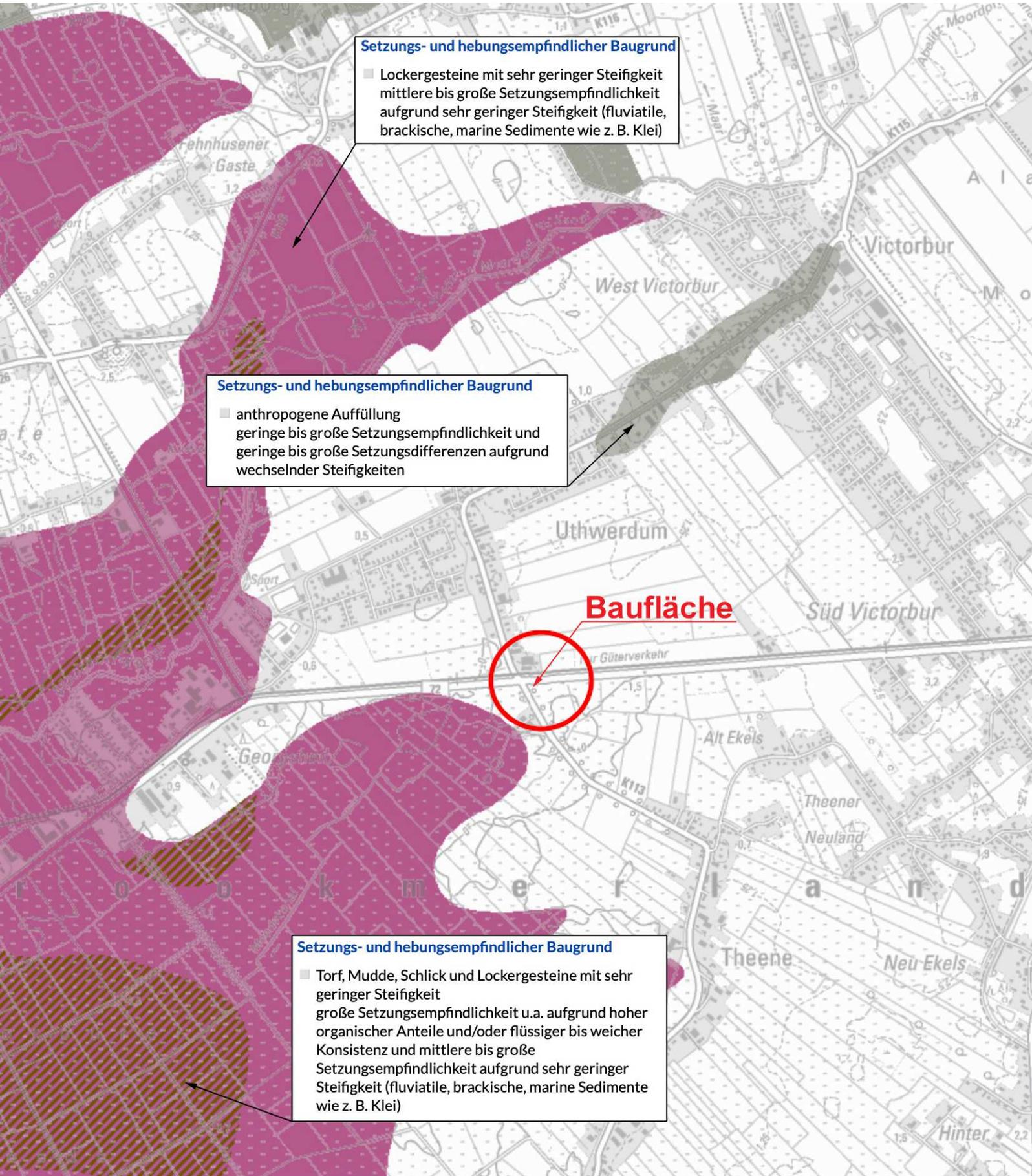
Klü

Maßstab:

o. M.

Anl.

