

Geotechnischer Bericht
zum Bauvorhaben
Erschließung Baufeld Kölner Landstraße
in 52428 Jülich-Stetternich
Kanal- und Straßenbau

Aktenzeichen: AZ 22 08 008

Bauvorhaben: Erschließung Baufeld Kölner Landstraße
in 52428 Jülich-Stetternich
Kanal- und Straßenbau

Auftraggeber: Firma
Friesen & Diedrich Stetternich GbR
Kölner Landstraße 271
52351 Düren

Auftrag vom: 31.08.2022 (telefonische Auftragserteilung durch Herrn Hampf)

Bearbeitung: Nils Festag, M.Sc.
Dipl.-Ing. Bernd Harth

Datum: 28.10.2022

Inhaltsverzeichnis

1	Bauvorhaben, örtliche Situation	4
2	Art und Umfang der Baugrunduntersuchung	5
2.1	Felduntersuchungen	5
2.2	Laboruntersuchungen	6
3	Geologische und hydrogeologische Verhältnisse	6
3.1	Erwartete Schichtenfolge	6
3.2	Störzone	9
3.3	Grundwasserverhältnisse	10
3.4	Erbebenzuordnung	10
4	Baugrundaufbau, Klassifizierung und bodenmechanische Beurteilung	10
4.1	Festgestellte Schichtenfolge	10
4.2	Beschreibung und bautechnische Beurteilung der Bodenschichten	11
4.3	Bodenklassifizierung und Bodenkennwerte	13
4.4	Wasserdurchlässigkeit der Bodenschichten	15
4.5	Versickerungsversuche und Versickerungsfähigkeit nach DWA-A 138	16
5	Kontamination	18
6	Hinweise und Empfehlungen zur Bauausführung	19
6.1	Baugrundsituation	19
6.2	Hinweise und Empfehlungen zum Kanalbau	19
6.3	Hinweise und Empfehlungen zum Straßenbau	23
6.4	Orientierende Hinweise zur Gründung des Pflegeheims u. der Wohnhäuser	25
	Einzelfundament (Auswahl/Ablesung aus Anlage 8.1)	28
	Streifenfundament (Auswahl/Ablesung Anlage 8.2)	28
6.5	Sonstige Hinweise und Empfehlungen zum Bau der Gebäude	29
7	Schlussbemerkung, Unterschrift	31

Anlagenverzeichnis

- 1.1 Übersichtslageplan i.M. 1:25.000
- 1.2.1 Lageplan (Auszug DGK5) i.M. 1:2.000
- 1.2.2 Lageplan (Auszug TK 1936 – 1945) i.M. 1:5.000
- 1.2.3 Lageplan – Lage der Erkundungen, ohne Maßstabsangabe
- 1.3 Lageplan (Luftbild) i.M. 1:2.000
- 2 Fotodokumentation örtliche Situation und Feldarbeiten am 19.09.2022
- 3 Bohrprofile/Schichtenverzeichnisse der Rammkernsondierungen RKS 1 – RKS 3 im Maßstab 1:100
- 4 Diagramme der Leichten Rammsondierung DPL 1.1 und der Schweren Rammsondierungen DPH 1.2 – DPH 3 im Maßstab 1:100
- 5 Baugrundschnitt RKS 1 – DPH 1.2 – RKS 2 – DPH 3 – RKS 3, M.d.L = 1:1.000, M.d.H = 1:100
- 6 Messwerttabellen und Auswertung der Versickerungsversuche V1 und V2
- 7 Orientierende Setzungsberechnungen/Setzungsabschätzungen für eine Flächengründung des Pflegeheims sowie eines beispielhaften nicht unterkellerten Wohnhauses
- 8 Orientierende Grundbruch-/Setzungsberechnungen für oberflächennahe Einzel- und Streifenfundamente

Verwendete Unterlagen und Literatur

- [1]: Gestaltungsplan zum Projekt „Stetternich Kölner Landstraße“, Gemarkung Stetternich, Flur 6, Flurstücke 437, 439, 455 und tlw. 153, Maßstab 1:500, VDH Projektmanagement GmbH, Erkelenz, Stand 24.03.2022
- [2]: TIM Online NRW, Internetanwendung der Bezirksregierung Köln, Abruf 10/2022
- [3]: Hydrologische Karte von NRW i.M. 1:25.000/5.000, Blatt 5004 Jülich, Grundriss- und Profilkarte, Landesamt für Wasser- und Abfall Nordrhein-Westfalen, Stand 1987
- [4]: Bodenkarte von Nordrhein-Westfalen i.M. 1:50.000, Blatt L 5104 Düren, Geologisches Landesamt Nordrhein-Westfalen, Stand 1976
- [5]: Geologische Übersichtskarte von Nordrhein-Westfalen i.M. 1:500.000, Geologischer Dienst NRW, Abruf 10/2022
- [6]: Grundbau-Taschenbuch, Teile 1 – 3, 7. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, 2009
- [7]: Köhler, R.: Tiefbauarbeiten für Rohrleitungen, Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, Bau-Fachinformationen GmbH, Köln, 1995

- [8]: Floss, R.: ZTVE - StB 94, Fassung 1997 – Kommentar mit Kompendium Erd- und Felsbau, Kirschbaum-Verlag, Berlin, 2006
- [9]: EAB, Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Baugruben“, Hrsg. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 5. Auflage, 2012, Verlag W. Ernst & Sohn

1 Bauvorhaben, örtliche Situation

Die Firma Friesen & Diedrich Stetternich GbR, Düren, beabsichtigt die Erschließung eines Baugebiets entlang der Kölner Landstraße in 52428 Jülich-Stetternich. Bei der Erschließungsfläche handelt es sich abgesehen von der geplanten südlichen Zuwegung um bislang landwirtschaftlich genutzte Weide-/Freiflächen (siehe Anlagen 1.1 – 1.3 sowie Unterlagen [1] und [2]).

Das Baugebiet lässt sich etwa in drei Bereiche aufteilen: Im Westen (Ecke Kölner Landstraße/Wolfshovener Straße) soll ein Pflegeheim entstehen, im Osten ist die Errichtung von (derzeit) 19 Wohnhäusern zum betreuten/selbstbestimmten Wohnen geplant und in der Mitte ist eine Park mit Freizeitaktivitäten sowie mit Platz für Versickerungsmulden vorgesehen. Im Zuge der Baureifmachung ist von der Wolfshovener Straße aus eine Zufahrt zum Pflegeheim inkl. Parkplätze geplant. Der östliche Bereich für betreutes/selbstbestimmtes Wohnen soll hingegen von Süden aus, also von der Geschwister-Scholl-Straße aus erschlossen werden. Dazu soll eine rund 170 m lange Erschließungsstraße mit einem Wendehammer hergestellt werden, welche zunächst über das Grundstück der ehemaligen Schule an der Geschwister-Scholl-Straße geführt werden muss. Zum Anschluss an die Kosakengasse im Osten ist das Anlegen eines Fußweges vorgesehen (siehe Anlage 1.2.3 sowie die Unterlage [1]).

Die Erschließungsarbeiten umfassen i.W. die üblichen Maßnahmen zum Straßen- und Kanalbau in den für eine Wohnbebauung entsprechenden Tiefen. Detaillierte Angaben oder Entwurfsunterlagen (insbesondere zu den geplanten Sohl-tiefen) liegen uns derzeit allerdings nicht vor. Erfahrungsgemäß kann allerdings von einer Sohl-tiefe von max. 2 – 3 m ausgegangen werden.

Die geotechnik west – Ingenieurbüro Bernd Harth – wurde mit Datum vom 31.08.2022 durch Herrn Hampl beauftragt, ein Baugrundgutachten für die geplante Erschließung (Straßen- und Kanalbau) zu erstellen und die erforderlichen Baugrunduntersuchungen durchzuführen. Hierzu gehören neben der Ausführung von Kleinerkundungen und Versickerungsversuchen sowie der Auswertung und Darstellung der Erkundungsergebnisse auch Hinweise und Empfehlungen für die Bauausführung im Hinblick auf den anstehenden Straßen- und Kanalbau sowie orientierend auch für die Gründung des geplanten Pflegeheims und eines beispielhaften Wohnhauses. Das vorliegende Gutachten ersetzt allerdings keinesfalls objektbezogen zu erstellende Baugrund-/Gründungsgutachten für die geplanten Gebäude.

Die örtlichen Verhältnisse gehen aus dem Luftbild in Anlage 1.3 sowie insbesondere aus der Fotodokumentation in Anlage 2 hervor.

Die Höhenliniendarstellung in Anlage 1.2.1 zeigt innerhalb des geplanten Baugebiets Geländehöhen auf rd. 97,6 mNN (Tiefpunkt an der Wolfshovener Straße in der Südwestecke der Erschließungsfläche) bis > 102,0 mNN (Hochpunkt im Nord(osten) der Erschließungsfläche). Im Bereich der Anbindung der geplanten Zufahrt zum Pflegeheim von der Wolfshovener Straße aus ist nach Anlage 1.2.1 somit eine GOK/FOK auf rd. 97,6 mNN und im Bereich der geplanten Erschließungsstraße zu den Wohnhäusern (von der Geschwister-Scholl-Straße aus) eine GOK/FOK auf rd. 98,0 mNN zu erwarten. Am Ausbauende im Norden des Wohngebiets ist nach Anlage 1.2.1 von einer derzeitigen GOK auf rd. 102,0 mNN auszugehen. Somit dürfte entlang der ca. 170 m langen Erschließungsstraße ein Höhenunterschied von rd. 4 m zu überwinden sein. Im Parkplatzbereich des Pflegeheims ist hingegen von einem Höhenunterschied von rd. 1,5 m zur Wolfshovener Straße auszugehen.

Die Höheneinmessung der Erkundungsansatzpunkte ergab in guter Übereinstimmung zur Anlage 1.2.1 Höhen von 97,63 mNN (RKS 1) bis 101,67 mNN (RKS 3). Als Bezugspunkt wurden drei Kanaldeckel im Umfeld des Baugebiets mit aus einem Bestandsplan bekannten NN-Höhen herangezogen (FP1, FP2 und FP3 Nivellement, siehe Anlage 1.2.3)

2 Art und Umfang der Baugrunduntersuchung

2.1 Felduntersuchungen

Zur Überprüfung der Baugrundsichtung und Tragfähigkeit sowie zur anschließenden Durchführung von Versickerungsversuchen wurden am 19.09.2022 entlang der geplanten Erschließungsstraßen exemplarischen insgesamt 3 Rammkernsondierungen \varnothing 60/50 mm (RKS 1 – RKS 3, Bohrprofile/Schichtenverzeichnisse siehe die Anlagen 3.1 – 3.3) nach DIN 4021 bzw. DIN EN ISO 22475, 1 Sondierung mit der Leichten Rammsonde (DPL 1.1, Sondierdiagramme/Messwerttabellen siehe die Anlage 4.1.1) und 3 Sondierungen mit der Schweren Rammsonde (DPH 1.2 – DPH 3, siehe die Anlagen 4.1.2 – 4.2) bis zum Erreichen der planmäßigen Endteufe von $t = 5,0$ m bzw. zum stagnierenden Bohr-/Sondierfortschritt niedergebracht.

Die ausgeführten Baugrunderkundungen reichen bis in die unter bereits oberflächennah anstehenden Terrassensedimenten folgenden tertiären Ablagerungen in schluffig-toniger bis überwiegend sandiger Ausprägung hinein. Die RKS 1 musste wie auch die DPL 1.1 und die DPH 1.2 vor dem Erreichen der planmäßigen Aufschlusstiefe von 5,0 m unter Flur in Tiefen von 1,0 m (DPL 1.1) bzw. 2,7 (RKS 1) bis 3,9 m (DPH 1.1) aufgrund des stagnierenden Bohr-/Sondierfortschritts abgebrochen werden.

Die Bohr-/Sondierarbeiten wurden von der GEOSERVICE Soltenborn GmbH, Aachen, ausgeführt und von unserem Büro fachtechnisch begleitet. Die Lage der Kleinerkundungen geht aus der Anlage 1.2.3 hervor. Anlage 2 zeigt neben der örtlichen Situation am 19.09.2022 insbesondere auch die Ausführung der Feldarbeiten. Die Erkundungsergebnisse liegen als Anlage 3 in Form der Bohrprofile/Schichtenverzeichnisse (RKS) bzw. als Anlage 4 als Sondierdiagramme (DPL/DPH) bei. Die Anlage 5 zeigt zusätzlich einen diagonal durch das Baugebiet geführten Baugrundschnitt.

Eine erste Ansprache der mit den Rammkernsondierungen aufgeschlossenen Böden sowie eine Beurteilung der Konsistenz bzw. Lagerungsdichte der angetroffenen Lockergesteine erfolgte vor Ort durch den Bohrmeister. Anschließend wurden sämtliche Bodenproben in unser Ingenieurbüro gebracht und einer eingehenden organoleptischen und granulometrischen Begutachtung unterzogen.

Neben der Begleitung der Bohr-/Sondierarbeiten wurden durch unsere Büro in den Bohrlöchern der RKS 2 und RKS 3 auch zwei in-situ Versickerungsversuche zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit durchgeführt (siehe auch die Bilder 9 + 10 in Anlage 2 sowie die Messwertaufschriebe/Auswertungen in Anlage 6)

Art und Umfang der Baugrunduntersuchung wurde in Abhängigkeit der Fragestellung festgelegt. Die Lage der Erkundungsansatzpunkte haben wir aus der Straßenplanung gem. Unterlage [1] abgegriffen und mittels Mess-/Laufgrad in die Örtlichkeit übertragen (Einmessen der Erkundungsansatzpunkte). Die Höheneinmessung der Erkundungsansatzpunkte erfolgte, wie zuvor bereits erwähnt, unter Verwendung dreier Kanaldeckel im nahen Umfeld des Baugebietes mit aus einem vorliegenden Bestandsplan bekannter NN-Höhe (siehe Anlage 1.2.3).

