



**Bericht Nr.: 19 - 7422**

**Objekt:** **Neubau eines Rathauses  
mit Tiefgarage  
33129 Delbrück**

**Bauherr:** **Stadt Delbrück  
Marktstraße 4  
33129 Delbrück**

**Auftrag:** **Baugrunduntersuchungen und  
Baugrundgutachten zum o.g. Objekt**

**Durchführung  
der Feldunter-  
suchungen:** **am 17./18.07.2019 + 21.08.2019**

- GEOTECHNIK
- BAUGRUND
- ERDBAULABORATORIUM
- ERDSTATIK
- HYDROGEOLOGIE
- SPEZIALTIEFBAU
- DEPONIEWESEN
- FACHPLANUNGEN
- FACHBAULEITUNGEN
- GERICHTSGUTACHTEN
- ZERSTÖRUNGSFREIE  
MESSUNGEN

---

PTM GEOTECHNIK  
ARNSBERG GMBH

obereimer 36  
59821 arnsberg  
telefon: 02931/89030  
fax: 02931/8903-22  
e-mail: arnsberg@ptm.net  
internet: www.ptm.net

geschäftsführung  
dipl.-ing. günther mörchen  
ingenieurkammer nrw nr. 102497  
dipl.-ing. burghard dietrich  
ingenieurkammer nrw nr. 316951  
hrb 9736 ag arnsberg  
st.-nr.: fa arnsberg 303/5724/0628  
ust.-id.-nr.: de279634618

sparkasse arnsberg-sundern  
iban: DE47 4665 0005 0001 0295 11  
bic: WELADED1ARN

prüfstelle nach rap-stra  
mitglied im bundesverband  
unabhängiger prüfinstitute **bup**

Arnsberg, den 12.09.2019  
Unser Zeichen: Jäger/I

- ARNSBERG
- BAUTZEN
- DANZIG
- DORTMUND
- HAMBURG
- JENA
- RIGA
- STADE
- TOSTEDT



## Inhaltsverzeichnis

1. Vorgang und Auftrag	5
2. Situation	6
3. Geologie / Hydrogeologie	11
3.1 Regionalgeologische Verhältnisse	11
3.2 Hydrogeologie	15
4. Durchgeführte Untersuchungen	17
4.1 Bohrkernentnahmen und Bindemittelbestimmung	17
4.2 Kleinbohrungen und schwere Rammsondierungen	17
4.3 Grundwassermessstellen	18
4.4 Chemische Laboruntersuchungen	19
4.5 Bodenmechanische Laboruntersuchungen	21
5. Untersuchungsergebnisse	22
5.1 Schichtenfolge	22
5.2 Grundwasser	25
5.3 Geotechnische Systemschnitte	25
5.4 Charakteristische Bodenkennwerte und Homogenbereiche	26
5.5 Bohrkernuntersuchungen	28
5.6 Chemische Untersuchungen	29
5.6.1 Analysen nach LAGA-Boden/LAGA-Bauschutt	29
5.6.2 Deklarationsanalysen gemäß Deponieverordnung (DepV)	30
6. Gutachterliche Bewertung	31
6.1 Baugrundbeurteilung	31
6.2 Gründungsempfehlungen	33
6.2.1 Flachgründung mit Bodenpolstern	33
6.2.2 Tiefgründung auf Bohrpfählen	37
6.2.3 Tiefgründung auf Rammpfählen	40
6.2.4 Flachgründung auf Bewehrter Bodenplatte	42
6.3 Baugruben und Wasserhaltung	44
6.4 Bauwerksabdichtung	45



7. Kanalbau	46
7.1 Tragfähigkeit der Rohrauflager	46
7.2 Wiederverwertbarkeit von Aushubböden	46
7.3 Grabensicherung und Wasserhaltung	47
8. Parkplatzneubau	48
9. Weitere Hinweise	50



## Anlagenverzeichnis

Anlagenteil 1	2 Blatt	Lagepläne
Anlagenteil 2	3 Blatt	Geologische Karte und Geologische Schnitte
Anlagenteil 3	5 Blatt	Geotechnische Schnitte, Bohrprofile und Rammdiagramme
Anlagenteil 4	1 Blatt	GW-Ganglinie GWM 022170900-OL818
Anlagenteil 5	2 Blatt	Grundbruch-/Setzungsberechnungen
Anlagenteil 6	3 Blatt	Vorbemessung von Bohr- und Rammpfählen
Anlagenteil 7	2 Blatt	Bohrkerndokumentation
Anlagenteil 8	4 Blatt	Auswertung der chemischen Analysen
Anlagenteil 9	18 Blatt	Ergebnisse der chemischen Untersuchungen
Anlagenteil 10	5 Blatt	Protokolle der Bodenuntersuchungen



## 1. Vorgang und Auftrag

Die Stadt Delbrück sieht in der Innenstadt von Delbrück den Neubau eines Rathauses mit Tiefgarage, den Bau eines Parkplatzes sowie die teilweise Erneuerung der Kanalisation der "Kleinen Straße" vor.

Die PTM Geotechnik Arnsberg GmbH, Obereimer 36, 59821 Arnsberg wurde auf der Grundlage des Angebotes Nr. 19-142 vom 22.05.2019 mit der Durchführung der erforderlichen Baugrunduntersuchungen und der Erarbeitung eines Baugrundgutachtens beauftragt.

Der vorliegende Baugrundbericht enthält die Ergebnisse der Felduntersuchungen, eine umfassende Beschreibung der geologischen bzw. hydrogeologischen Verhältnisse, die Erläuterung der Untergrund- und Grundwassersituation, die Angabe der charakteristischen Bodenkennwerte und Homogenbereiche, die Darstellung und Bewertung der Baugrundverhältnisse, Gründungsempfehlungen und baupraktische Hinweise für den Bau des Rathauses / der Tiefgarage, für die Herrichtung des Parkplatzes und für die Erneuerung der Kanalisation.

Außerdem enthält der Bericht die Dokumentation der chemischen Untersuchungen hinsichtlich der Verwertung und der abfallrechtlichen Handhabung von Aushubböden gemäß LAGA (2004) und Deponieverordnung (DepV).