2.3



Ausschnitt aus der Gefahrenhinweiskarte des NIBIS-Servers

Hydrogeologische Verhältnisse

gez:

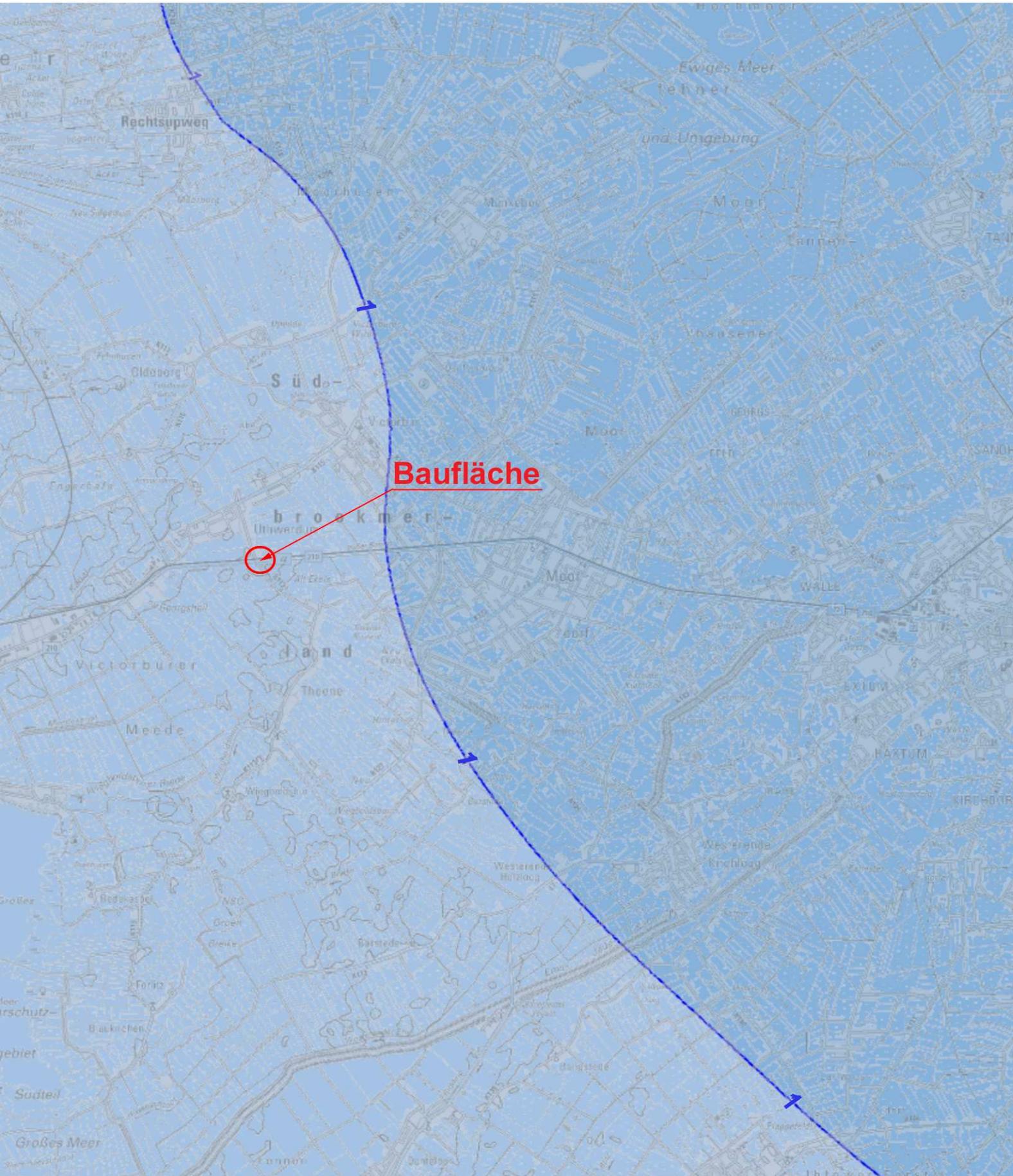
Klü

Maßstab:

o. M.