2.2 Laboruntersuchungen

Bodenmechanische Laborversuche

Im Rahmen des vorliegenden Gutachtens wurde auf die Durchführung von bodenmechanischen Laborversuchen verzichtet.

Chemische Laborversuche

Auf die Durchführung chemischer Laborversuche wurde im Rahmen der aktuellen Untersuchungen verzichtet. Sofern chemische oder bodenmechanische Laboruntersuchungen gewünscht werden, bitten wir um Nachricht. Diese können jederzeit an den entnommenen und in unserem Probenlager für mindestens 6 Monate eingelagerten Rückstellproben (Auflistung siehe die Bohrprofile/Schichtenverzeichnisse in Anlage 3) veranlasst werden.

3 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

3.1 Erwartete Schichtenfolge

Die Hydrologische Grundrisskarte von NRW, Blatt 5004 Jülich, zeigt den in Höhe des Grundwasserspiegels im Baufeldbereich zu erwartenden Baugrund (Ausschnitt siehe Abbildung 1). Danach dürfte ein zusammenhängender Grundwasserspiegel im vorliegenden Fall erst innerhalb der (tieferen) pliozänen (tertiären) Kieseloolithschichten (P) ausgebildet sein. Der oberflächennahe Baugrund ist in den baurelevanten Tiefen (grund)wasserfrei. Grundwasserganglinien sind in der Grundrisskarte im Untersuchungsgebiet allerdings nicht dargestellt. Nach der Darstellung in der Hydrologischen Grundrisskarte liegt der Untersuchungsbereich wenige hundert Meter nördlich des sogenannten Rurrand-Sprungs und somit auf der Erft-Scholle.

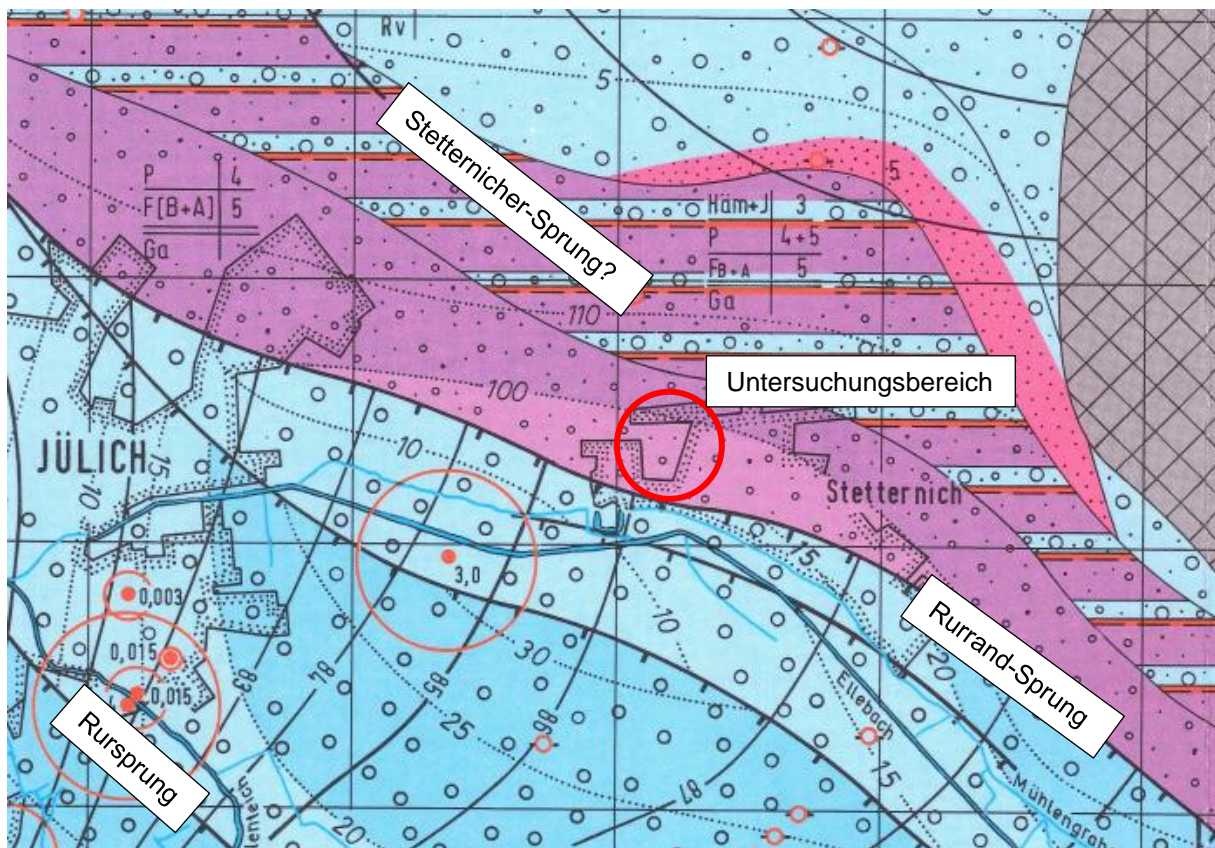


Abb. 1: Ausschnitt aus der Hydrologischen Karte von NRW, Blatt 5004 Jülich, Grundrisskarte

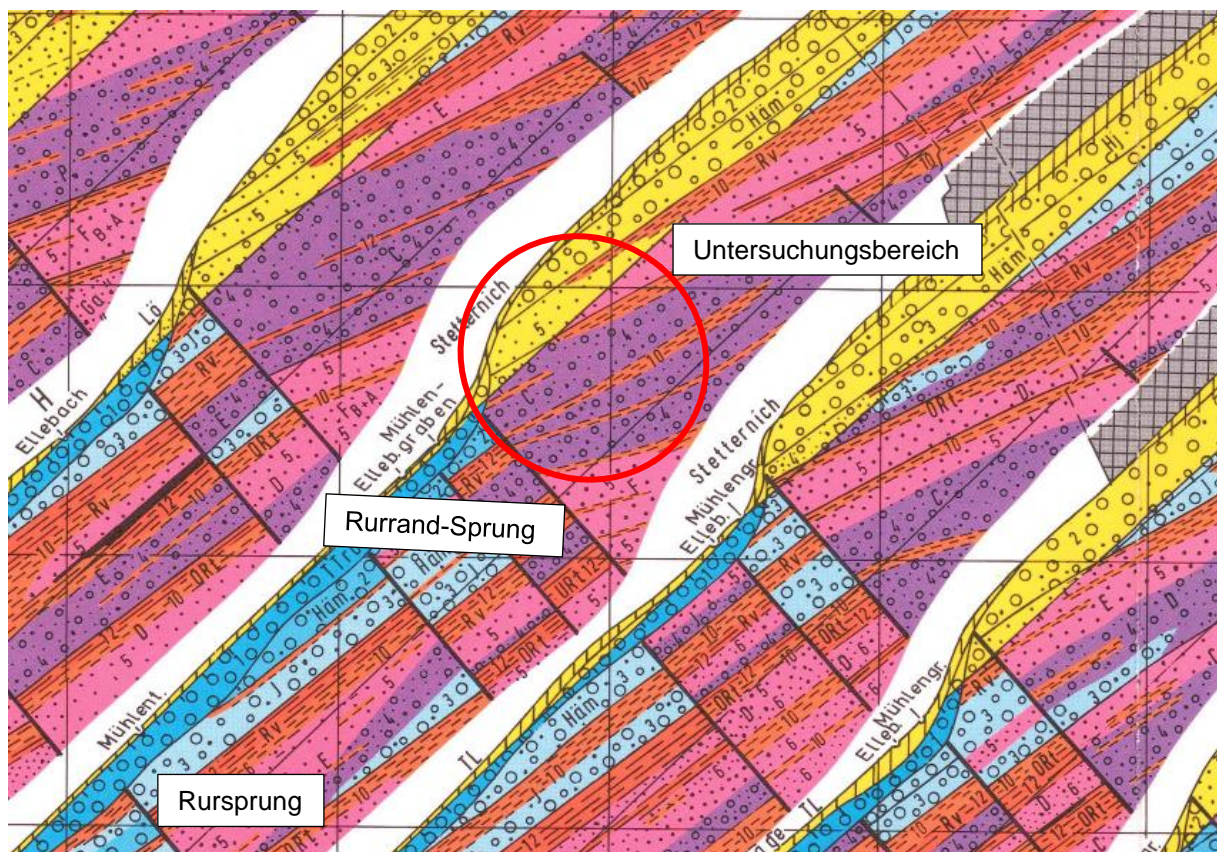


Abb. 2: Ausschnitt aus der Hydrologischen Karte von NRW, Blatt 5004, Jülich, Profilkarte

Abbildung 2 zeigt einen Ausschnitt aus der zugehörigen Hydrologischen Profilkarte. Danach dürfte im Baubereich unter allenfalls geringmächtigen Decklehmen die Ältere Hauptterrasse der Maas (Häm) mit zum Hang hin abnehmender Mächtigkeit anstehen. Die Terrassensedimente werden von tertiären Wechselfolgen aus Kieseloolithschichten (E/D/C = Pliozän) und Reuverton (Rv) unterlagert, welche wiederum von miozänen Fischbachschichten (F[B+A]) abgelöst werden. Der Grundwasserspiegel ist nach der Profilkarte erst in rd. 10 – 15 m u. GOK ausgebildet und damit für das aktuelle Baugebiet ohne Belang.

Die Bodenkarte von NRW, Blatt L 5104 Düren (Ausschnitt siehe Abbildung 3, bzw. Unterlage [4]), beschreibt detailliert den oberflächennahen Baugrund bis in eine Tiefe von rd. 2 m. Sie weist für das Baufeld an der Geländeoberfläche bei ungestörten Verhältnissen Böden der Gruppen L35, B7 und K3 aus. Hierbei handelt es sich im Allgemeinen um (natürlich umgelagerte und stellenweise lückenhafte) Decklehme aus Lösslehm und Löss über Sand und Kies der Haupt- oder Mittelterrasse über tertiärem Sand oder Tertiärton. Die Mächtigkeit der Decklehme variiert zwischen 5 – 10 dm (L35) und 13 – > 20 dm (K3), sie können zwischen Oberboden und Terrassensedimenten aber auch fehlen. Die Terrassensedimente setzen sich laut Bodenkarte überwiegend aus sandigen Kiesen und die tertiären Böden aus Sand oder Ton zusammen.

Die Bodenkarte weist für die Böden i.d.R. eine mittlere Wasserdurchlässigkeit ($k_f = 16 - 40$ cm/Tag) aus und gibt Hinweise auf eine überwiegend schwache Stau/Hangnässe in 0 – 8 dm Tiefe.

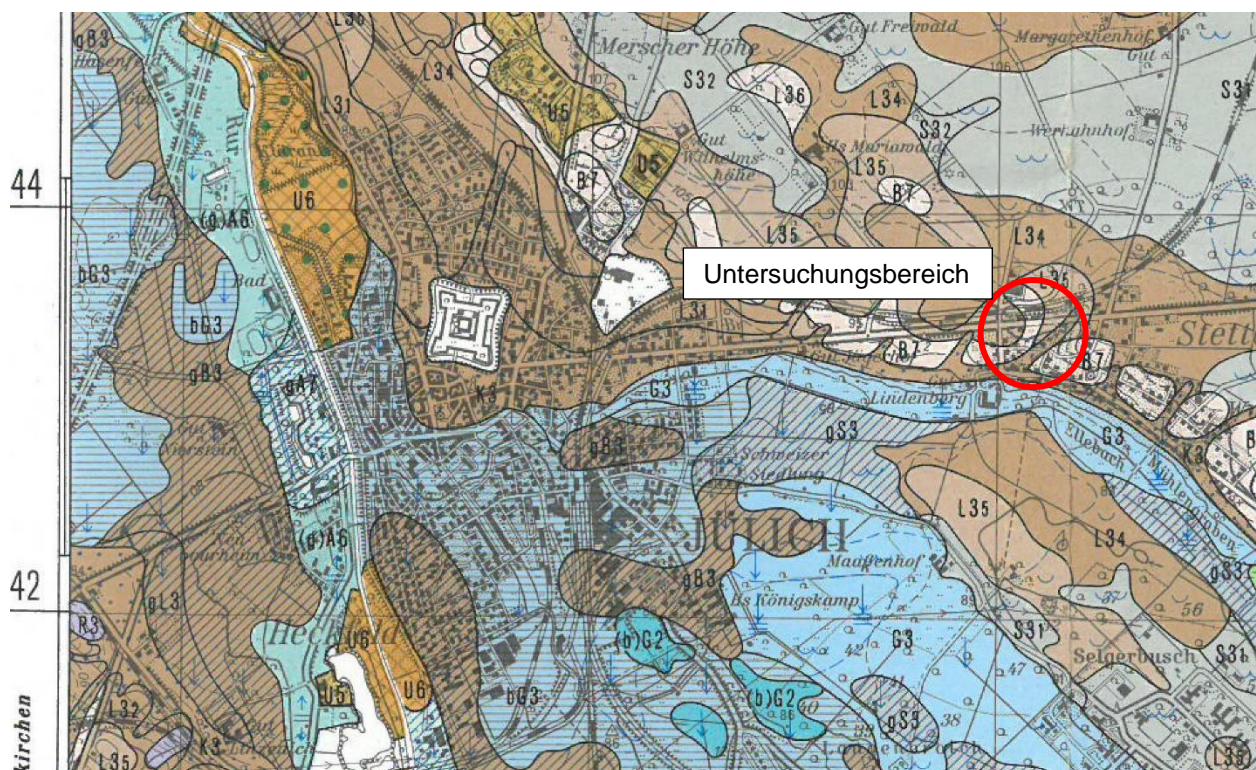


Abb. 3: Auszug aus der Bodenkarte von NRW, Blatt L 5104 Düren

3.2 Störzone

Im vorliegenden Gestaltungsplan wird auf eine tektonische Störzone hingewiesen, die das Baugebiet etwa mittig und in nordwestlich-südöstlichem Verlauf schneidet. Dieser Bereich wird von Bebauung freigehalten (siehe auch die Darstellung in Anlage 1.2.3 und Unterlage [1]).