## 2. Situation

Wie dem Übersichtslageplan der Anlage 1.1 zu entnehmen ist, soll das neue Rathaus im Zentrum von Delbrück etwa 200 m südwestlich der historischen Kirche errichtet werden. Die Baufläche wird im Südosten von der Himmelreichallee und im Nordwesten von der "Kleinen Straße" begrenzt. Südwestlich befindet sich ein asphaltierter Parkplatz, im Nordosten liegt das durch Wohnbebauung genutzte Flurstück 481.

Im folgenden Luftbild sind die Baufläche sowie der Grundriss des geplanten Rathauses bzw. der Tiefgarage eingetragen.



Abbildung 1: Luftbild

Topografisch liegt der Standort im südlichen Bereich des "Delbrücker Rückens", wobei das insgesamt relativ ebene Gelände geringfügig in östlicher / nordöstlicher Richtung von ca. 101 mNN auf rd. 99 mNN einfällt.



Die südlichen Flächen entlang der Himmelreichallee sind überwiegend unversiegelt und durch mehr oder weniger üppige Vegetation (Rasen, Bäume und Sträucher) charakterisiert. Der nördliche Bereich der Baufläche zur Kleinen Straße hin ist z.T. geschottert und wird als Parkplatzfläche genutzt. Außerdem befindet sich nordöstlich der Parkplatzfläche ein Gebäude, das jedoch im Zuge der Neuplanung abgerissen wird.

Im Nordwesten zwischen der Kleinen Straße und der Langen Straße ist außerdem die Errichtung eines Parkplatzes vorgesehen. Die Flächen werden hier teils durch bestehende Parkplätze der Sparkasse Delbrück genutzt. Außerdem befindet sich im südwestlichen Bereich der geplanten Parkplatzfläche Wohn- und Geschäftshäuser, die ebenfalls abgerissen werden sollen.

Über weitere frühere Nutzungen des Geländes liegen uns keine Angaben vor.

#### Neubau Rathaus / Tiefgarage:

Im Lageplan der Anlage 1.2 ist die Grundfläche des geplanten Rathauses (rot schraffiert) eingetragen, die geplante Tiefgarage ist ebenfalls (schwarz schraffiert) gekennzeichnet. Demnach soll das Rathaus einen 5 - eckigen Grundriss mit variierenden Kantenlängen von etwa 20 m bis 30 m aufweisen und eine Grundfläche von rd. 1.150 m<sup>2</sup> besitzen. Der 4 - geschossige Neubau ist in Massivbauweise geplant und soll im Kern ein Atrium (Luftraum) erhalten. Außerdem ist eine vollständige Unterkellerung (Tiefgarage, Technik, Abstellräume etc.) vorgesehen. Bei einem geplanten Fußbodenniveau der Tiefgarage / des Kellers von rd. 95,4 mNN bindet das Untergeschoss etwa 3,5 m bis 4,0 m in das Umgebungsniveau ein, so dass eine entsprechend tiefe Baugrube erforderlich sein wird.

Aufgrund der (inklusive Tiefgarage) 5 - geschossigen Bauweise ist mit insgesamt recht hohen Bauwerkslasten zu rechnen, die aufgrund der Nutzung z.T. punktuell über Stützen abgetragen werden sollen. Für die Stützenlasten liegen uns grobe Schätzungen des Ingenieurbüros Brendebach aus Montabaur vor.

Rathausaußenwand- / -innenwandstützen:

Für die Stützen in den Grundrisslinien der Außen- bzw. Innenwände ist mit Stützenlasten in der Größenordnung von

$$N_d = \text{rd. } 530 \text{ kN bis } 1.430 \text{ kN}$$

bei einem Stützenabstand von  $\geq 5$  m zu rechnen. Ausgenommen sind hiervon die Stützen entlang der südwestlichen Außenwand. Sofern die Einzellasten über Stahlbetonbalken / Streifenfundamente "verschmiert" werden können, werden sich hier Linienlasten in einem Spektrum von schätzungsweise

$$p_d = 150 \text{ kN/m bis } 250 \text{ kN/m}$$

ergeben.

Für die 4 vorgesehenen Stützen entlang der südwestlichen Rathausfassade, die einen Großteil der Lasten aus dem südwestlichen Gebäudetrakt (durch entsprechende Unterzüge) aufnehmen sollen, sind die Stützenlasten mit

$$N_d = \text{rd. } 1.900 \text{ kN bis } 4.400 \text{ kN}$$

deutlich höher, so dass voraussichtlich Tiefgründungen mit Einzelfundamenten auf Pfählen erforderlich sein werden.

### Rathausinnenstützen:

Wie aus der groben Vorbemessung hervorgeht, ist für die Rathausinnenstützen mit einem sehr großen Spektrum an Lasten von

$$N_d = \text{rd. } 250 \text{ kN bis } 5.500 \text{ kN}$$

zu rechnen. In Abhängigkeit der Lasten werden diese voraussichtlich teils über Flachgründungen (geringe bis mittelhohe Lasten) und teils über Tiefgründungen (hohe + sehr hohe Lasten) in den Baugrund abzutragen sein.

### Tiefgarage außerhalb des Rathauses:

- TG - Außenwände:

Für die Tiefgarage außerhalb des Rathauses liegen uns keine Angaben über Wandlasten vor. Da es sich hier (lediglich) um ein Kellergeschoss mit entsprechender Überlagerung durch Böden + Verkehrslasten handelt, ist im Bereich der Außenwände nach grober Schätzung mit maximalen Wandlasten von

$$p_d \leq 150 \text{ kN/m}$$

zu rechnen.

- TG - Innenstützen

Für die in einem Raster von etwa 7,5 m x 7,5 m aufzustellenden Innenstützen ist mit Stützenlasten in der Größenordnung von

$$n_d = \text{rd. } 1.900 \text{ kN bis } 2.800 \text{ kN}$$

zu rechnen. Neben Flachgründungen für geringer belastete Stützen werden auch hier ggf. Tiefgründungen für hoch belastete Stützen ggf. erforderlich sein.



Zusätzlich zum Rathaus- bzw. zum Tiefgaragenneubau ist zwischen der Langen Straße und der Kleinen Straße nach Abriss noch bestehender Gebäude die Herichtung eines etwa 35 m x 40 m großen Parkplatzes (wahrscheinlich in Asphaltbauweise) vorgesehen.