Anl.

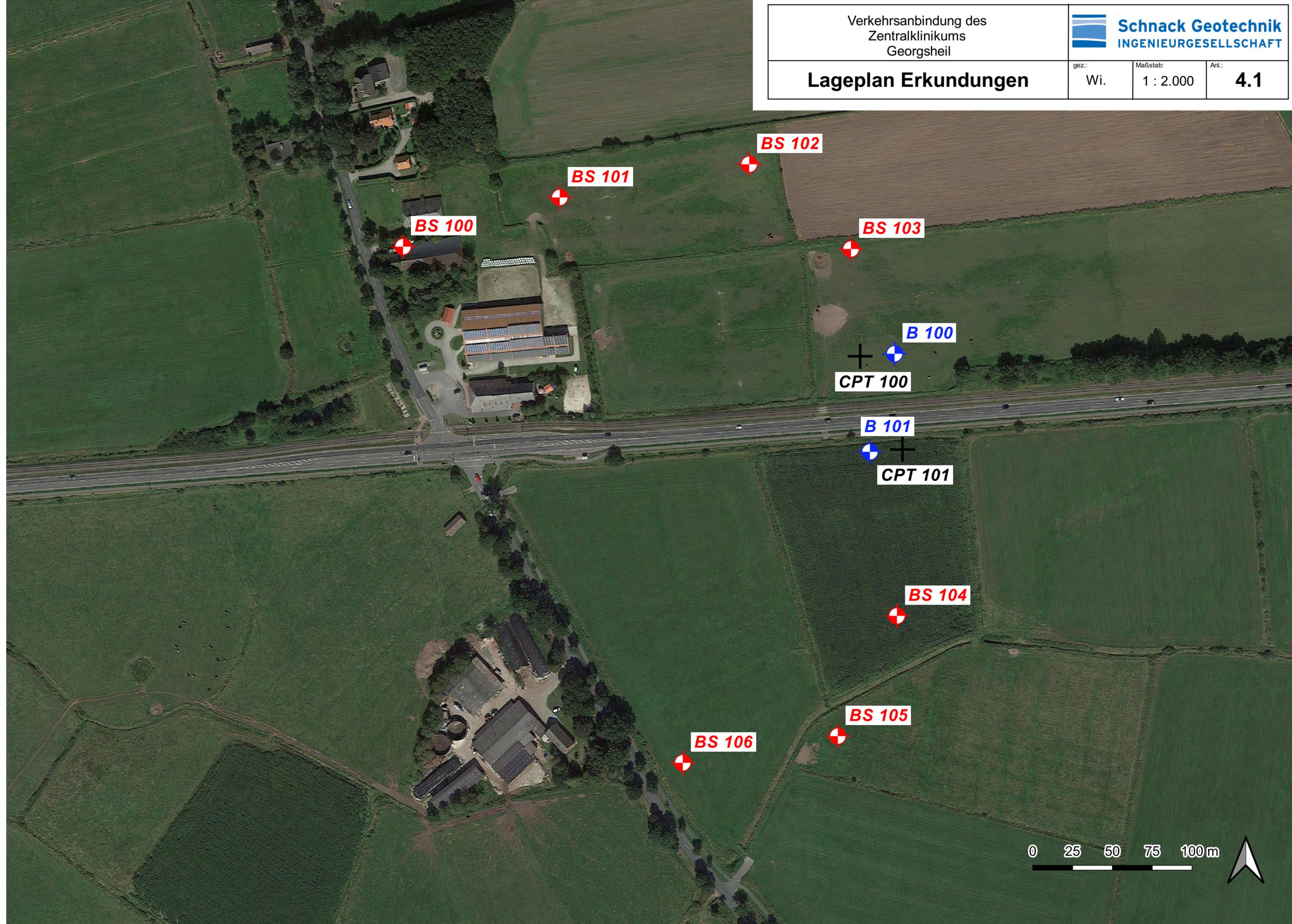
3

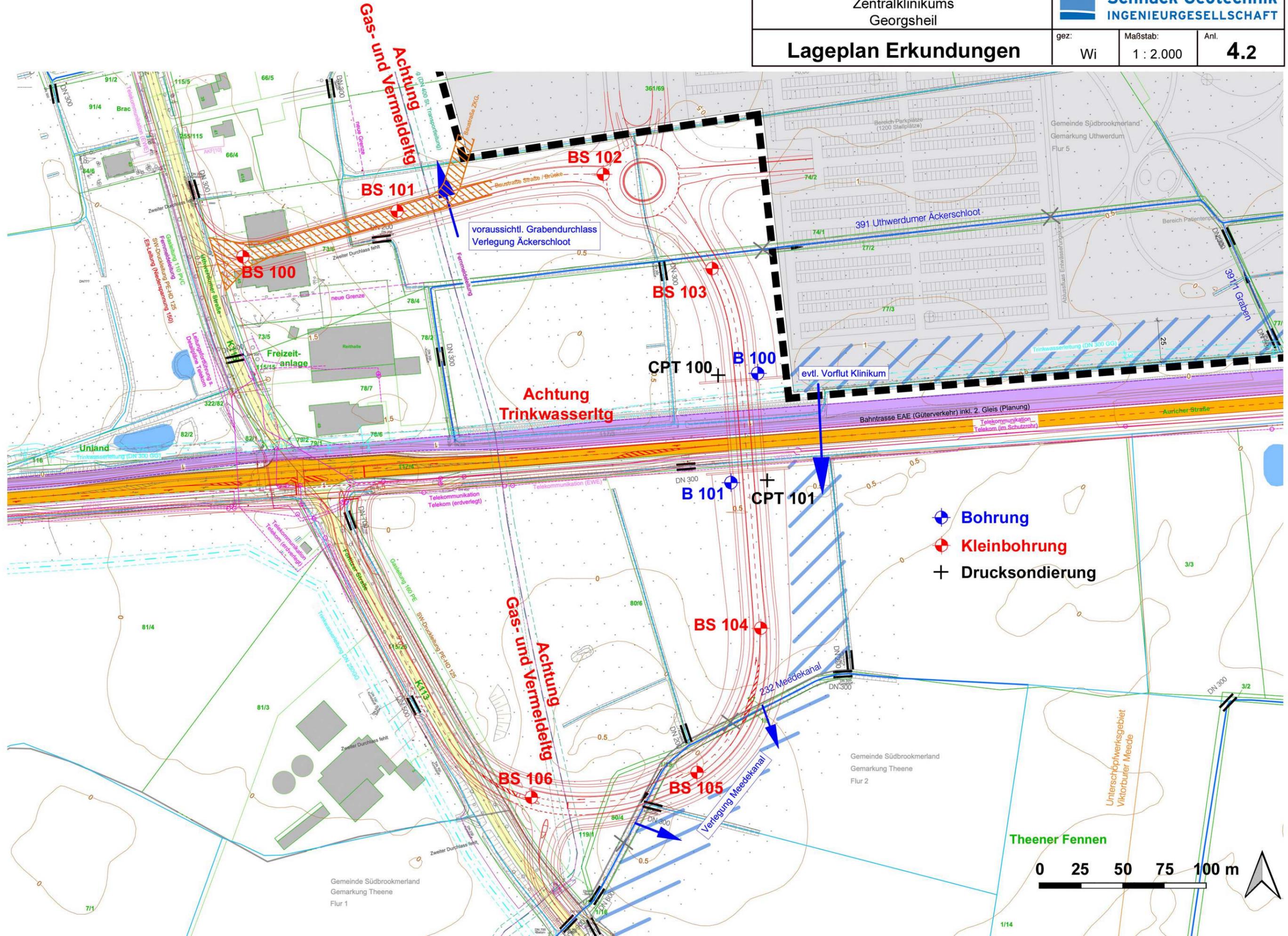


**Ausschnitt aus der Hydrogeologischen Karte
"Lage der Grundwasseroberfläche" des NIBIS-Servers**

Anlagen 4

Lagepläne Baugrunderkundungen





Anlagen 5

Schichtenprofile Bohrungen und Kleinbohrungen

Widerstandsdiagramme Drucksondierungen

Die Anlage 5 ist in der vorliegenden Fassung nicht enthalten, weil sie ausschließlich auf den konkreten Standort bezogen ist und keine Relevanz für das ROV hat.