Nach der in Abschnitt 3.1 erfolgten Kartenrecherche sowie gemäß der Geologischen Übersichtskarte von NRW (siehe Ausschnitt in Abbildung 4 bzw. Unterlage [5]) verläuft der Rurrand-Sprung etwa am Fuß des markanten Schichtenversatzes im Bereich des Mühlengrabens und damit > 200 m südwestlich des Baubereichs. Ob es sich bei der im Gestaltungsplan gekennzeichneten Störzone um eine untergeordnete Nebenverwerfung des Rurrand-Sprungs oder um den sogenannten Stetternicher Sprung (siehe auch Abbildung 1) handelt, ist auf Grundlage der vorliegenden Kartenwerke nicht eindeutig zu beurteilen. Für weitere Informationen empfehlen wir eine Auskunft bei den zuständigen Fachbehörden wie z.B. dem Geologischen Dienst, dem Erftverband oder der RWE Power AG einzuholen.

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass belastbare Aussagen zu tektonischen und/oder bergschadenstechnischen Gesichtspunkten nicht Inhalt des vorliegenden Gutachtens sind. Solche Aussagen sind uns zudem auf der Grundlage der Kleinerkundungen sowie der uns vorliegenden Unterlagen nicht möglich.

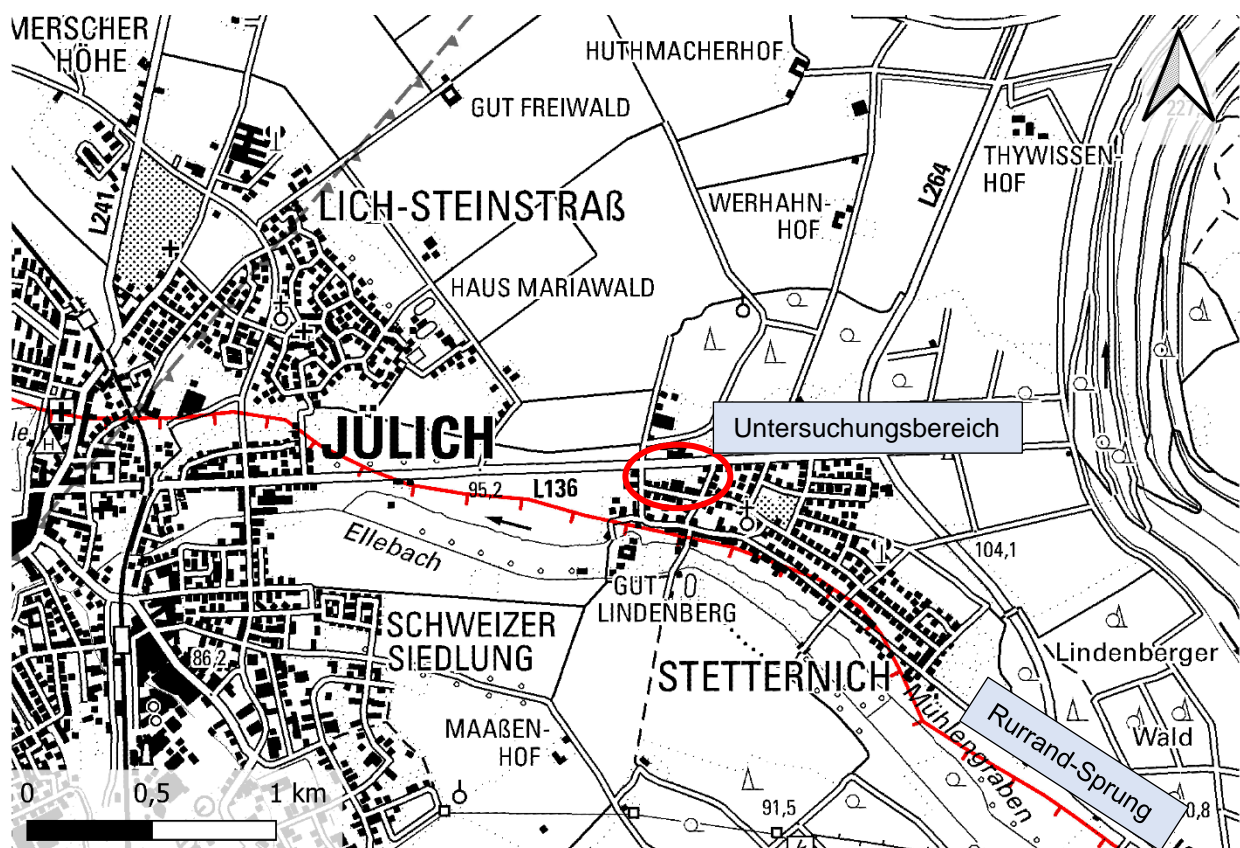


Abb. 4: Auszug aus der Geologischen Übersichtskarte von Nordrhein-Westfalen. © Geowissenschaftliche Daten: IS GÜK 500 @ Geologischer Dienst NRW, 2022.

3.3 Grundwasserverhältnisse

Ein zusammenhängender Grundwasserspiegel ist gemäß Hydrologischer Profilkarte erst rd. 10 – 15 m unter Flur zu erwarten und damit für die Baumaßnahmen nicht relevant. Auch nach einem möglichen Wiederanstieg des Grundwasserspiegels nach Beendigung der Sümpfungsmaßnahmen für die nahegelegenen Tagebaue dürfte (bezogen auf die aktuelle Baumaßnahme) ein ausreichend großer Flurabstand verbleiben.

Im Rahmen der Feldarbeiten wurden unter bereichsweise feuchtem Oberboden maximal erdfeuchte Lockergesteine angetroffen. Im Zuge der Lichtlotmessung nach dem Ziehen des Gestänges bzw. vor dem Beginn der Versickerungsversuche wurde erwartungsgemäß kein Wasserspiegel in den abgeteuften Bohr- und Sondierlöchern festgestellt.

Untergeordnete Sicker-/Schichtenwasserzutritte können allerdings insbesondere in Nasszeiten nicht mit letzter Sicherheit ausgeschlossen werden (siehe auch den Hinweis in der Bodenkarte). Dem Kanalgraben infolge von Staunässe o.dgl. ggf. zusickernde Wassermengen dürften allerdings sehr gering sein (temporäres Ausbluten von Sicker-/Schichtenwasser). Eine Beeinträchtigung der Baumaßnahme durch Grundwasser ist nach derzeitigem Kenntnisstand nicht zu besorgen.

Bei den lokal oberflächennah angetroffenen Lehmböden, den bindigen Auffüllungen, ggf. gemischtkörnigen Terrassensedimenten sowie den tertiären Schluff-Ton-Gemischen handelt es sich um einen witterungsempfindlichen Baugrund, der bei Vernässung und gleichzeitiger dynamischer Beanspruchung mit einer starken Konsistenzänderung („Aufweichen“) reagiert.

3.4 Erbebenzuordnung

Entsprechend DIN 4149:2005 ist das Baufeld aufgrund der Zugehörigkeit zur Gemarkung Stetternich in die Erdbebenzone 3 und die Untergrundklasse S einzuordnen. Eine Gründung in der überwiegend grobkörnig geprägten Terrassensedimenten entspricht der Baugrundklasse B (grobkörnige Lockergesteine). Für eine Gründung in den Decklehmen oder den Tertiärtonen/-schluffen ist die Baugrundklasse C (feinkörnige Lockergesteine) anzunehmen.

4 Baugrundaufbau, Klassifizierung und bodenmechanische Beurteilung

4.1 Festgestellte Schichtenfolge

Der erkundete baurelevante Untergrund lässt sich stratigraphisch wie folgt untergliedern:

- Oberboden (z.T. umgelagert)
- bindige Auffüllungen (bereichsweise)
- Decklehme (bereichsweise)
- Terrassensedimente (Quartär)
- Sande oder Ton-Schluff-Gemische (Tertiär)

Die aktuell angetroffenen Schichtglieder und Schichttiefen sind zusammen mit Angaben zur GOK in Tabelle 1 zusammengestellt. An diese Stelle sei erwähnt, dass der Übergang von quartären zu tertiären Sanden erfahrungsgemäß oft unscharf ausgebildet ist. Die in Tabelle 1 angegebenen Schichtgrenzen können daher mit Unsicherheiten behaftet sein. Dies gilt insbesondere für die Interpretation der Schichtgrenzen aus den Rammdiagrammen.

Aufschluss Nr.	GOK [m NN]	Oberboden [m u. GOK]	bindige Auffüllungen [m u. GOK]	Decklehm [m u. GOK]	Terrasse [m u. GOK]	Tertiär [m u. GOK]
RKS 1	97,63	0,00 – 0,50	0,5 – 1,0	n.a.	1,0 – 1,8	1,8 – 2,7*
RKS 2	99,85	0,00 – 0,30	n.a.	n.a.	0,3 – 2,3	2,3 – 5,0*
RKS 3	101,67	0,00 – 0,35	n.a.	0,35 – 0,8	0,8 – 2,4	2,4 – 5,0*
DPL 1.1**	99,42	0,00 – 0,30	0,3 – 0,6?	n.a.	0,6 – 1,0*	n.a.
DPH 1.2**	99,42	0,00 – 0,30	0,3 – 0,6?	n.a.	0,6 – 1,3	1,3 – 3,9*
DPH 2**	101,23	0,00 – 0,40	n.a.	0,4 – 0,8	0,8 – 3,2	3,2 – 3,9*
DPH 3**	98,68	0,00 – 0,20	n.a.	0,2 – 0,5	0,5 – 3,0	3,0 – 5,0*

n.a. nicht aufgeschlossen

* Endtiefe Bohrung/Sondierung

** Schichtgrenzen aus den Rammdiagrammen interpretiert!

Tabelle 1: aufgeschlossene Schichtglieder und Schichttiefen (RKS und DPL/DPH)

4.2 Beschreibung und bautechnische Beurteilung der Bodenschichten

Nachfolgend werden der Aufbau und die Zusammensetzung der angetroffenen Bodenschichten kurz beschrieben und deren bautechnische Eignung beurteilt. Die Untergrundverhältnisse sind im Baugrundschnitt in Anlage 5 dargestellt. Zur detaillierten Beschreibung der erbohrten Böden (u.a. Zusammensetzung, Farbe, Konsistenz, Feuchte, Bohrwiderstand) wird auf die Bohrprofile/Schichtenverzeichnisse in der Anlage 3 verwiesen.

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass zur Erkundung des Untergrundes und zur Gewinnung von Bodenproben neben den Rammsondierungen vereinbarungsgemäß ausschließlich kleinkalibrige Rammkernsondierungen verwendet wurden. Diese haben aufgrund ihres vergleichsweise kleinen Bohrdurchmessers den Nachteil, dass in grobkörnigen Böden (z.B. Terrassenschottern) das Größtkorn u.U. nicht mitgefördert wird, d.h. die Kornverteilung wird ggf. nicht genau wiedergegeben.

In der Rammkernsondierung RKS 1 wurden unter bis $t = 0,5$ m reichendem Oberboden (schwach humose, feinsandige, schwach kiesige, Schluffe) bindige Auffüllungen (halbfeste, feinsandige, schwach kiesige Schluffe) erbohrt. Ab einer Tiefe von $t = 1,0$ m werden die Auffüllungen von quartären Terrassensedimenten (schluffige, schwach sandige, schwach tonige Kiese) abgelöst, die ab $t = 1,8$ m wiederum von tertiären Sedimenten (hier: schwach kiesige, schwach sandige Schluff-Ton-Gemische) unterlagert werden. Die RKS 1 musste in einer Tiefe von 2,7 m bei stagnierendem Bohrfortschritt abgebrochen werden.

In der Rammkernsondierung RKS 2 wurden unter bis $t = 0,3$ m reichendem Oberboden (schwach humose, feinsandige, schwach kiesige Schluffe) unmittelbar quartäre Terrassensedimente (schluffiger, schwach sandiger, schwach toniger Kies) erbohrt. Die Terrassensedimente werden ab $t = 2,3$ m wiederum von tertiären Sedimenten (hier: schwach kiesige bis kiesige Sande) unterlagert. Die RKS 2 konnte bis zur planmäßigen Endteufe von 5,0 m niedergebracht werden.

In der Rammkernsondierung RKS 3 wurden unter bis $t = 0,35$ m reichendem Oberboden (schwach humose, feinsandige bis stark feinsandige, schwach kiesige Schluffe) gewachsene Decklehme (halbfeste, feinsandige, schwach kiesige Schluffe) erbohrt. Ab einer Tiefe von $t = 0,8$ m werden die Auffüllungen von quartären Terrassensedimenten (sandige, schwach schluffig-tonige Kiese) abgelöst, die wiederum von tertiären Sedimenten (hier: lokal schwach kiesige und schwach schluffig-tonige Feinsande) unterlagert werden. Die RKS 3 konnte ebenfalls bis zur planmäßigen Endteufe von 5,0 m niedergebracht werden.

Der Oberboden und die bindigen Auffüllungen war „mittelschwer“, die übrigen Lockergesteine i.d.R. „mittelschwer bis schwer“ zu bohren. Die Terrassensedimente und Tertiärsande in der RKS 3 waren nach Beurteilung des Bohrmeisters sogar „schwer zu bohren“.