Weiterhin soll die Kanalisation in einem Teilabschnitt der Kleinen Straße erneuert werden. Über geplante Leitungsdurchmesser sowie Verlegetiefen liegen uns derzeit noch keine Angaben vor.



### 3. Geologie / Hydrogeologie

#### 3.1 Regionalgeologische Verhältnisse

Gemäß der Geologischen Karte von Nordrhein-Westfalen im Maßstab 1 : 25.000 (Blatt 4217 Delbrück) befindet sich der Untersuchungsbereich übergeordnet am südlichen Rand des Delbrücker Rückens. Dieser bildet eine markante Geländeerhebung mit Höhen von etwa 80 mNN bis 103 mNN. In der Anlage 2.1 ist ein Ausschnitt aus der geologischen Karte mit Eintragung des Untersuchungsbereiches im Maßstab 1 : 20.000 dargestellt. Zusätzlich zu dem Ausschnitt aus der geologischen Karte enthalten die Anlagen 2.2 und 2.3 die für den Untersuchungsbereich relevanten geologischen Schnitte G-H und I-K. Die Schnittführung ist in der Anlage 2.1 dargestellt.

Nachfolgend wird der geologische Aufbau des Untergrundes unter Berücksichtigung der geotechnischen Eigenschaften der Böden und Gesteine detailliert vom Liegenden zum Hangenden hin beschrieben. Auf eine Beschreibung des tieferen Untergrundes (Karbon + Devon) wird an dieser Stelle verzichtet, da er für die Projektbearbeitung keine Relevanz besitzt.

#### **Festgestein:**

Zuunterst steht im betroffenen Bereich das Grundgebirge (Festgestein) in Form von Tonmergelsteinen (krsa1) mit Kalksandsteineinlagen des Untersantons (Oberkreide) an (Skupin, 1983)<sup>1</sup>. Mit der Oberfläche des Festgesteins ist auf Niveau von etwa 68 mNN - 76 mNN, also ca. 25 m bis 30 m unter GOK zu rechnen.

---

<sup>1</sup> Skupin, K., 1983. *Geologische Karte von Nordrhein-Westfalen 1 : 25.000 Erläuterungen zu Blatt 4217 Delbrück*. Krefeld: Geologisches Landesamt Nordrhein Westfalen



### **Lockergesteine:**

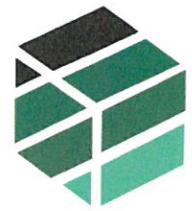
- Sedimente der Holstein - Warmzeit

Das Festgestein wird von quartären, fluviatilen Bach- und Flussablagerungen der Holstein - Warmzeit (Pleistozän) überlagert. Diese sind an der Basis als Mittel- bis Grobkies oder als Mittel- bis Grobsand (ho1) ausgebildet. Im betrachteten Bereich beträgt die Mächtigkeit dieser Schicht lediglich bis zu 2 m. Überlagert werden die geringmächtigen, fluviatilen Aufschotterungen von feinkörnigeren Flussablagerungen (ho2). Diese setzen sich überwiegend aus sandig-tonigen, kiesigen und teils humosen Schluffen zusammen. Die Mächtigkeiten betragen ca. 5 m - 15 m, die Bach- und Flussablagerungen der Holstein - Warmzeit reichen i.A. bis auf ein maximales Höhenniveau von 80 mNN bis 85 mNN. (Skupin, 1983)

- Sedimente der Saale - Kaltzeit

Als nächste geologische Formation folgen die quartären Ablagerungen der Saale - Kaltzeit. Während dieser Kaltzeit breitete sich das nordeuropäische Inlandeis im Zuge des "Drenthe-Vorstoßes" (Drenthe - Stadium) deutlich nach Süden hin aus und überlagerte den Untersuchungsbereich. (Skupin, 1983)

Oberhalb der Schichten des Holstein - Interglazials ist im Bereich des Delbrücker Rückens mit Schmelzwasserablagerungen in Form von Vorschüttsanden und Beckentonen (D,S,gf(1)) zu rechnen. Sie besitzen Mächtigkeiten von ca. 10 m bis 20 m und reichen bis auf ein Höhenniveau von rd. 94 mNN bis 100 mNN. Das Schichtpaket kennzeichnet sich durch eine teils engständige, teils auch weitständige Wechsellagerung von Fein- bis Mittelsanden mit örtlichen Kieseinlagerungen und teils auch sandig-tonigen Schluffen aus. Bei wachsenden Sandanteilen tritt der Schluffgehalt zum Hangenden hin immer weiter in den Hintergrund. Allerdings ist auch in den höheren Lagen mit Schluffeinlagerungen zu rechnen (Skupin, 1983).



Die Wechsellagerungen sind auf die variierenden Ablagerungsbedingungen im Vorland der Gletscher zurückzuführen. In der unmittelbaren Nähe zum Gletscher werden dabei eher Gewässer mit starken Strömungen angetroffen, sodass hier gröbere Sedimente abgelagert wurden. Mit zunehmender Distanz zu der Gletscherfront nehmen auch die Fließgeschwindigkeiten der Gewässer ab, sodass eher feinkörnige Sedimente abgelagert werden. Die für die oberen Lagen (obere 6 m - 7 m) der Vorschüttsande und Beckentone charakteristische, horizontale, wenige Zentimeter mächtige und recht gleichmäßige Wechsellagerung zwischen Sanden und Tonen / Schluffen deutet auf eine Ablagerung im Stillwasser (vermutlich Eisstauseeablagerungen) hin. Als weitere Ursache der variierenden Wechsellagerung sind auch die klimatischen Veränderungen zu benennen, die zu einer Jahresschichtung (Warven) innerhalb der Sedimente sowie zu periglazialen Erscheinungen durch z.B. Kryoturbation führen (Skupin, 1983). Auf Grund der zuvor beschriebenen Wechsellagerung kann nicht detailliert zwischen den Böden differenziert werden und es muss immer wieder auch mit "Schwächezonen" innerhalb der Sedimente gerechnet werden.

Insgesamt sind die Böden durch die Überlagerung durch das Inlandeis recht gut konsolidiert. Die Schluffe und Tone sind extrem wasserempfindlich sowie frostempfindlich. Für die schluffig-tonigen Böden wird in den Erläuterungen zur geologischen Karte ein Steifemodul von

$$E_s = \text{ca. } 6 - 20 \text{ MN/m}^2$$

und für die Sande von

$$E_s = \text{ca. } 30 - 40 \text{ MN/m}^2$$

angegeben (Skupin, 1983).