Anlagen 6

Diagramme der Drucksondierungen

Die Anlage 6 ist in der vorliegenden Fassung nicht enthalten, weil sie ausschließlich auf den konkreten Standort bezogen ist und keine Relevanz für das ROV hat.

Anlagen 7

Geotechnische Laboruntersuchungen

Wassergehalt (Anl. 7.1)

Körnungskurven (Anl.7.2)

Dichtebestimmungen (Anl. 7.3)

Kompressionsversuche (Anl. 7.4)

Undränierete Scherfestigkeit (Anl. 7.5)

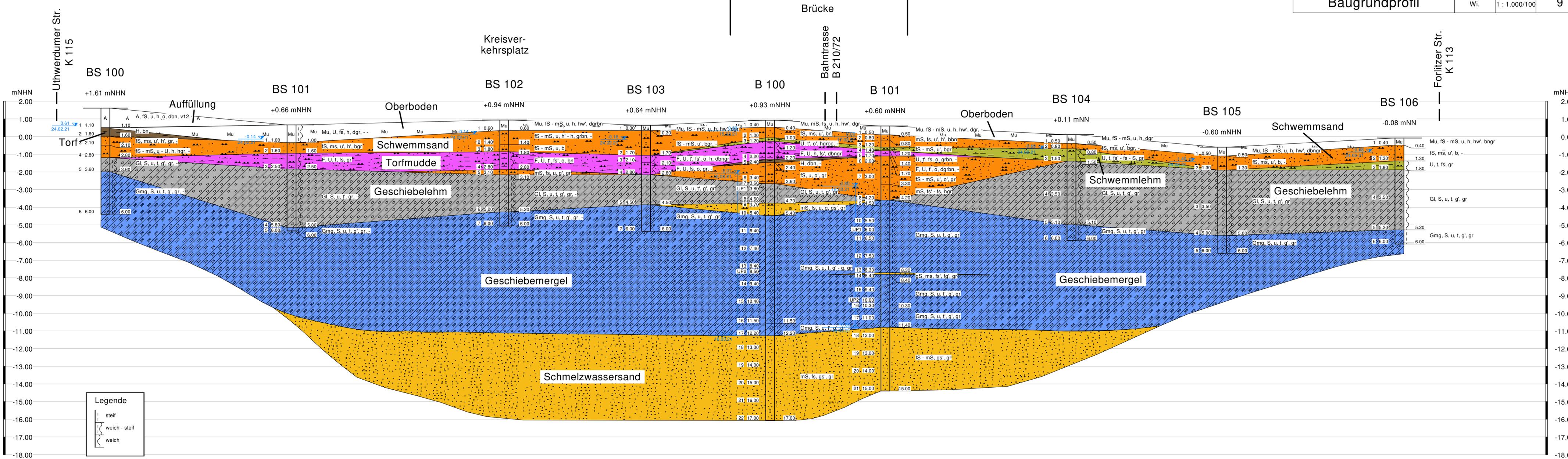
Die Anlage 7 ist in der vorliegenden Fassung nicht enthalten, weil sie ausschließlich auf den konkreten Standort bezogen ist und keine Relevanz für das ROV hat.

Anlagen 8

Chemische Untersuchungen

Boden und Grundwasser

Die Anlage 8 ist in der vorliegenden Fassung nicht enthalten, weil sie ausschließlich auf den konkreten Standort bezogen ist und keine Relevanz für das ROV hat.



Anlagen 10

Setzungsberechnungen

Straßendamm

Die Anlage 10 ist in der vorliegenden Fassung nicht enthalten, weil sie ausschließlich auf den konkreten Standort bezogen ist und keine Relevanz für das ROV hat.