Die Rammsondierungen deuten bereits unmittelbar unter dem Oberboden auf eine halbfeste Konsistenz bzw. eine mindestens mitteldichte Lagerung und damit für übliche Bauvorhaben ausreichend gute Tragfähigkeit der Lockergesteine hin. Da die DPL 1.1 in einer Tiefe von lediglich 1,0 m bei stagnierendem Rammfortschritt innerhalb der Terrassensedimente abgebrochen werden musste, wurde wenige Dezimeter versetzt ein Neuansatz als DPH 1.2 ausgeführt. Die weiteren Rammsondierungen wurden daher von vornherein als Schwere Rammsondierungen DPH 2 und DPH 3 ausgeführt. Die mit der Tiefe variierenden Schlagzahlen aller DPH bestätigen die bereits mit den Rammkernsondierungen festgestellte wechselnde Ausbildung der quartären/tertiären Sedimente sowie insbesondere die für Gründungsaufgaben ausreichend gute Tragfähigkeit aller Schichten (Ausnahme: Oberboden).

Zum Vergleich: Bei Sondierungen mit der Schweren Rammsonde DPH (Spitzenquerschnitt 15 cm^2 , Fallgewicht 50 kg) gilt bei Lehmböden nach Placzek eine steife Konsistenz und damit für übliche Bauaufgaben ausreichende Tragfähigkeit als nachgewiesen, wenn Schlagzahlen $N_{10} \text{ (DPH)} = 5 - 9$ Schläge je 10 cm Eindringtiefe erreicht werden. Bei überwiegend grobkörnigen Lockergesteinen wird eine mitteldichte / dichte Lagerung (oberhalb des Grundwasserspiegels) i.d.R. bei $N_{10} \text{ (DPH)} = 4 - 13 / 13 - 24$ Schläge je 10 cm Eindringtiefe bestätigt. Bei gemischtkörnigen Böden kann eine mindestens steife Konsistenz bzw. mitteldichte Lagerung nach Literaturangaben bei $N_{10} \text{ (DPH)} > 6$ Schläge je 10 cm Eindringtiefe angenommen werden. Bei Sondierungen mit der Leichten Rammsonde DPL (Spitzenquerschnitt 10 cm^2 , Fallgewicht 10 kg) gilt bei Lehmböden hingegen eine steife Konsistenz als nachgewiesen, wenn Schlagzahlen $N_{10} \text{ (DPL)} = 10 - 17$ Schläge je 10 cm Eindringtiefe erreicht werden (siehe u.a. Placzek, D.: Vergleichende Untersuchungen beim Einsatz statischer und dynamischer Sonden, Geotechnik, Nr. 2, Seite 68 – 75, 1985).

Es sei allerdings angemerkt, dass die Konsistenz bindiger Böden auf der Grundlage von Sondierungen mit der Schweren Rammsonde DPH aufgrund des sehr hohen Fallgewichts im dynamischen Prüfverfahren i.d.R. unterschätzt wird.

Die Decklehme und bindigen Auffüllungen sind, wie zuvor bereits erwähnt, nach den vorliegenden Erkundungsergebnissen bereits als ausreichend gut, die ab $t = 0,3 - 1,0$ m unter Flur erbohrten Terrassensedimente als gut tragfähiger Baugrund zu bewerten. Auch die tertiären Sedimente sind sowohl in der schluffig-tonigen Ausprägung, als auch in Form von (Fein)sand gut tragfähig.

Der Oberboden ist in den zu überbauenden Bereichen grundsätzlich abzuschleifen und einer geeigneten Verwertung zuzuführen. Bautechnisch gesehen ist der Oberboden ohne Relevanz.

Die Decklehme und lehmigen Auffüllungen sind zum Wiedereinbau (Rückverfüllung von Baugruben und Leitungsgräben etc.) aufgrund ihrer i.d.R. unzureichenden Verdichtbarkeit ohne zusätzliche Maßnahmen u.E. nicht geeignet. Bei den Lehmböden handelt es sich zudem um einen wasser- und strukturempfindlichen Baugrund, der bei höherer Feuchte/Vernässung und gleichzeitiger dynamischer Beanspruchung schnell zum Aufweichen neigt. Abseits technischer Bauwerke kann ggf. bei trockener Witterung über einen Wiedereinbau im Rahmen einer Geländemodellierung nachgedacht werden. Überschussmassen sind u.E. abzufahren.

Aushub aus den Terrassensedimenten sowie den sandig geprägten Tertiärböden dürften für einen Wiedereinbau (Rückverfüllung von Baugruben und Leitungsgräben) ohne zusätzliche Maßnahmen i.d.R. ausreichend gut geeignet sein. Bei zu hohem Feinkornanteil sind auch diese Böden weniger gut bearbeitbar und ggf. abzufahren. Feinsande können bei Wassersättigung zudem zum Ausfließen neigen. Tertiärtone/-schluffe sind i.d.R. unzureichend verdichtungsfähig und daher u.E. nicht ausreichend gut wiedereinbaubar.

4.3 Bodenklassifizierung und Bodenkennwerte

Die in Tabelle 2 dargestellte Klassifikation der angetroffenen Baugrundsichten erfolgte wie bislang üblich nach DIN 18196:2011-05, DIN 18300:2012-09 und DIN 18301:2012-09, sowie nach ZTVE und ZTVA-StB. Wir möchten allerdings darauf hinweisen, dass DIN 18300:2012-09 und DIN 18301:2012-09 mit dem Erscheinen der Normen DIN 18300:2015-08 und DIN 18301:2015-08 im August 2015 zurückgezogen wurden, und Ausschreibungen nunmehr nach dem Konzept der „Homogenbereiche“ erfolgen sollen. Aussagen nach dem Konzept der Homogenbereiche sind vereinbarungsgemäß nicht Inhalt des vorliegenden Gutachtens und u.E. auch entbehrlich.

Die bodenmechanischen Kennwerte der Tabelle 3 wurden auf der Grundlage der Feld- und Laboruntersuchungen sowie unter Berücksichtigung von Erfahrungswerten und Literaturangaben festgelegt. Es wird darauf hingewiesen, dass es sich hierbei nicht um feste Größen im Sinne von Materialkonstanten handelt, sondern um bereichsweise variierende Werte, die auch von der Art und Dauer der Beanspruchung abhängen.

Bodenschichten	Klassifizierung				
	Bodengruppen nach DIN 18196	Bodenklassen nach DIN 18300	Bodenklassen nach DIN 18301	Frostempfindlichkeit nach ZTVE-StB 09	Verdichtbarkeitsklassen nach ZTVA-StB 97
Oberboden	[OH]	1	BB 2, BB 3	F3	V3
bindige Auffüllungen	UL, UM, TL, TM, (GU*, SU*)	4	BB 2, BB 3 (BN 2)	F3	V3 (V2)
Decklehm	UL, UM, TL, TM	4	BB 2, BB 3	F3	V3
Terrasse	GW, GI, GU, SW, SE, SU, (GU*, SU*)	3 (4)	BN 1 (BN 2)	F1, F2 (F3)	V1 (V2)
Tertiär	Tone/Schluffe UM, UA, TL, TM, TA	4, 5	BB 2, BB 3	F3	V3
Sande	SW, SE, SU, SU*	3, 4	BN 1, BN 2	F1 – F3	V1, V2

Tabelle 2: Zusammenstellung der Bodenklassifizierungen

Bodenschichten	Charakteristische Werte der bodenmechanischen Kenngrößen				
	Wichte γ_k [kN/m ³]	Wichte unter Auftrieb γ'_k [kN/m ³]	Reibungswinkel φ'_k [°]	Kohäsion c'_k [kN/m ²]	Steifemodul $E_{s,k} = f(\sigma)$ [MN/m ²]
Oberboden	18,0 (im Mittel)	9,5 (im Mittel)	Ersatzreibungswinkel $\varphi'' = 25 - 30$	-	-
bindige Auffüllungen	19,5 (im Mittel)	9,5 (im Mittel)	27,5 (im Mittel)	2 – 4	8 – 10 steif 10 – 15 steif bis halbfest
Decklehm	19,5 (im Mittel)	9,5 (im Mittel)	27,5 (im Mittel)	2 – 4	8 – 10 steif 10 – 15 steif bis halbfest
Terrasse	20,5 (im Mittel)	11 (im Mittel)	35 (im Mittel)	0 – 2	40 - 80 mitteldicht bis dicht
Tertiär	Tone/Schluffe 20 (im Mittel)	10 (im Mittel)	25 (im Mittel)	5 – 15	10 – 20 halbfest
Sande	19,5 (im Mittel)	10 (im Mittel)	32,5 (im Mittel)	0 – 2	40 – 80 mitteldicht bis dicht

Tabelle 3: Zusammenstellung der charakteristischen Werte der bodenm. Kenngrößen

4.4 Wasserdurchlässigkeit der Bodenschichten

Die Beurteilung der Durchlässigkeit der angetroffenen Bodenschichten erfolgt in einem ersten Schritt auf der Grundlage der während der Aufschlussarbeiten gewonnenen Erkenntnisse sowie unter Berücksichtigung von Erfahrungswerten und den vorliegenden Unterlagen zur Hydrogeologie. Die Auswertung der in-situ-Versickerungsversuche V1 und V2 sowie die Angabe des Bemessungs- k_f -Werts nach DWA-A 138 erfolgt im Abschnitt 4.5.

Oberboden und Auffüllungen

Die Durchlässigkeit von Oberboden und Auffüllungen im Allgemeinen ist abhängig vom Aufbau, der Zusammensetzung und der Kornverteilung der Böden. Hier sind Bandbreiten von $k_f = 1 \times 10^{-3}$ m/s (nichtbindige Füllböden) bis $k_f = 5 \times 10^{-8}$ m/s (umgelagerte Lehmböden) möglich, bei erheblichen Schwankungen in vertikaler und horizontaler Richtung. Der Oberboden weist i.a. eine höhere Durchlässigkeit als die gewachsenen Lehmböden auf.

gewachsene Decklehme

Die im Baufeld bereichsweise an der Geländeoberfläche anstehenden Lehmböden sind nach der Bodenkarte von NRW, als Böden mit i.d.R. mittlerer Wasserdurchlässigkeit einzustufen. Die Bodenkarte gibt für eine mittlere Wasserdurchlässigkeit einen Wasserdurchlässigkeitsbeiwert von $k_f = 16 - 40$ cm/Tag. Dies entspricht in etwa einer Größenordnung von $k_f = 2 \times 10^{-6} - 5 \times 10^{-6}$ m/s. Erfahrungsgemäß variiert der Durchlässigkeitsbeiwert der Decklehme in Abhängigkeit des Tonanteils zwischen ca. $k_f = 1 \times 10^{-8}$ m/s und ca. $k_f = 1 \times 10^{-6}$ m/s. Innerhalb von (stark) sandigen Lehmen ist, zumindest örtlich, von einer erhöhten Wasserwegsamkeit auszugehen. Bei hohen Tonanteilen können auch Durchlässigkeiten $k_f < 1 \times 10^{-8}$ m/s auftreten.

Terrassenablagerungen

Die Terrassenablagerungen sind i.d.R. als durchlässiger bis stark durchlässiger Boden zu bewerten. Die Hydrologische Karte weist für die Terrassensedimente Durchlässigkeitsbeiwerte von $k_f = 5 \times 10^{-4}$ m/s bis $k_f = 1 \times 10^{-3}$ m/s aus.

Erfahrungsgemäß ist die Durchlässigkeit der Terrasse durch wechselnde Verlehmung (wie aktuell auch festgestellt) oder unterschiedliche Sedimentationsrhythmen aber oft deutlich vermindert. Unabhängig von der Kornverteilung sind zudem die vorhandene Lagerungsdichte und damit der für eine Wasserbewegung wirksame Porenraum ein weiterer bedeutender Einflussfaktor. So können dicht bis sehr dicht gelagerte Terrassensedimente selbst bei günstiger Kornverteilungskurve aufgrund des deutlich reduzierten Porenraums erfahrungsgemäß erheblich geringe Wasserdurchlässigkeiten als gem. Hydrologischer Karte aufweisen.

Zumindest bereichsweise in der Terrasse vorhandene feinkornreichere Partien dürften eine nur geringe Wasserdurchlässigkeit vergleichbar zu den Decklehmen aufweisen. Für schwach verlehnte Terrassenablagerungen mit überwiegendem Sand- und Kiesanteil kann in erster Näherung **bei max. mitteldichter Lagerung** ein Durchlässigkeitsbeiwert von $k_f = 1 - \times 10^{-5}$ m/s angenommen werden. Feinkornfreie Kies-Sand-Gemische weisen **bei mitteldichter Lagerung** erfahrungsgemäß Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte von ca. $k_f = 1 \times 10^{-3}$ bis 1×10^{-4} m/s auf. Erst in grobklastischen Terrassenschottern mit geringem Sand- und Feinkornanteil und hohem Porenvolumen sind Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte $k_f > 1 \times 10^{-3}$ m/s zu erwarten.

Tertiär

Die Hydrologische Karte weist für Tertiärsande Durchlässigkeitsbeiwerte von $k_f = 5 - 10 \times 10^{-5}$ m/s aus.

Allerdings schwankt die Durchlässigkeit der tertiären Schichten sehr stark in Abhängigkeit der Kornverteilung bzw. Faziesausbildung. Während die **tertiären Tone/Schluffe** wasserstauende Eigenschaften aufweisen, dürfte die Durchlässigkeit der tertiären Sande neben der Lagerungsdichte auch vom Verlehmungsgrad bestimmt werden. Für **feinkornarme Tertiärsande** kann bei max. mitteldichter Lagerung erfahrungsgemäß ein Wasserdurchlässigkeitsbeiwert von $k_f = 1 - 10 \times 10^{-5}$ m/s angenommen werden. Mit zunehmendem Feinkornanteil wird die Durchlässigkeit wie auch bei dichter Lagerung allerdings deutlich sinken. So dürften **tertiäre Sand-Schluff-Gemische** allenfalls eine Wasserdurchlässigkeit in der Größenordnung von $k_f = 1 \times 10^{-6}$ m/s oder geringer aufweisen.