- Grundmoräne

Zuoberst ist im Untersuchungsbereich mit den Eisablagerungen der Grundmoräne (D,Mg) der Saale - Kaltzeit (Drenthe-Stadium)) zu rechnen. Sie entstehen als Abschmelzprodukte an der Basis der sich zurückziehenden Gletscher und sind als sandig-schluffiger, steiniger Mergel oder Ton ausgebildet.

Die Sedimente der Grundmoräne sind ebenfalls durch die Eisüberlagerung gut auskonsolidiert. Jedoch sind die Schluffe und Tone sehr wasser- und frostempfindlich. Gemäß der Erläuterungen zur geologischen Karte ist für die tonig-schluffigen Sedimente ein Steifemodul von schätzungsweise

$$E_s = \text{ca. } 10 - 30 \text{ MN/m}^2$$

und für die sandig-kiesigen Sedimente von

$$E_s = \text{ca. } 50 - 100 \text{ MN/m}^2.$$

ansetzbar (Skupin, 1983).

### 3.2 Hydrogeologie

Hydrogeologisch betrachtet sind die sandig-kiesigen Sockelschichten der Holstein - Warmzeit (ho1) wasserführende Grundwasserleiter. Die oberhalb dieser Schicht folgenden Schluffe der Holstein - Warmzeit (ho2) sowie die unteren Lagen der Schmelzwasserablagerungen (D,S,gf(1), insbesondere Beckentone) sind verhältnismäßig undurchlässige Grundwassergeringleiter. Die überlagernden weiteren Schmelzwasserablagerungen in Form von überwiegend Fein- und Mittelsanden (mit teilweise eingeschalteten Schlufflagen) sind insgesamt als Grundwasserleiter anzusehen. Der überdeckende Geschiebemergel (D,Mg) ist aufgrund seiner morphologischen Position und aufgrund seiner geringen Durchlässigkeit grundwasserfrei (Skupin, 1983).

Die Abbildung 1 zeigt einen Ausschnitt aus der Hydrogeologischen Karte von NRW 1 : 50.000 (Blatt L 4316 Lippstadt) mit Eintrag des relevanten Untersuchungsbereiches.

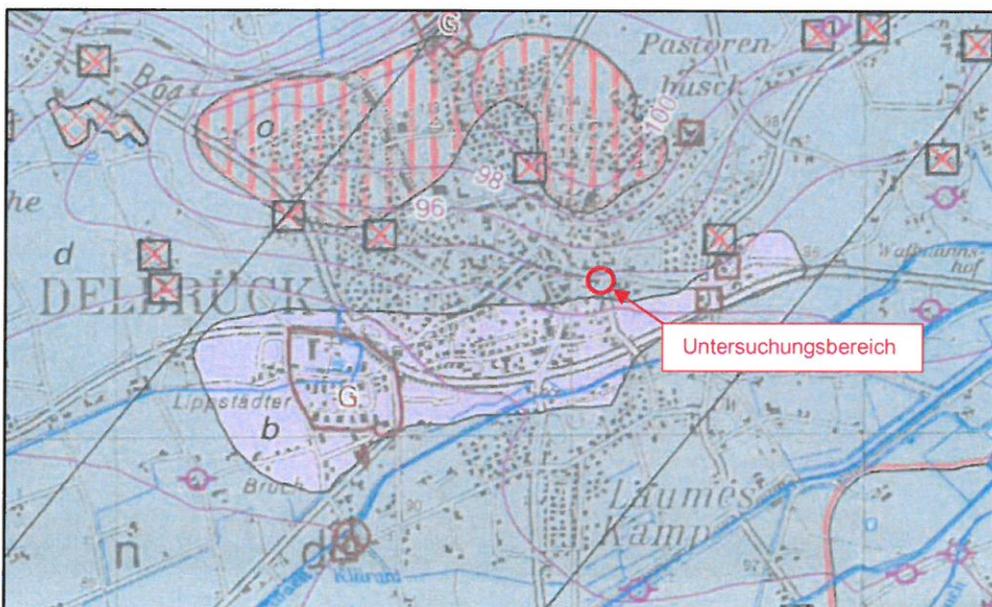


Abbildung 1: Ausschnitt aus der Hydrogeologischen Karte



Die lilafarbenen Isolinien stellen die Grundwasseroberfläche dar. In dem relevanten Untersuchungsbereich liegt das Grundwasser gemäß der Karte auf einer Höhe von

$$H_{GW} = 92 \text{ mNN} - 93 \text{ mNN.}$$

Zusätzlich wurden die (alten) Pegeldata für die Grundwassermessstelle 022170900 - OL 818 westlich des Untersuchungsbereiches ausgewertet. In der Anlage 4 ist die Lage des Pegels sowie die GW-Ganglinie für den Zeitraum von 1981 bis 1993 dargestellt. Es wurden im oben genannten Zeitraum Grundwasserstände zwischen von  $H_{GW} = 90,04 \text{ mNN} - 91,50 \text{ mNN}$  festgestellt. Gemittelt beträgt der Grundwasserstand etwa

$$H_{GW} = 90,5 \text{ mNN.}$$

Zusätzlich wurden zwei Grundwassermessstellen im Untersuchungsbereich errichtet. Die Lage der Grundwassermessstellen (GWM A + GWM B) ist dem Lageplan der Anlage 1.2 zu entnehmen. Eine erste Messung der Grundwasserstände am 21.08.2019 ergab einen Grundwasserstand für beide Pegel von

$$H_{GW} = \text{rd. } 90 \text{ mNN.}$$

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass im betrachteten Untersuchungsbereich mit Grundwasser auf Höhen von

$$H_{GW} = 90 \text{ mNN} - 93 \text{ mNN}$$

innerhalb der Schmelzwasserablagerungen (Vorschüttsande) zu rechnen ist.



## 4. Durchgeführte Untersuchungen

Die Felduntersuchungen inform von Bohrkernentnahmen, Kleinbohrungen, schweren Rammsondierungen sowie das Einrichten von 2 Grundwassermessstellen (Pegel) erfolgten am 17. + 18. Juli 2019 sowie am 21. August 2019. Nach Abschluss der Arbeiten wurden die Untersuchungspunkte höhenmäßig eingemessen. Die Lagen der Untersuchungspunkte sind im Lageplan der Anlage 1.2 (M = 1 : 500) eingetragen.