4.5 Versickerungsversuche und Versickerungsfähigkeit nach DWA-A 138

Zur in-situ-Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit der unter den Decklehmen oder bindigen Auffüllungen folgenden Terrassensedimenten bzw. Tertiärsande haben wir in den Bohrlöchern der Rammkernsondierungen RKS 2 und RKS 3 je einen Versickerungsversuch nach USBR ausgeführt. Hierzu wurden die (temporär mittels 1"-Filterrohr schutzverrohrten) Bohrlöcher mit Wasser befüllt. Anschließend wurde das Absinken der Wassersäule im jeweiligen Bohrloch nach bestimmten Versuchszeiten mittels Lichtlot als Abstichmaß ermittelt und notiert (siehe den Messwertaufschrieb in der Anlage 6). Die Anlage 6 zeigt neben den Messwertaufschrieben auch die Auswertung der instationären Zustände gem. Taschenbuch für den Tunnelbau 1994, 18. Jahrgang (Abschnitt 4.2).

Es handelt sich um einen sogenannten Auffüllversuch nach dem Prinzip der Bohrlochversickerung (= Wasseraufnahme über die Bohrlochsohle und die wasserbenetzte Bohrlochwandung im durchlässigen Horizont mit veränderlicher Druckhöhe).

Für den wasserbenetzten und versickerungswirksamen Testabschnitt in der RKS 2 (= wasserbenetzte Bohrlochstrecke unterhalb des Oberbodens) ergibt sich aus den ermittelten Absinkraten ein Wasserdurchlässigkeitsbeiwert von im Mittel $k_f = 4,27 \times 10^{-6}$ m/s (**Versickerungsversuch V1/RKS 2**, siehe Anlage 6). Für den Testabschnitt in der RKS 3 ergibt sich hingegen ein Wasserdurchlässigkeitsbeiwert von im Mittel $k_f = 1,10 \times 10^{-6}$ m/s (**Versickerungsversuch V2/RKS 3**, siehe Anlage 6)

Nach DIN 18130 ist der überprüfte Horizont (= quartäre Terrassensedimente und Tertiärsande) damit als „durchlässig“ ($k_f = 1 \times 10^{-4}$ m/s bis 1×10^{-6} m/s) einzustufen.

Versickerungsfähigkeit nach DWA-A 138

Die Versickerung von Niederschlagswasser setzt einen durchlässigen Untergrund und einen ausreichenden Abstand zur Grundwasseroberfläche voraus. Der Untergrund muss die anfallenden Sickerwassermengen aufnehmen können. Die Versickerung kann direkt erfolgen oder das Wasser kann über ein ausreichend dimensioniertes Speichervolumen durch eine

Sickeranlage mit verzögerter Versickerung (in Trockenperioden) dem Untergrund zugeführt werden.

Nach DWA-A 138 (April 2005) sollte der Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens, in dem die Versickerung stattfindet, zwischen $k_f = 1,0 \times 10^{-3}$ m/s und $k_f = 1,0 \times 10^{-6}$ m/s liegen. Die Mächtigkeit des Sickerraumes sollte, bezogen auf den mittleren höchsten Grundwasserstand, rd. 1,0 m betragen, um eine ausreichende Filterstrecke für eingeleitete Niederschlagsabflüsse zu gewährleisten.

Bei Durchlässigkeitsbeiwerten von $k_f < 1,0 \times 10^{-6}$ m/s ist eine Regenwasserbewirtschaftung über eine Versickerung nicht mehr gewährleistet, so dass die anfallenden Wassermengen über eine Retentionseinrichtung abgeleitet werden müssen.

Die Anforderung der DWA-A 138, welche eine Mindestmächtigkeit des Sickerraumes, bezogen auf den mittleren höchsten Grundwasserstand von rd. 1,0 m fordert, wird im vorliegenden Fall u.E. eingehalten, da der Grundwasserspiegel im Baubereich erst deutlich unter den baurelevanten Tiefen innerhalb der tertiären Sedimente anstehen dürfte.

Bemessungswert der Wasserdurchlässigkeit

Nach DWA-A 138 Anhang B (Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit), Tabelle B.1, sind bei der Festlegung des Bemessungs- k_f -Wertes je nach Bestimmungsmethode unterschiedliche Korrekturfaktoren zu berücksichtigen. So ist bei einer Sieblinienauswertung ein Korrekturfaktor von 0,2 und beim Feldversuch (in-situ-Versickerungsversuch) ein Korrekturfaktor von 2 zu berücksichtigen.

Die Ergebnisse der in-situ-Feldversuche sowie die daraus zur Bemessung von Versickerungsanlagen resultierende Bemessungswerte der Wasserdurchlässigkeit sind in nachfolgender Tabelle dargestellt.

Aufschluss/ Versuch Nr.	Horizont	Tiefe Prüfhorizont [m u. GOK]	k_f -Wert Feldversuch [m/s]	Korrektur- faktor [-]	Bemessungs- k_f -Wert [m/s]
V1/ RKS 2	Terrassen- sedimente und Tertiärsande	0,30 – 4,65	i.M. $4,27 \times 10^{-6}$	2,0	$8,5 \times 10^{-6}$
V2/ RKS 3		0,80 – 4,80	i.M. $1,10 \times 10^{-6}$	2,0	$2,2 \times 10^{-6}$

Tabelle 4: Ergebnisse der Versickerungsversuche/Bemessungswerte d. Wasserdurchlässigkeit

Die ermittelten Bemessungswerte der Wasserdurchlässigkeit liegen für feinkornarme bis feinkornreichere Terrassensedimente bzw. Tertiärsande u.E. im repräsentativen Bereich. Sie bleiben allerdings hinter den in der Hydrologischen Karte angegebenen Durchlässigkeitsbeiwerten von max. $k_f = 1 \times 10^{-3}$ m/s (Terrasse) bzw. max. $k_f = 1 \times 10^{-4}$ m/s (Tertiärsand) deutlich zurück. Dies ist bei den Versickerungsversuchen vermutlich auf den Einfluss der Lagerungsdichte und den Feinkornanteil zurückzuführen.

Eine ausreichend leistungsfähige Versickerungsfähigkeit des Untergrunds im Sinne der DWA-A 138 ist nach dem vorliegenden Untersuchungsergebnis zumindest im überprüften Bereich dennoch gegeben ($\text{in-situ-}k_f > 1,0 \times 10^{-6} \text{ m/s}$, s.o.).

Versickerungsanlagen

Aus bodenmechanischer Sicht kann die Versickerung von nicht schädlich verunreinigtem Niederschlagswasser u.E. über eine Versickerungsanlage mit hydraulischer Anbindung an möglichst feinkornarme Terrassensedimente und/oder Tertiärsande erfolgen. Hier wäre z.B. eine Mulde (falls erforderlich mit unterlagerndem und bis in die grobkörnigen Sedimente reichenden, sandgefüllten Sickerschlitzen) denkbar.

Auf der Grundlage der Ergebnisse der Versickerungsversuche kann u.E. für eine in den Terrassensedimenten bzw. Tertiärsanden gelegene Versickerungsebene auf der sicheren Seite liegend ein **Bemessungs- k_f -Wert von $k_f = 2,2 \times 10^{-6} \text{ m/s}$** angenommen werden.

Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass sich die vg. Ausführungen lediglich auf die bodenmechanische Eignung der Böden zur Versickerung beziehen. Rechtliche Belange bleiben unberücksichtigt. Bevor Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser geplant oder hergestellt werden, ist generell die Ausführbarkeit bzw. Genehmigungsfähigkeit solcher Einrichtungen im Vorfeld mit den zuständigen Behörden zu klären.

5 Kontamination

Bei den im Rahmen der Baugrunderkundung angetroffenen/erbohrten Böden handelt es sich neben dem Oberboden um lokal vorhandene bindige Auffüllungen, gewachsene Decklehme, Terrassensedimente und tertiäre Schichten. Die gewachsenen Böden waren in der organoleptischen Ansprache frei von visuellen und geruchlichen Auffälligkeiten.

Der Oberboden sowie die bindigen Auffüllungen enthielten hingegen neben humosen Bestandteilen anthropogene Fremd Beimengungen in Form von Kohle- und Ziegelbröckchen. Letztere können, wie auch bereits die humosen Bestandteile, zu einer Einstufung in eine Einbauklasse > 0 nach LAGA TR Boden führen.

Im Rahmen des vorliegenden Gutachtens wurden keine bodenmechanischen oder chemischen Laboruntersuchungen durchgeführt. Solche Untersuchungen können bei Bedarf aber jederzeit an den entnommenen und in unserem Probenlager für einen Zeitraum von mindestens 6 Monaten eingelagerten Rückstellproben (Zusammenstellung/Auflistung siehe Bohrprofile in Anlage 3) erfolgen. Sofern dies gewünscht wird, bitten wir um Nachricht.

6 Hinweise und Empfehlungen zur Bauausführung

6.1 Baugrundsituation

Innerhalb des Projektgebiets wurden bereits unter dem Oberboden für die geplante Bauaufgabe ausreichend gut tragfähige Bodenschichten angetroffen. Während sich die Terrassensedimente vergleichsweise homogen darstellen, ist allerdings im Tertiär durch die eingeschalteten bindigen Schichten von einer wechselnden Fazies auszugehen.

Unter geringmächtigem Oberboden ($d = 0,3 - 0,6$ m) folgen entweder bindige Auffüllungen, gewachsene Decklehme oder unmittelbar bereits die quartären Terrassensedimente. Die ab $0,3 - 1,0$ m unter GOK erkundeten Terrassensedimente werden in Tiefen von $1,3 - 3,2$ m von tertiären Ablagerungen in Form von Schluff-Ton-Gemischen (RKS 1) oder Sanden (RKS 2 und RKS 3) unterlagert. Für Gründungsaufgaben eignen sich, wie zuvor bereits erwähnt, schon die unter dem Oberboden folgenden Lehmböden in halbfester Konsistenz. Für eine setzungsärmere Gründung bieten sich hingegen die oberflächennahen Terrassensedimente in mindestens mitteldichter Lagerung an. Die unterlagernden Tertiärböden werden trotz unterschiedlicher sedimentologischer Ausprägung das Setzungsverhalten nur untergeordnet beeinflussen.

Nach den Angaben in der Bodenkarte muss in Nasszeiten in den Lehmböden oberflächennah zumindest örtlich mit einer Beeinträchtigung durch Staunässe bzw. kapillar gebundenem Sicker-/Schichtenwasser gerechnet werden. Im Rahmen der Feldarbeiten wurden bis zur maximalen Aufschlusstiefe von $5,0$ m unter GOK in den Bohr-/Sondierlöchern allerdings keine Wasserzutritte oder erhöhte Feuchtegehalte festgestellt. Die Baumaßnahme findet, wie zuvor bereits erwähnt, weit oberhalb des Grundwasserspiegels statt. Die infolge von Staunässe/Sicker-/Schichtenwasser Baugruben und Gräben ggf. zutretenden Wassermengen dürften demnach sehr gering ausfallen (= Ausbluten von Staunässe/Sicker-/Schichtenwasser) und zudem von geringer Dauer sein. Sie sind bei Bedarf ohne weiteres über eine offene Wasserhaltung abzuführen.

Es sei nochmals darauf hingewiesen, dass es sich bei Decklehmen, bindigen Auffüllungen, Tertiärschluffen/-tonen und stärker verlehmtten Terrassensedimenten um wasser- und strukturempfindliche Bodenarten handeln, die bereits auf eine geringe Veränderung des Wassergehalts und gleichzeitige dynamische Beanspruchung mit einer starken Änderung der Konsistenz reagieren. Daher wird daher empfohlen, die Erschließungsarbeiten bei trockener Witterung auszuführen und die Erschließungsstraßen zunächst als Baustraßen anzulegen, die später zur Herstellung der Erschließungsstraßen ertüchtigt werden können.

6.2 Hinweise und Empfehlungen zum Kanalbau

Die Tiefenlage der Kanalsohlen dürfte erfahrungsgemäß bzw. im vorliegenden Fall i.d.R. rd. $2 - 3$ m unter Flur betragen. Detaillierte Angaben oder Entwurfsunterlagen liegen uns derzeit allerdings nicht vor.

Gründung

Die Aushub-/Gründungssohle für die Kanalrohre befindet sich voraussichtlich innerhalb der gewachsenen Terrassen- oder Tertiärsedimente. Die bereichsweise angetroffenen Schluff-Ton-Gemische stellen bei mindestens steifer Konsistenz einen zur unmittelbaren Gründung für Rohre und Schachtbauwerke geeigneten Untergrund dar. Sollte wider Erwarten die Konsistenz in der Baugrubensohle schlechter sein, wird eine Ertüchtigung durch Bodenaustausch in einer Dicke von 20 – 30 cm mit einem Geotextil an der Basis empfohlen (nach derzeitigem Kenntnisstand allerdings nicht zu erwarten).

Liegt die Grabensohle in den sandig bis kiesig geprägten Terrassensedimenten oder Tertiärsanden, ist nach derzeitigem Kenntnisstand keine Ertüchtigung erforderlich. Eine unmittelbare Auflagerung der Rohre auf die Terrassensedimente ist nur bei erhöhtem Grobkorngehalt (Kies und Steine) nicht zulässig. In diesen Bereichen wird empfohlen, für die Kanalrohre zumindest eine untere Bettungsschicht herzustellen (Bettung Typ 1 gemäß DIN EN 1610). Die Dicke der unteren Bettungsschicht a richtet sich nach der Rohrstatik und der DIN EN 1610, die Dicke der oberen Bettungsschicht b nach der Rohrstatik. Generell ist das Auflager unter Berücksichtigung der Vorgaben der Rohrhersteller auszubilden. Zur Notwendigkeit eines Auflagers aus Beton z.B. wegen wechselnder Gründungsverhältnisse sind Rohrhersteller und Rohrstatiker zu befragen.

Nach ATV-Merkblatt A 127 sind die in der Grabensohle und den Grabenwänden anstehenden Böden den Bodenarten G3 und G4 (gewachsene Decklehme, bindige Füllböden, stärker verlehnte Terrassensedimente sowie tertiäre Schluff-Ton-Gemische) sowie im Horizont der feinkornarmen Terrassensedimente und Tertiärsande den Bodenarten G1 und G2 zuzuordnen.

Die bei der Grabenverfüllung auftretenden Erddruckverhältnisse, Wandreibungswinkel und Verformungsmoduln können für die Überschüttungsbedingung A2 bzw. A3 gemäß ATV-Merkblatt A 127 ermittelt werden.

Auftriebsnachweise sind nach derzeitigem Kenntnisstand nicht erforderlich. Der Grundwasserspiegel befindet sich weit unterhalb der geplanten Bautiefen.

Die Aushubsohlen sind zumindest in den tertiären Schluff-Ton-Gemischen nach dem Freilegen bzw. bis zum Einbau des Rohraufagers gegen Witterungseinflüsse und mechanische Beanspruchungen zu schützen. Aufgrund der Wasserempfindlichkeit bindiger bis gemischtkörniger Böden sowie nicht mit letzter Sicherheit auszuschließender Sicker-/Schichtenwasserzutritte wird empfohlen, den Kanalgraben in den entsprechenden Bereichen jeweils nur auf einer begrenzten Länge (z.B. Tagesverlegeleistung) auszuheben.

Bodenaushub

Zur bautechnischen Klassifizierung der auszuhebenden Böden nach den „alten“ Erdbaunormen siehe Tabelle 2. Die angetroffenen Schichtgrenzen gehen aus dem Baugrundschnitt in Anlage 5 sowie den Bohrprofilen/Sondierdiagrammen in den Anlagen 3 und 4 hervor (Zusammenstellung siehe auch die Tabelle 1).

Im (umgelagerten) Oberboden sowie den bindigen Auffüllungen wurden neben humosen Beimengungen in untergeordnetem Umfang auch anthropogene Bestandteile (Kohle- und Ziegelbröckchen) festgestellt. Die gewachsenen Böden waren, wie zuvor bereits erwähnt, in der organoleptischen Begutachtung frei von visuellen oder geruchlichen Auffälligkeiten.

Es kann allerdings generell nicht mit letzter Sicherheit ausgeschlossen werden, dass abseits der Bohraufschlüsse bzw. entlang der Baustrecke aufgefüllten/umgelagerte (örtliche) Böden mit Bauschuttresten oder anderen anthropogene Beimengungen angetroffen werden.

Im LV sind daher als Bedarfsposition geringe Massenansätze für die Aufnahme von bauschuttdurchsetzten oder anderweitig mit anthropogenem Material durchmischten Böden vorzusehen.

Die Anteile der verschiedenen Böden am Gesamtaushub können anhand des Baugrundschnitts in Anlage 5 abgeschätzt werden.

Während der Aushubarbeiten soll generell eine regelmäßige Sicht- und Geruchskontrolle des Bodenmaterials bzw. eine sensorische Prüfung auf Übereinstimmung mit den Aufschlussergebnissen erfolgen. Im Zweifelsfall ist der Bodengutachter hinzuzuziehen.

Verbau

Bei ausreichenden Platzverhältnissen können die Kanalgräben bei einer Aushubtiefe < 5 m in mind. steifen bindigen Böden grundsätzlich unter 60° gegen die Horizontale geböschst ausgeführt werden. In aufgeweichten Lehm Böden sowie in rolligen Böden (z.B. kohäsionslosen Terrassensedimenten oder Tertiärsanden) ist die Böschungsneigung auf 45° zu verringern.

Bei unzureichenden Platzverhältnissen (z.B. im Anschlussbereich an die Wolfshovener Straße oder Geschwister-Scholl-Straße) sind die Wandungen der Kanalgräben senkrecht herzustellen und zu verbauen. Ein wasserdichter Verbau ist nicht erforderlich.

Als Verkleidungs- und Aussteifungskonstruktionen kommen grundsätzlich ein waagerechter oder ein senkrechter Normverbau oder großflächige Verbauplatten in Frage. Im anstehenden Baugrund sind bei geringen Grabentiefen Verbauplatten ausreichend. Verbauplatten sind dem Aushub folgend einzubringen. Sie dürfen nicht erst dann eingestellt werden, wenn die Endaushubtiefe erreicht ist.

Für alle Verbaumaßnahmen gelten die Forderungen der DIN 4124. Bei der Sicherung der Kanalgräben ist zu berücksichtigen, dass sich im Bereich öffentlicher Verkehrsflächen bzw. im Anschlussbereich Wolfshovener Straße und Geschwister-Scholl-Straße verschiedene Leitungen befinden. Aus diesem Grund muss der Verbau dort steif ausgebildet werden. Dies gilt auch bei naher Bebauung. Empfohlen wird eine Bemessung auf den erhöhten aktiven Erddruck ($E_{eh} = (E_{ah} + E_{oh})/2$). Abseits solcher Bereiche wird eine Bemessung des Verbaus auf den aktiven Erddruck ausreichend sein. Verkehrslasten sind gemäß den Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB) anzusetzen.

Auf dem Gelände der Alten Schule in der Geschwister-Scholl-Straße befindet sich im Bereich der geplanten Erschließungsstraße eine Netzstation (Strom) mit diversen Zu- und Ableitungen. Diese ist im Rahmen der Baumaßnahme umzulegen.

Graben-/Bauwerkshinterfüllung

Aushubmassen aus den feinkornarmen Terrassensedimenten und Tertiärsanden sind für die Verfüllung der neuen Leitungsgräben (oberhalb der Leitungszone) und die Hinterfüllung der Schachtbauwerke aus bodenmechanischer Sicht gut geeignet. Die gewachsenen Lehmböden sollen u.E. für eine Grabenverfüllung bzw. Bauwerkshinterfüllung zumindest in unverbesserterem Zustand nicht verwendet werden. Sie sind daher abzufahren oder abseits technischer Bauwerke zur Geländemodellierung zu verwenden

Es wird diesbezüglich auf die einschlägigen Vorschriften, hier besondere auf die ZTVE-StB, auf das „Merkblatt für das Verfüllen von Leitungsgräben“, das „Merkblatt für die Hinterfüllung von Bauwerken“ und die Vorgaben des Rohrherstellers verwiesen.

Beim Hinterfüllen sind die statischen Verhältnisse der Bauwerke zu beachten.

Auf der Oberkante der Verfüllung (= Planum für den Straßenkörper) ist ein Verformungsmodul von $E_{v2} = 45 \text{ MN/m}^2$ nachzuweisen.

Wasserhaltung

Im Rahmen der geplanten Baumaßnahme ist nach derzeitigem Kenntnisstand nicht mit dem Auftreten von Grundwasser zu rechnen. In niederschlagsreichen Zeiten kann es jedoch ggf. örtlich zu einem Andrang von Staunässe bzw. Sicker-/Schichtenwasser kommen. Das dem Aushubgraben ggf. zulaufende/zusickernde Wasser kann – sofern erforderlich – in offener Wasserhaltung abgeführt werden. Hierzu sind bei Bedarf entsprechende Vorkehrungen zu treffen (z.B. Schlürfpumpen, Dränagen und Pumpensämpfe). Liegt die Grabensohle bereits in den feinkornarmen Terrassensedimenten oder Tertiärsanden, dürfte zutretendes Wasser ausreichend schnell versickern.

An der Geländeoberfläche ablaufendes Niederschlagswasser ist von den Baugruben und Kanalgräben fernzuhalten. Es ist dafür zu sorgen, dass das Oberflächenwasser nicht hinter den Verbauwänden versickert.

In trockenen Jahreszeiten ist nach derzeitigem Kenntnisstand bzw. den vorliegenden Bohrergebnissen kaum mit einem nennenswerten Andrang von Staunässe und Schichtenwasser zu rechnen, so dass die Baumaßnahme bevorzugt in den Sommermonaten durchgeführt werden sollte.

Revisions-/Kontrollschächte

Entlang der Kanaltrassen werden vermutlich die üblichen kreisrunden Schächte kleiner Dimension angeordnet. Die dabei abzutragenden Lasten werden voraussichtlich von geringer Größe sein.

In den Terrassensedimenten und Tertiärschichten sind nach derzeitigem Kenntnisstand keine Zusatz-/Ertüchtigungsmaßnahmen unterhalb der Aufstellflächen erforderlich.

Bei Gründungen auf ungestörten Tertiärschluffen/-tonen mit mindestens steifer Konsistenz (wie aktuell mit der RKS 1 erkundet) kann der aufnehmbare Sohldruck nach DIN 1054, Tabelle A.3 – A.5 ermittelt werden. Bei Fundamentbreiten (Seitenlänge eines Rechtecks oder Kreisdurchmesser) bis 2 m und einer Einbindetiefe von > 2 m kann zul $\sigma = 180$ kN/m² angenommen werden. Zur Beurteilung größerer Flächengründungen sind je Meter zusätzlicher Seitenlänge bzw. zusätzlichen Durchmessers (bis max. 5 m) 10 % von dem o.a. Wert abzuziehen. Die Vollaussnutzung der in Anlehnung an DIN 1054, Tabellen A.3 – A.5 abgeleiteten Werte für den aufnehmbaren Sohldruck kann bei mittig belasteten Fundamenten zu Setzungen in einer Größenordnung von 2 – 4 cm führen.

Falls die Schachtbauwerke nach einem Verfahren mit elastischer Bettung bemessen werden, ist dafür bei unmittelbarer Gründung in mindestens steifen Lehmböden in erster Näherung ein rechnerischer Bettungsmodul von $k_s = 4 - 6$ MN/m³ und bei Ausführung einer mineralischen Packlage in erster Näherung ein rechnerischer Bettungsmodul von $k_s = 6 - 10$ MN/m³ anzusetzen. Wir weisen in diesem Zusammenhang darauf hin, dass der Bettungsmodul (gem. Definition „eine Systemkenngröße der Baustatik“) weder ein Bodenkennwert noch eine Konstante ist und daher seine endgültige Festlegung auch in den Verantwortungsbereich des Tragwerkplaners fällt (siehe u. a. Ermittlung des Bettungsmoduls nach Kögler-Scheidig in Abhängigkeit von der Bauwerksgeometrie).

Bei einer Gründung in den gut tragfähigen Terrassensedimenten oder Tertiärsanden kann auf der sicheren Seite liegend ein zulässiger Sohldruck von zul $\sigma \geq 200$ kN/m² angenommen werden. Die zu erwartenden Setzungen werden deutlich kleiner als 1 cm sein. In den überwiegend grobkörnigen Sedimenten kann in erster Näherung ein rechnerischer Bettungsmodul von $k_s = 10 - 20$ MN/m³ angesetzt werden. Der vg. Hinweis zum Bettungsmodul gilt analog.

Bei der Bemessung der Betonwände der Schachtbauwerke ist der Erdruchdruck zu berücksichtigen. Auftriebssicherheitsnachweise sind nach derzeitigem Kenntnisstand entbehrlich.

Betonbauwerke sollen zudem grundsätzlich auf eine Sauberkeitsschicht aufgestellt werden.

6.3 Hinweise und Empfehlungen zum Straßenbau

Allgemeines

Nach den Ergebnissen der Felderkundungen folgen entlang der neuen Erschließungsstraßen unterhalb des Oberbodens bereichsweise ausreichend tragfähige gewachsene Decklehme oder etwa gleichartige bindige Auffüllungen, die allerdings bereits ab $t = 0,3 - 1,0$ m unter Flur von deutlich günstiger tragfähigen Terrassensedimenten abgelöst werden. Der Grundwasserspiegel befindet sich weit unterhalb des Planums bzw. der baurelevanten Tiefen.

Für die neue Erschließungsstraße kann u.E. eine Belastungsklasse 1,0 nach RStO 2012 angenommen werden. Für den Endausbau kann z.B. folgender Aufbau zur Anwendung gelangen:

- 4,0 cm Asphaltbeton AC 11 DN über
- 10,0 cm bituminöse Tragdeckschicht AC 22 TN über
- 15,0 cm Schottertragschicht 0/32 ($E_{V2} = 150 \text{ MN/m}^2$) = über
- 31,0 cm Frostschutzschicht 0/45 gebr. Material ($E_{V2} = 120 \text{ MN/m}^2$)
auf einem Erdplanum mit $E_{V2} = 45 \text{ MN/m}^2$

Erdplanum

Die unter dem Oberboden (dieser ist in den zu überbauenden Bereichen vollständig abzutragen!) bereichsweise folgenden Lehmböden (Decklehme/bindige Auffüllungen) sind als stark frostempfindlich einzustufen (Frostempfindlichkeitsklasse F3). Es ist die Frosteinwirkungszone 1 anzusetzen. Die beispielsweise im Bereich der RKS 2 unter dem Oberboden anstehenden Terrassenkiese sind hingegen in eine Frostempfindlichkeitsklasse 1 – 2 einzustufen.

Erfahrungsgemäß dürfte auf einem unbehandelten Planum aus den Decklehmen oder bindigen Auffüllungen das erforderliche Verformungsmodul $E_{V2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ in unverbessertem Zustand – auch durch Nachverdichtung – nicht erzielt werden können. Auf diesen Flächen ist demnach ist entweder die Dicke der ungebundenen Tragschichten zu vergrößern oder eine Bodenverbesserung/-verfestigung (z.B. mit Feinkalk oder einem Mischbinder) auszuführen. Entsprechende Mehraufwendungen sind zu berücksichtigen. Aufgrund der geringen Restschichtdicke der Lehmböden oberhalb der Terrassensedimenten, ist u.E. ein Bodenaustausch bis auf die Terrasse zu empfehlen.