### 4.1 Bohrkernentnahmen und Bindemittelbestimmung

Im Bereich der "Kleinen Straße" wurde vor Aufnahme der tiefgründigen Baugrunderkundungen (Kleinbohrungen) die 2 Bohrkern BK 12 und BK 13 aus dem Asphaltbelag entnommen. An den Bohrkernen wurde neben der Schichtdickenmessung jeweils eine Bindemittelbestimmung auf Straßenpech (Schnelltest gem. FGSV-Arbeitspapier 27/2, Ausgabe 2000) durchgeführt. Die Stärken der einzelnen Einbaulagen jedes Bohrkerns sind der beigefügten Fotodokumentation (Anlagenteil 7) zu entnehmen.

Zusätzliche quantitative chemische Untersuchungen auf PAK (Polyzyklische Aromatisierte Kohlenwasserstoffe) im Feststoff und Phenole im Eluat entsprechend der RuVA-StB 01/05 wurden aufgrund der Eindeutigkeit der qualitativen Untersuchungen nicht durchgeführt.

### 4.2 Kleinbohrungen und schwere Rammsondierungen

Im Bereich des geplanten Rathauses bzw. der Tiefgarage wurden zur Erkundung der Untergrundverhältnisse und zur Entnahme von Bodenproben 13 Rammkernsondierungen (Kleinbohrungen) bis in Tiefen von 3,2 m bis 10,0 m unter Gelände abgeteuft. Das gewonnene Bohrgut wurde gem. EN ISO 14688 angesprochen, die Ergebnisse gem. DIN 4023 zu Bohrprofilen entwickelt und zeichnerisch in den Geotechnischen Schnitten der Anlagen 3.1 bis 3.4 dargestellt.



Zusätzlich wurden zur Abschätzung der Lagerungsdichten bzw. der Konsistenzen der anstehenden Böden und zur Verifizierung der Schichtgrenzen insgesamt 14 schwere Rammsondierungen (DIN EN ISO 22476-2, DPH) ausgeführt. Die Untersuchungstiefen betragen hier etwa 4,5 m bis maximal 20 m. Die Ergebnisse der schweren Rammsondierungen sind als Widerstandslinien (Anzahl Schläge je 10 cm Eindringtiefe) neben den zugehörigen Bohrsäulen in den Geotechnischen Schnitten veranschaulicht.

Zusätzlich wurden im Bereich der geplanten Parkplatzfläche die 3 Rammkernsondierungen RK 15 bis RK 17 sowie im Bereich der Kleinen Straße die 2 Rammkernsondierungen RK 12 und RK 13 durchgeführt. Hier betragen die Untersuchungstiefen 2,0 m (Parkplatz) und 3,0 m (Kleinen Straße). Auch hier wurde das gewonnene Bohrgut angesprochen, die Ergebnisse zu Bohrprofilen entwickelt und in der Anlage 3.5 dargestellt.

### **4.3 Grundwassermessstellen**

Zur Beobachtung der Grundwasserstände im Bereich des geplanten Rathauses wurden die Bohrlöcher der Rammkernsondierungen RK A und RK B (s. Lageplan der Anlage 1.2) zu Grundwasser-Messstellen mit metallischen Rammfiltern (1,25“) ausgebaut. Die unteren 8 m sind jeweils mit Filterrohren und die oberen 2 m mit Vollrohren erstellt.

#### 4.4 Chemische Laboruntersuchungen

Aus den mittels Rammkernbohrungen gewonnenen Materialien wurden repräsentativ 5 Mischproben zusammengestellt und homogenisiert. Die Mischproben wurden chemischen Analysen nach LAGA-Boden (2004)<sup>(2)</sup> bzw. LAGA-Bauschutt (1997) für die Ermittlung einer Einbauklasse unterzogen. Zusätzlich wurde an jeder Probe eine Deklarationsanalytik gemäß Deponieverordnung (DepV)<sup>(3)</sup> zwecks Bestimmung eines Entsorgungsweges durchgeführt.

Die Mischprobenzusammenstellung, der jeweilige Teufenbereich zur Probenentnahme und die Materialansprachen sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt.

Tabelle 1: Mischprobencharakterisierung

Mischprobe	Einzelproben	Entnahmetiefe [m]	Material	Untersuchung
MP 1	1.1 - 1.2	0,1 - 0,7	Auffüllungen  (im Bereich unversiegelter Flächen)	LAGA-Boden und DepV (DK 0 – DK III)
	2.2	0,2 - 0,6		
	3.2	0,2 - 0,5		
	4.2	0,4 - 1,9		
	5.2 - 5.3	0,2 - 0,8		
	6.2	0,2 - 0,6		
	7.1 - 7.2	0,0 - 1,2		
	9.2	0,2 - 0,6		
	10.1 - 10.2	0,0 - 0,5		
11.1 - 11.2	0,0 - 1,1			
MP 2	8.1 - 8.2	0,1 - 1,0	Auffüllungen (im Bereich versiegelter Flächen)	
	13.1	0,1 - 0,3		
	16.1	0,0 - 0,7		

<sup>(2)</sup> Mitteilung der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA) 20; überarbeitete Endfassung vom 06.11.2003 (Allgemeiner Teil), Teile II (Boden) und III vom 05.11.2004.

<sup>(3)</sup> Verordnung über Deponien und Langzeitlager (Deponieverordnung, DepV) vom 16.07.2009, BGBl. I 2009; zuletzt geändert: 03.2016.

Fortsetzung Tabelle 1

Mischprobe	Einzelproben	Entnahmetiefe [m]	Material	Untersuchung
<b>MP 3</b>	12.1	0,1 - 0,4	Auffüllungen (Bauschutt)	LAGA-Bauschutt und DepV (DK 0 – DK III)
	15.2	0,2 - 1,0		
	17.1 - 17.3	0,1 - 2,0		
<b>MP 4</b>	1.3 - 1.5	0,7 - 4,0	natürliche Lehme / Tone	LAGA-Boden und DepV (DK 0 – DK III)
	2.3 - 2.5	0,6 - 4,2		
	3.3 - 3.5	0,5 - 3,2		
	4.3	1,9 - 2,9		
	5.3 - 5.5	0,8 - 3,7		
	6.3 - 6.5	0,6 - 4,1		
	7.3 - 7.4	1,2 - 2,5		
	8.3 - 8.5	1,0 - 3,4		
	9.3 - 9.5	0,6 - 3,2		
	10.2 - 10.6	0,5 - 3,8		
	11.3	1,1 - 3,4		
	12.3	1,0 - 3,0		
	13.2 - 13.4	0,3 - 3,0		
15.3	1,0 - 2,0			
16.2 - 16.3	0,7 - 2,0			
<b>MP 5</b>	3.6 - 3.7	3,2 - 6,0	natürliche Sande	
	4.4 - 4.5	2,9 - 6,0		
	7.5	2,5 - 4,0		
	8.6 - 8.7	3,4 - 6,0		
	10.7	3,8 - 5,0		
	11.4 - 11.5	3,4 - 6,0		

Mit den chemischen Untersuchungen der Proben gemäß LAGA-Bestimmungen für Boden bzw. Bauschutt sowie Deponieverordnung DepV wurde die Gesellschaft für Bioanalytik mbH (GBA), Bruchstraße 5c in 45883 Gelsenkirchen beauftragt. Die Ergebnisprotokolle liegen als Anlagenteil 9 bei.



#### **4.5 Bodenmechanische Laboruntersuchungen**

Zur Verifizierung der in den Bohrungen angetroffenen Böden wurden an ausgewählten Misch- bzw. Einzelproben die folgenden bodenmechanischen Laboruntersuchungen durchgeführt:

- 2 x Ermittlung der Korngrößenverteilung nach DIN 18123
- 2 x Ermittlung der Zustandsgrenzen nach DIN 18122
- 10 x Ermittlung des Wassergehaltes nach DIN 18121

Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen sind in die Beschreibung der angetroffenen Bodenarten und Bodengruppen sowie in die Abschätzung der bodenmechanischen Kennwerte eingeflossen.

Die Untersuchungsprotokolle sind diesem Bericht im Anlagenteil 10 beigelegt.



## 5. Untersuchungsergebnisse

### 5.1 Schichtenfolge

Die in den Bohrungen/Sondierungen angetroffenen Böden werden unter bodenmechanischen und ingenieurgeologischen Kriterien wie folgt differenziert:

Schicht I: Auffüllungen

Schicht II: Lehme/Tone

Schicht III: Sande

#### Zu Schicht I: Auffüllungen

Im Bereich der Untersuchungspunkte RK 1 - RK 6 sowie RK 9 zeigte sich als oberstes Schichtglied eine etwa 10 cm bis maximal 40 cm mächtige organische Oberbodendecke. Diese setzt sich meist aus sandig-kiesigen, humosen Schluffen zusammen und ist nach DIN 18196 meist der Bodengruppe OU zuzurechnen.

Bei den Untersuchungspunkten Nr. 12 + 13 im Bereich "Kleine Straße" (s. Anlage 3.5) ist die Oberfläche durch einen etwa 9 cm dicken Asphaltüberbau (Asphaltdeckschicht + Asphalttragschicht) versiegelt. Im Bereich der geplanten Parkplatflächen (RK 15 - RK 17, Anlage 3.5) zeigte sich zuoberst eine inkl. Bettung etwa 10 cm dicke Pflasterdecke.

Unterhalb der Oberbodendecken bzw. der versiegelten Flächen stehen grob-, gemischt- und feinkörnige Auffüllungen in Form von Felsbrüchen, Sanden und teils auch Lehmen an. Bereichsweise sind die Auffüllungen mit erheblichen anthropogenen Anteilen (Bauschutt) durchsetzt. Das Kornspektrum der Auffüllmassen ist dementsprechend sehr weit und reicht von sandig-steinigen, nahezu feinteilfreien Kiesen bis hin zu sandig-humosen Schluffen. Die recht inhomogen verteilten Böden sind nach DIN 18196 in Abhängigkeit ihrer Zusammensetzungen den Bodengruppen GW, GU, GU\*, SU, SU\*, TL, UL sowie OU/UL zuzurechnen.



Die Schlagzahlen der schweren Rammsondierungen deuten auf eine lockere bis dichte Lagerung der grob- und gemischtkörnigen Auffüllungen hin. Nach Bodenansprache besitzen die feinkörnigen Lehme Konsistenzen von weichplastisch bis halbfest.

Die Schichtdicken der Auffüllungen betragen meist wenige Dezimeter bis etwa 1,5 m. Lediglich am Untersuchungspunkt Nr. 17 konnte die Schichtbasis in einer Untersuchungstiefe von 2,0 m unter GOK noch nicht erbohrt werden.

#### Zu Schicht II: Lehme und Tone

Als erstes natürlich gewachsenes Schichtglied wurden die feinkörnigen Sedimente der Grundmoränen angetroffen. Die Kornverteilung reicht dabei von kiesigen Schluff-Sand-Gemischen über stark sandige, schwach tonige Schluffe bis hin zu schluffig-sandigen Tonen. Nach DIN 18196 gehören die feinkörnigen Böden den Bodengruppen UL, TL, TM sowie örtlich auch UL/SU\* an. Nach alter DIN 18300 sind die Böden den ehemaligen Bodenklassen 3 - 5 zuzurechnen.

In Abhängigkeit ihrer Wassergehalte reichen die Konsistenzen der feinkörnigen Böden von weich-breilig bis hin zu steif-halbfest. Die Konsistenzen der Bodenansprache werden durch die durchgeführten Laborversuche sowie durch die Schlagzahlen der schweren Rammsondierungen untermauert.

Auf der Grundlage der Bohrungen + schweren Rammsondierungen besitzen die feinkörnigen Böden der Grundmoräne Schichtdicken von meist etwa 1 m - 4 m. Dementsprechend ist mit der Schichtbasis auf absoluten Höhenniveaus von

**UK<sub>Grundmoräne</sub> = rd. 95 mNN bis 96 mNN**

zu rechnen.