Das Erdplanum ist zumindest in feinkornreichen Partien nach Freilegung gegen Witterungseinflüsse zu schützen. Es bietet sich dort an, die Packlage/Bodenaustauschschicht unmittelbar nach der Freilegung des Planums aufzubringen. Es ist darauf zu achten, dass die Tragfähigkeit des Planums nicht durch unsachgemäße/dynamische Beanspruchung (Befahren) verschlechtert wird.

Da keine zuverlässigen Informationen über das Verformungsmodul der in Höhe des Planums anstehenden Böden vorliegen, wird empfohlen, zu Beginn der Erdarbeiten für ggf. erforderlichen Bodenaustausch und ungebundene Tragschichten bzw. bei Bedarf ein Probefeld anzulegen und mittels Plattendruckversuchen zu überprüfen. So kann die erforderliche Mächtigkeit der ungebundenen Tragschichten und des Bodenaustauschs der Tragfähigkeit der anstehenden Böden sowie der Güte der zum Einbau vorgesehenen Baustoffe (Kiessand / RCL / Schotter) angepasst werden. Zur Vorbemessung siehe die nachfolgenden Abbildungen 5 und 6.

Da der auf der ungebundenen Tragschicht/Frostschutzschicht erreichbare Verformungsmodul auch mit der Art, Zusammensetzung und Korngrößenverteilung des verwendeten Materials korreliert (siehe auch die Abbildungen 5 und 6), sind entsprechende Gütenachweise für das verwendete Material zu fordern.

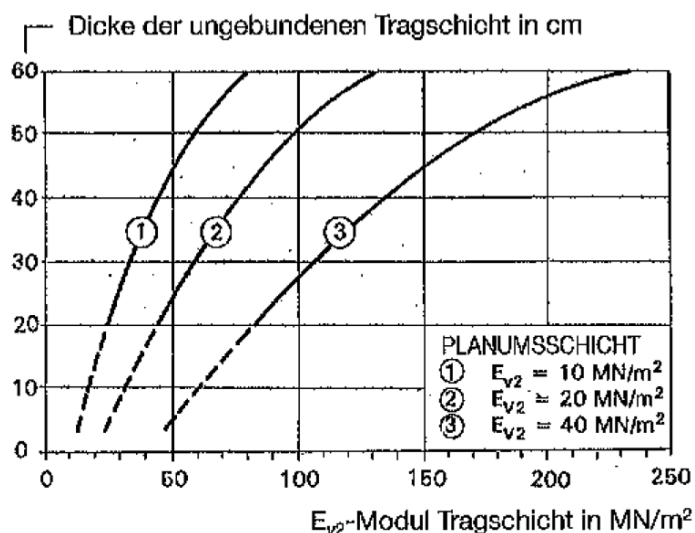


Abb. 5: erreichbarer Verformungsmodul E_{v2} auf ungebundenen Tragschichten in Abhängigkeit von deren Dicke und vom Verformungsmodul auf dem Planum (aus [8])

d in cm	E_{v2} in MN/m^2		
	A	B	C
20-30	≥ 50	≥ 80	≥ 100
30-40	≥ 60	≥ 100	≥ 120
40-50	≥ 70	≥ 120	≥ 140

d = Dicke der ungebundenen Tragschicht

Baustoffe der ungebundenen Tragschichten

A: GE – SE – SW – SI

B: GW – GI

Brechsand-Splitt-Gemisch 0/5 bis 0/32 mm

C: Brechsand-Splitt-Schotter-Gemisch über 0/32 bis 0/56 mm

Abb. 6: Richtwerte des E_{v2} -Moduls auf ungebundenen Tragschichten über Unterlagen mit $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ (aus [8])

6.4 Orientierende Hinweise zur Gründung des Pflegeheims u. der Wohnhäuser

Gem. Erkundungsergebnis stehen bereichsweise unterhalb des Oberbodens Lehm Böden in halbfester Konsistenz und damit in ausreichend guter Tragfähigkeit an. Die unterlagernden (oder teilweise bis unter den Oberboden reichenden) Terrassensedimente sowie Tertiärböden sind auch bei wechselnder sedimentärer Zusammensetzung als gut tragfähiger Baugrund zu bewerten.

Im vorliegenden Fall ist nach dem Abtrag des Oberbodens sowohl eine Gründung auf frostsicher einzubindenden Einzel-/Streifenfundamenten als auch eine Flächengründung auf mineralischem Polster möglich. Zur Homogenisierung der Baugrund-/Bettungssituation (Mischgründung

vermeiden!) sowie aus bauverfahrenstechnischen Gründen ist u.E. allerdings die Flächengründung auf einer nach Möglichkeit bis auf die Terrassensedimente reichenden Polsterschicht zu bevorzugen.

Beide vg. Gründungsvarianten werden hinsichtlich der zu erwartenden Setzungen nachfolgend näher betrachtet.

Unterkellerte Bauwerke werden voraussichtlich bis in die wechselnd sedimentär ausgeprägten tertiären Böden hineinragen. Auch hier ist zur Vermeidung einer Mischgründung die Ausführung einer Flächengründungen auf (ca. 30 cm dicker) Polsterschicht zu empfehlen.

Sohlplatte Pflegeheim auf mindestens 60 cm dicker Polster-/Frostschuttschicht

Für das angenommen nicht unterkellerte Pflegeheim bietet sich u.E. eine Flächengründung mittels „schwimmender“ und selbsttragender Stahlbetonsohlplatte auf einer mindestens 60 cm dicken (bzw. bis auf die Terrassensedimente geführten) mineralischen Polster-/Frostschuttschicht an. Bei einer OK FFB EG knapp oberhalb des Geländes (im Eingangsbereich angenommen auf rd. 98,7 mNN) dürfte die UK einer mindestens 60 cm dicken mineralischen Packlage auf rd. 1,0 m unter Flur (rd. 97,7 mNN) und damit bereits auf/in den gut tragfähigen Terrassensedimenten zu liegen kommen.

Die Polsterschicht ist aus einem feinkornarmen Bergkies, Schotter, RCL oder einem gleichwertigen Material der Bodengruppen GW oder GI nach DIN 18196 herzustellen. Die Frostsicherheit der Gründung ist bei ausreichend feinkornarmem Material und eine Polsterschichtdicke von mindestens 60 cm (eine entsprechende Dränung der Polsterschicht vorausgesetzt!) gewährleistet, sofern das spätere Gelände bis mindesten OK Sohlplatte angefüllt wird. Aus geotechnischer Sicht kann dann auf eine umlaufende Frostschräge verzichtet werden. Bei einer geringeren Polsterschichtdicke oder der Verwendung eines Schüttguts mit einem zu hohen Feinkornanteil sowie unzureichender Dränung (Einstaufgefahr!) ist die Frostsicherheit der Gründung konstruktiv sicherzustellen (z.B. durch eine Frostschräge aus Beton).

Die Polster-/Frostschuttschicht ist und mind. $D_{Pr} = 97\%$ ($E_{Vd} \geq 35 \text{ MN/m}^2$ / E_{V2} -Wert $\geq 70 \text{ MN/m}^2$) besser $D_{Pr} = 100\%$ ($E_{Vd} \geq 50 \text{ MN/m}^2$ / E_{V2} -Wert $\geq 100 \text{ MN/m}^2$) zu verdichten. Der Fremdboden muss feinkornarm und gut kornabgestuft sein, um eine ausreichende Verdichtbarkeit zu besitzen und dem Frostschuttkriterium nach ZTVE-StB zu genügen (F1-Material der Bodengruppen GW oder GI nach DIN 18196).

Für die folgende beispielhafte Setzungsberechnung wurde eine rd. 14,0 x 50,0 m große Bodenplatte für die Längsseite des Pflegeheims (siehe Anlage 1.2.3) gewählt. Die unter der Bodenplatte und einer rd. 60 cm dicken Polster-/Frostschuttschicht gem. Erkundungsergebnis zu erwartende Baugrundschiebung haben wir mit den entsprechenden aus den Rammsondierungen abgeleiteten Bodenkennwerten/Steifemoduln (siehe Tabelle 3) für eine UK Polsterschicht auf - 1,0 m unter GOK in ein FE-Netz übernommen, welches die Grundlage für die Setzungsberechnungen der Anlage 7.1 bildet. Dem Baugrundmodell haben wir die Erkundungsergebnisse der RKS 1 und DPH 1.2 zugrunde gelegt

Nach den Ergebnissen der überschläglichen Setzungsberechnung sind bei der vg. Bauweise mit mindestens 60 cm dicker Polsterschicht in den kennzeichnenden Punkten einer (gewählt) rd. 14,0 m x 50,0 m großen Stahlbetonsohlplatte ohne Berücksichtigung der Plattensteifigkeit bei einer charakteristischen und setzungserzeugenden Sohlnormalspannung von $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ Setzungen von 1,8 – 2,0 cm zu erwarten (siehe Anlage 7.1.1). Für eine setzungserzeugende Sohlpressung von $\sigma = 50 \text{ kN/m}^2$ ergeben sich rechnerische Setzungen von nur noch 0,7 – 0,8 cm (siehe Anlage 7.1.2).

Der Bettungsmodul des (geschichteten) Baugrunds variiert in den vg. Berechnungen für eine biegeeweiche Platte (von Plattenmitte zum Rand hin) zwischen ca. $k_s = 5 \text{ MN/m}^3$ und $k_s = 17 \text{ MN/m}^3$ (für $\sigma = \text{konst.} = 100 \text{ kN/m}^2$) bzw. zwischen ca. $k_s = 6 \text{ MN/m}^3$ und $k_s = 22 \text{ MN/m}^3$ (für $\sigma = \text{konst.} = 50 \text{ kN/m}^2$). Die Anlagen 7.1.3 und 7.1.4 zeigen die zugehörigen Isolinien der Bettungsmodule.

Im Rahmen einer Vordimensionierung kann für die vg. Gründung u.E. in erster Näherung mit $k_s = 10 - 20 \text{ MN/m}^3$ gerechnet werden.

In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, dass der Bettungsmodul (definitionsgemäß eine Systemkenngröße der Baustatik!) weder ein Bodenkennwert noch eine Konstante ist und daher seine endgültige Festlegung auch in den Verantwortungsbereich des Tragwerksplaners fällt.

Sohlplatte Wohnhaus auf mindestens 60 cm dicker Polster-/Frostschuttschicht

Für nicht unterkellert geplante Wohnhäuser bietet sich u.E. ebenfalls eine Flächengründung mittels „schwimmender“ und selbsttragender Stahlbetonsohlplatte auf einer mindestens 60 cm dicken mineralischen Polster-/Frostschuttschicht an. Die vg. Hinweise und Empfehlungen gelten analog

Für die folgende beispielhafte Setzungsberechnung wurde eine rd. 6,0 x 8,0 m große Bodenplatte für ein Wohnhaus (siehe Anlage 1.2.3) gewählt. Die unter der Bodenplatte und einer rd. 60 cm dicken Polster-/Frostschuttschicht gem. Erkundungsergebnis zu erwartende Baugrundsichtung haben wir ebenfalls mit den entsprechenden aus den Rammsondierungen abgeleiteten Bodenkennwerten/Steifemoduln (siehe Tabelle 3) für eine UK Polsterschicht auf - 1,0 m unter GOK in ein FE-Netz übernommen, welches die Grundlage für die Setzungsberechnungen der Anlage 7.2 bildet. Die überschläglichen Berechnungen erfolgten auf der Grundlage der Baugrundsichtung der RKS 3.

Nach den Ergebnissen der überschläglichen Setzungsberechnung sind bei der vg. Bauweise mit mindestens 60 cm dicker Polsterschicht in den kennzeichnenden Punkten einer (gewählt) rd. 6,0 m x 8,0 m großen Stahlbetonsohlplatte ohne Berücksichtigung der Plattensteifigkeit bei einer charakteristischen und setzungserzeugenden Sohlnormalspannung von $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ Setzungen von lediglich 0,6 cm zu erwarten (siehe Anlage 7.2.1). Für eine setzungserzeugende Sohlpressung von $\sigma = 50 \text{ kN/m}^2$ ergeben sich rechnerische Setzungen von nur noch 0,3 cm (siehe Anlage 7.2.2).

Der Bettungsmodul des (geschichteten) Baugrunds variiert in den vg. Berechnungen für eine biegeeweiche Platte (von Plattenmitte zum Rand hin) zwischen ca. $k_s = 12 \text{ MN/m}^3$ und $k_s = 36 \text{ MN/m}^3$ (für $\sigma = \text{konst.} = 100 \text{ kN/m}^2$) bzw. zwischen ca. $k_s = 14 \text{ MN/m}^3$ und $k_s = 48 \text{ MN/m}^3$ (für $\sigma = \text{konst.} = 50 \text{ kN/m}^2$). Die Anlagen 7.2.3 und 7.2.4 zeigen die zugehörigen Isolinien der Bettungsmodule.

Im Rahmen einer Vordimensionierung kann für die vg. Gründung u.E. in erster Näherung mit $k_s = 20 - 30 \text{ MN/m}^3$ gerechnet werden.

Der vg. Hinweis zum Bettungsmodul gilt analog.

Oberflächennahe Einzel-/Streifenfundamente

Oberflächennahe Einzel- und/oder Streifenfundamenten sind generell mit frostsicherer Einbindetiefe auszuführen und sollten aufgrund des günstigen Last-/Setzungsverhaltens bis auf/in die flurnah zu erwartenden Terrassensedimente geführt werden.

Im Rahmen einer Vordimensionierung kann der aufnehmbare Sohldruck für eine rechnerische Einbindetiefe $\geq 0,8 \text{ m}$ in Abhängigkeit der tolerierbaren Setzungen nach den Anlagen 8.1 bzw. 8.2 abgeschätzt werden. Die Beispielberechnungen wurden anhand eines aus den Erkundungsergebnissen resultierenden bzw. ungünstig angenommenen Baugrundprofils (Bodenschichtung gem. DPH 1.2) durchgeführt.

Bei einem Ausnutzungsgrad von $\mu \leq 1,0$ (ausreichende Grundbruchsicherheit) und einer Begrenzung der rechnerischen Setzung auf **gewählt z. B. $s = 1,0 \text{ cm}$** ergibt sich je nach gewählter Fundamentgeometrie, folgender maximal aufnehmbarer Sohldruck:

Einzelfundament (Auswahl/Ablesung aus Anlage 8.1)

Einzelfundament $a \times b = 1,00 \times 1,00 \text{ m}$, $s = 1,0 \text{ cm}$:	zul. $\sigma = \text{ca. } 325 \text{ kN/m}^2$
Einzelfundament $a \times b = 1,20 \times 1,20 \text{ m}$, $s = 1,0 \text{ cm}$:	zul. $\sigma = \text{ca. } 275 \text{ kN/m}^2$
Einzelfundament $a \times b = 1,40 \times 1,40 \text{ m}$, $s = 1,0 \text{ cm}$:	zul. $\sigma = \text{ca. } 240 \text{ kN/m}^2$

Streifenfundament (Auswahl/Ablesung Anlage 8.2)

Streifenfundament $l = 10 \text{ m}$, $b = 0,60 \text{ m}$, $s = 1,0 \text{ cm}$:	zul. $\sigma = \text{ca. } 235 \text{ kN/m}^2$
Streifenfundament $l = 10 \text{ m}$, $b = 0,80 \text{ m}$, $s = 1,0 \text{ cm}$:	zul. $\sigma = \text{ca. } 195 \text{ kN/m}^2$
Streifenfundament $l = 10 \text{ m}$, $b = 1,00 \text{ m}$, $s = 1,0 \text{ cm}$:	zul. $\sigma = \text{ca. } 170 \text{ kN/m}^2$

Prinzipiell ist je nach gewählter Fundamentgeometrie entweder die Grundbruchsicherheit (rote Linie) oder die Begrenzung der Setzungen (blaue Linien) maßgebend für den maximal aufnehmbaren Sohldruck. **Die Größe der für das Bauwerk verträglichen Setzungen ist vom zuständigen Planer festzulegen.**

Wir erlauben uns den Hinweis, dass es eine zulässige Sohlpressung im Sinne eines „festen Werts“ nicht gibt. **Die vg. Angaben stellen Ablesebeispiele dar!** Der vom Baugrund aufnehmbare Sohldruck variiert u.a. mit dem Fundamentmaß und ist i.W. von 2 Randbedingungen abhängig:

- 1.) die Grundbruchsicherheit muss gewährleistet sein (siehe rote Linie im Fundamentdiagramm)
- 2.) die aus der jeweiligen Wand-/Stützenlast in Abhängigkeit der gewählten Fundamentabmessung resultierende Sohlpressung darf zu keiner rechnerischen Setzung führen, die das vom Tragwerksplaner zu definierende zulässige Maß übersteigt (siehe blaue Linien im Fundamentdiagramm).

Die vg. Beispielberechnungen erfolgten unter Annahme einer lotrechten und mittigen Belastung nach dem Teilsicherheitskonzept des EC7 mit Ausgabe-/Zielgröße $zul.\sigma = \text{zulässiger Sohldruck}$ (charakteristischer Wert). Sofern eine Berechnung bzw. entsprechende Aussagen nach EC7 zum Bemessungswert des Sohldruckwiderstands $\sigma_{R,d}$ (Achtung: $\sigma_{R,d} \neq zul.\sigma$) gewünscht werden, bitten wir um Nachricht. Überschlägig kann der Bemessungswert des Sohldruckwiderstands $\sigma_{R,d}$ ermittelt werden, indem die Ablesewerte für den zulässigen Sohldruck mit dem Faktor 1,4 multipliziert werden.

6.5 Sonstige Hinweise und Empfehlungen zum Bau der Gebäude

Abdichtung nach DIN 18195 (im Juli 2017 zurückgezogen)

Sofern ein Drainagekonzept ausgeführt bzw. nach DIN 4095 entwässert wird (s.o.) wird es genügen, die erdberührten Bauteile gegenüber Bodenfeuchte nach DIN 18195 Teil 4 abzudichten. Andernfalls wird eine Abdichtung der erdberührten Bauteile gegen zumindest zeitweise aufstauendes Sickerwasser empfohlen (Abdichtung nach Teil 6 der DIN 18195). Es ist grundsätzlich konstruktiv sicherzustellen, dass dem Bauwerk kein Oberflächenwasser zufließt.

An dieser Stelle sei nochmals darauf hingewiesen, dass ohne funktionssichere Drainage infolge unzureichend versickerndem Niederschlagswasser zumindest temporär ein Staunässe-, Sicker-/Schichtenwasserandrang (im ungünstigsten Fall bis OK Urgelände) nicht auszuschließen ist.

Abdichtung nach DIN 18533:2017-07

Bei Ausführung eines funktionstüchtigen Drainagekonzepts bzw. einer Dränung nach DIN 4095:1990-06 kann analog zur Abdichtung nach Teil 4 der DIN 18195 nach der neuen Norm DIN 18533:2017-07 eine Wassereinwirkungsklasse W1.2-E angesetzt werden. Ohne funktionstüchtige Dränung ist eine temporäre Beeinträchtigung der erdberührten Bauwerksteile durch Staunässe/Schichtenwasser aus mehr oder weniger gut versickerndem Niederschlagswasser nicht auszuschließen. Zudem können Polsterschichten durch zulaufendes Oberflächen- oder Sicker-/Schichtenwasser (wenn auch bei Anbindung an die Terrassensedimente sehr unwahrscheinlich) temporär einstauen. Für diese Beanspruchung wäre u.E. die Wassereinwirkungsklasse W2.1-E (Einbindetiefe des Bauwerks bis 3 m unter Flur) bzw. W2.2-E (Einbindetiefe des Bauwerks > 3 m unter Flur) anzusetzen. Eine Wassereinwirkungsklasse W1.1-E kann u.E. nur angesetzt werden, wenn der anstehende Baugrund oder alternativ entsprechend auszugestaltende Dränschichten dauerhaft eine Wasserdurchlässigkeit von $k_f > 1 \times 10^{-4}$ m/s aufweisen sowie von einem Einstau freigehalten werden.

Dehn-/Bewegungsfugen

Bei einer Ausführung der Wohnhäuser als Reihenanlage sind u.E. Dehn-/ Bewegungsfugen anzuordnen. Gleiches gilt in Abhängigkeit der Gründung sowie aufgrund von ggf. unterschiedlichem Last-/Setzungsverhalten auch bei an die Wohngebäude angebauten Nebenanlagen (z.B. Garagen etc.).

Baugruben/Aushubarbeiten im Bereich bestehender Bauwerke/Gründungen

Bei ausreichenden Platzverhältnissen können die Baugrubenwände bzw. Ausschachtungen abseits des Einflussbereichs bestehender Bauwerke in den anstehenden Böden unter einem Winkel von 60° (mindestens steife Lehmböden) bzw. 45° (grobkörnige/rollige Böden und aufgeweichte Lehmböden) gegen die Horizontale geböschst ausgeführt werden. Diesbezüglich sei auf die Vorgaben der DIN 4124 verwiesen. Ab einer freien Standhöhe von 5 m werden rechnerische Standsicherheitsnachweise erforderlich. In Lockergesteinen liegenden Böschungsflächen sind gegen Oberflächen-/Niederschlagswasser z.B. durch Abdeckung mit Folie zu schützen.

Abschachtungen im Einflussbereich bestehender Bauwerke und Gründungen haben (ohne geeignete und vorausseilende Sicherungsmaßnahmen) generell nach den Vorgaben der DIN 4123 zu erfolgen. Je nach Nähe zu bestehenden Bauwerken/Gründungen können zusätzliche Sicherungsmaßnahmen (Verbau, Unterfangung etc.) erforderlich werden. Dies gilt auch für Aushubarbeiten in Gehweg-/Straßennähe.

Auch die Ausführung einer geböschten/senkrechten Abschachtung ab Außenkante der Nachbargrenze sowie insbesondere ab Außenkante einer bestehenden Grenzbebauung oder unweit derselben ist i.d.R. nicht zulässig (siehe auch die zulässigen Bodenaushubgrenzen nach DIN 4123 in Abbildung 7).

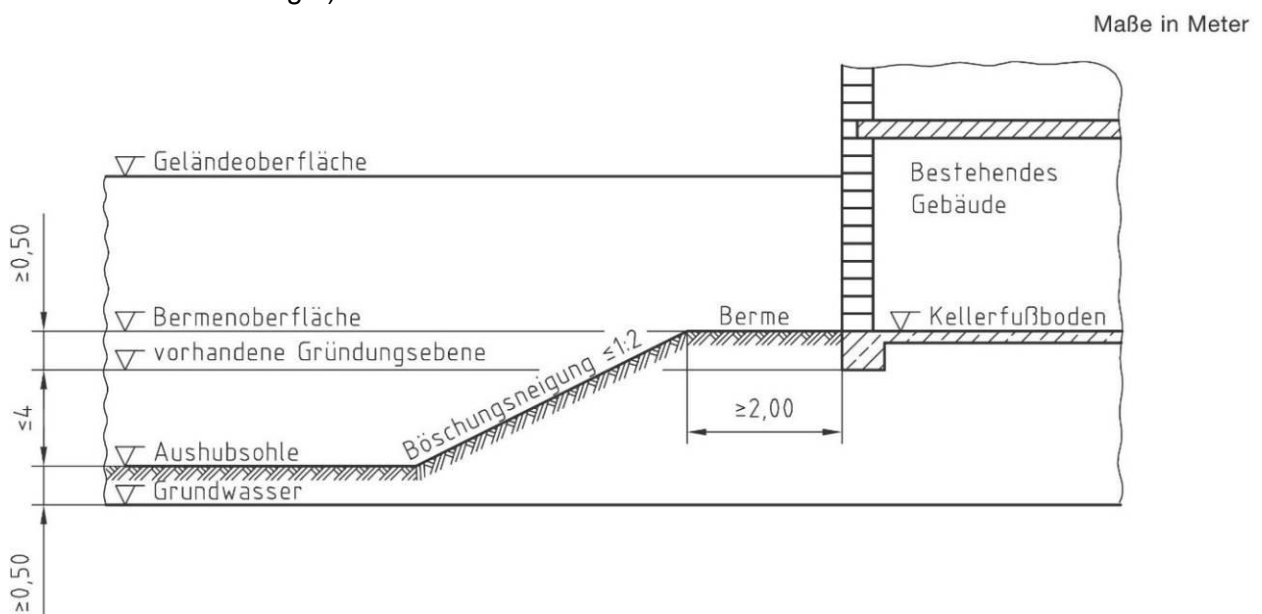


Abbildung 7: Bodenaushubgrenzen nach Bild 1 in DIN 4123

Allgemeines

Bei der Herstellung von mineralischen Polsterschichten und Bodenaustauschkörpern ist ein Lastausbreitungswinkel von 45° zu berücksichtigen. Polsterschichten sind je nach Mächtigkeit lagenweise einzubauen und zu verdichten.

Generell ist sicherzustellen, dass nicht einzelne Schwächezonen (z.B. aufgeweichte/aufgelockerte Partien oder Oberboden) in der Aushubsohle verbleiben. Falls die Gründungssohlen infolge der Aushubarbeiten örtlich aufgelockert werden oder aufgrund unsachgemäßer Beanspruchung aufweichen, sind diese Bereiche zu ertüchtigen.

Die Erdarbeiten sind nach Möglichkeit bei trockener Witterung auszuführen. Zumindest die bindigen bis gemischtkörnigen Böden reagieren sehr empfindlich auf eine Änderung des Wassergehalts und gleichzeitige dynamische Beanspruchung („Aufweichen“). Auf den Schutz des Aushubplanums sein an dieser Stelle nochmals hingewiesen.

Eine Abnahme der Baugruben-/Gründungssohlen wird empfohlen. Diese Abnahme sowie die bei der Herstellung von mineralischen Polsterschichten obligatorischen Verdichtungskontrollen können auf Wunsch durch die geotechnik west erfolgen. Um rechtzeitige Nachricht wird gebeten.

7 Schlussbemerkung, Unterschrift

Die im vorliegenden geotechnischen Bericht enthaltenen Angaben beziehen sich auf die aktuellen Untersuchungsstellen. Da Baugrunderkundungen in Form von Bohrungen und Sondierungen stichprobenartige Untersuchungen darstellen, können von der beschriebenen Baugrundsituation abweichende Verhältnisse grundsätzlich nicht mit letzter Sicherheit ausgeschlossen werden.

Es ist eine sorgfältige Überwachung der Erdarbeiten und eine laufende Überprüfung der angetroffenen Bodenverhältnisse im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen und Folgerungen erforderlich. Bei maßgeblichen Abweichungen ist der Unterzeichner umgehend zwecks Neubewertung zu benachrichtigen.

Bei Abweichungen von den dem geotechnischen Bericht zugrundeliegenden Entwurfsunterlagen, Annahmen oder Angaben ist ebenfalls Rücksprache mit dem Bodengutachter zu halten, da sich dann Änderungen in der Beurteilung ergeben können.

Für Rückfragen zum vorliegenden Gutachten stehen wir Ihnen jederzeit gerne zur Verfügung.

Monschau, den 28.10.2022

Nils Festag, M. Sc.
geotechnik west

Dipl.-Ing. Bernd Harth
geotechnik west