### Zu Schicht III: Sande

Erwartungsgemäß werden die feinkörnigen Böden der Grundmoräne von den überwiegend gemischtkörnigen Schmelzwasserablagerungen (Vorschüttsand) unterlagert. Die Sedimente besitzen dabei überwiegend die Kornverteilung von Sanden mit variierenden Schluff- und z.T. Kiesanteilen. Sie sind in Abhängigkeit ihrer Feinanteile überwiegend den Bodengruppen SU, SW, SE und SU\* nach DIN 18196 zuzurechnen. Mit Verweis auf die Schlagzahlen der schweren Rammsondierungen besitzen die Sande eine mindestens mitteldichte, mit zunehmender Tiefe auch überwiegend dichte bis sehr dichte Lagerung, was u.a. auch auf die Konsolidierung infolge eiszeitlicher Überlagerungen (Eisdruck) zurückzuführen ist.

Innerhalb der o.g. Vorschüttsande ist lokal mit unregelmäßig auftretenden Lehmeinlagerungen (Beckentone) zu rechnen, die als lokale Schwachstellen innerhalb der Sande zu interpretieren sind. Die sehr geringen Schlagzahlen bei der schweren Rammsondierung DPH 8 im Tiefenabschnitt zwischen 6 m und 8,5 m unter Gelände deuten auf eine solche Schwächezone hin.

Die Schichtbasis der Schmelzwasserablagerungen konnte im Rahmen der durchgeführten Bohrungen und Sondierungen selbst in Tiefen von 20 m unter GOK (= rd. 78 mNN) noch nicht angetroffen werden.



## 5.2 Grundwasser

Grundwasser wurde am 21.08.2019 im Bereich der Grundwassermessstellen GWM A und GWM B in Tiefen von 8,9 m bzw. 8,3 m unter Gelände angetroffen. Dies entspricht einem absoluten Grundwasserstand von

$$\text{GW}_{21.08.2019} = \text{rd. } 90 \text{ mNN.}$$

Mit echtem Grundwasser ist somit innerhalb der Vorschüttsande zu rechnen, wobei der Grundwasserstand mit Verweis auf die Hydrogeologischen Betrachtungen des Kapitels 3.2 bis auf etwa 92 mNN ansteigen kann.

Neben dem o.g. Grundwasser ist innerhalb der feinkörnigen Böden der Schicht I aufgrund der geringen Wasserdurchlässigkeit mit Schichtenwasser und Staunässe zu rechnen. Darauf deuten auch die unter Wassereinfluss teils weichen Konsistenzen dieser Böden hin.

## 5.3 Geotechnische Systemschnitte

Die vorstehend erläuterte, wechselnde Schichtenfolge wurde in den geotechnischen Systemschnitten der Anlagen 3.1 bis 3.4 zusammengefasst. Der Schichtenaufbau ist schematisch dargestellt, so dass entsprechend der Natur geologischer Körper zwischen den Bohrpunkten mit Abweichungen von den idealisierten Linien zu rechnen ist.

## 5.4 Charakteristische Bodenkennwerte und Homogenbereiche

Die charakteristischen Bodenkennwerte und Homogenbereiche werden aufgrund der Feld- und Laboruntersuchungen, regionaler Erfahrungen, einschlägiger Tabellenwerke sowie unter Berücksichtigung der geologischen Verhältnisse wie folgt abgeschätzt:

Tabelle 2: Charakteristische Bodenkennwerte

Parameter		Schicht I	Schicht II:	Schicht III:
1	Homogenbereich (DIN 18300:2015-08)	B 1	B 2	B 3
2	Ortsübliche Bezeichnung	Auffüllungen	Lehme / Tone	Sande
3	Bodengruppen (DIN 18196)	GW, GU, GU*, SU, SU*, UL, TL	UL, TL, TM	SW, SE, SU, SU*, SU*/UL
4	Korngrößenverteilungen/Bodenarten	G, s*, x - U, s, t'	U, s*, g - T, u, s	S, g' - S, u*
	Anteil Steine und Blöcke [%]	10 - 20	0 - 10	0 - 5
6	Anteil große Blöcke [%]	0 - 10	0	-
7	Dichte, feucht [g/cm <sup>3</sup> ]	2,0 - 2,2	2,0 - 2,1	2,1 - 2,2
8	Undränierete Scherfestigkeit [kN/m <sup>2</sup> ]	Lehme: 50 - 100	Lehme: 50 - 100	-
9	Wassergehalt [%]	5 - 20	10 - 30	5 - 15
10	Konsistenz (optional)	Lehme: steif bis weich	weich-breig bis steif-halbfest	-
11	Konsistenzzahl I <sub>c</sub> [-]	Lehme: 0,5 - 1,0	0,25 - 1,25	-
12	Plastizitätszahl I <sub>p</sub> [-]	Lehme: 0,04 - 0,20	0,04 - 0,30	-
13	Lagerungsdichte bzw. Lagerung	locker bis dicht	-	mitteldicht - sehr dicht
14	Organischer Anteil vgl [%]	0 - 4	0 - 2	0 - 2



Parameter		Schicht I b:	Schicht II:	Schicht III:
15	Wichte $\gamma_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18 - 20	17 - 19	18 - 20
16	Reibungswinkel $\varphi'_k$ [Grad]	27,5 - 37,5	25 - 30	30 - 35
17	Kohäsion $c'_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0 - 5	2 - 15	0 - 2
18	Steifeziffer $E_{s,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	10 - 30	5 - 20	20 - 50
19	Bodenklasse nach alter DIN 183000	3 - 5	3 - 5	3 - 4



## 5.5 Bohrkernuntersuchungen

An den aus der Asphaltfläche "Kleine Straße" entnommenen Bohrkernen wurden jeweils Nachweise auf teer- / pechhaltige Bestandteile im Bindemittel mittels Farbindikationsverfahren nach FGSV-Arbeitspapier Nr. 27/2 durchgeführt (vgl. Anlage teil 7).

Demnach ist das durch die Bohrkernre repräsentierte Asphaltmaterial frei von Straßenpech im Bindemittel und somit in die

### **Verwertungsklasse A**

nach RuVA-StB 01 einzustufen und darf im Heißmischverfahren wiederverwertet werden.

## 5.6 Chemische Untersuchungen

### 5.6.1 Analysen nach LAGA-Boden/LAGA-Bauschutt

Die Ergebnisse der chemischen Untersuchungen nach LAGA-Boden bzw. LAGA-Bauschutt sind in den Anlagen 8.1.1 und 8.1.2 den Zuordnungswerten Z 0 bis Z 2 gegenübergestellt. Es lassen sich folgende Einbauklassen (siehe Tabelle ) gemäß LAGA-Boden (2004) / LAGA-Bauschutt (1997) ableiten.

Tabelle 3: Deklarationsanalyse nach LAGA-Boden / LAGA-Bauschutt

Probenbezeichnung	Ursachen für die Einbauklasse		Einbauklasse
	Feststoff	Eluat	
MP 1	TOC, Kupfer, Quecksilber, Zink	-	Z 1.1
MP 2	-	-	Z 0
MP 3	-	-	Z 0
MP 4	TOC	-	Z 1.1
MP 5	-	-	Z 0

Die Tabelle führt die Zuordnungsclassen gemäß den LAGA-Bestimmungen und die zugehörigen Wiederverwertungen auf.

Tabelle 4: Einbauklassen gemäß den LAGA-Bestimmungen

<b>Z 0</b>	Wiederverwertung im <u>uneingeschränkten, offenen</u> Einbau
<b>Z 1.1</b>	Wiederverwertung im <u>eingeschränkten, offenen Einbau unter ungünstigen hydrologischen Standortbedingungen</u> ; z.B. Wegebau, Unterbau von Gebäuden, unterhalb durchwurzelter Bodenschichten
<b>Z 1.2</b>	Wiederverwertung im <u>eingeschränkten, offenen Einbau unter günstigen hydrologischen Standortbedingungen</u>
<b>Z 2</b>	Wiederverwertung im <u>eingeschränkten Einbau mit definierten technischen Sicherungsmaßnahmen</u> ; z.B. unter gering durchlässiger Deckschicht Abstand zwischen Unterkante des Schüttkörpers und maximalem Grundwasserstand beträgt mindestens 2 m
<b>&gt; Z 2</b>	<u>Wiederverwertung nicht zulässig</u> , Material muss <u>Entsorgung</u> zugeführt werden

### 5.6.2 Deklarationsanalysen gemäß Deponieverordnung (DepV)

In den Anlagen 8.2.1 und 8.2.2 sind die detektierten Schadstoffgehalte den Zuordnungswerten der Deponieklassen DK 0 - DK III gegenübergestellt und die jeweiligen Abfallschlüssel gemäß der AVV (4) aufgeführt.

Die ableitbaren Deponieklassen - unter Berücksichtigung zulässiger Ausnahmeregelungen gemäß der DepV - für die durch die Probe repräsentierten Materialien können der nachfolgenden Tabelle 5 entnommen werden.

Tabelle 5: Deklarationsanalyse nach DepV

Probenbezeichnung	Ursachen für die Deponieklasse		Deponieklasse gem. DepV	Abfallschlüssel gem. AVV
	Feststoff	Eluat		
MP 1	-	-	DK 0 *	17 05 04
MP 2	-	-	DK 0	17 05 04
MP 3	-	-	DK 0	17 09 04
MP 4	-	-	DK 0	17 05 04
MP 5	-	-	DK 0	17 05 04

\* Ausnahmeregelungen zur Herabstufung der Deponieklassen siehe Seite 2 der Anlage 8.2.1

In der 6 sind die relevanten Abfallschlüsselnummern erklärt.

Tabelle 1: Abfallschlüsselnummern gemäß AVV

<b>Boden</b>	17 05 04	Boden und Steine mit Ausnahme derjenigen, die unter 17 05 03* fallen
<b>Sonstige Bau- und Abbruchabfälle</b>	17 09 04	gemischte Bau- und Abbruchabfälle mit Ausnahme derjenigen, die unter 17 09 01, 17 09 02 und 17 09 03 fallen

(4) Verordnung über das Europäische Abfallverzeichnis (Abfallverzeichnis-Verordnung - AVV) vom 10.12.2001, BGBl. I S. 3379), zuletzt geändert: 22.12.2016



## 6. Gutachterliche Bewertung

### 6.1 Baugrundbeurteilung

Mit Verweis auf Anlagenteil 3 ist der Baugrund im Bereich des geplanten Rathauses bzw. der Tiefgarage durch die Schichtenfolge Auffüllung über Lehm/Ton über Sand charakterisiert. Aus baugrundtechnischer Sicht sind die angetroffenen Schichten dabei wie folgt zu beurteilen:

Die sowohl über die Fläche als auch über die Tiefe relativ inhomogen verteilten Auffüllungen sind aufgrund der teils lockeren Lagerung der grob- und gemischtkörnigen Fraktionen sowie der teils weichen Konsistenzen der feinkörnigen Anteile als insgesamt setzungswillig und nur gering tragfähig einzustufen. Es ist bereits unter relativ geringen Lasten mit erheblichen Setzungen bzw. mit nicht bauwerksverträglichen Differenzsetzungen zu rechnen, so dass wir von einem Lastabtrag innerhalb der Auffüllungen ohne zusätzliche Maßnahmen abraten.

Auch die natürlichen Lehme/Tone der Schicht II besitzen aufgrund ihrer Feinkörnigkeit sowie ihrer lokal sehr ungünstigen, d.h. weichen und stellenweise auch weich-breiigen Konsistenzen ein sehr hohes Setzungspotential, so dass auch sie als unzuverlässig und nur gering tragfähig einzustufen sind. Von einem Lastabtrag ohne zusätzliche Maßnahmen sowie Begrenzung aufnehmbarer Sohldrücke ist dringend abzuraten.

Die überwiegend ab etwa 94 mNN bis 95 mNN zu erwartenden, meist gemischtkörnigen Sande der Schicht III besitzen eine mindestens mitteldichte, teils auch dichte bis sehr dichte Lagerung und sind somit als nur relativ gering verformungswillig und dementsprechend gegenüber den Schichten I + II als gut tragfähig einzustufen. Hier dürfen mittelhohe bis hohe Lasten auch ohne das Risiko unzulässig hoher Setzungen bzw. Differenzsetzungen eingeleitet werden. Dennoch weisen wir nochmals darauf hin, dass innerhalb der Sande lokal mit Schwächezonen



aus eingelagerten Lehmen (Beckentone) zu rechnen ist. Somit ist der Abtrag hoher und sehr hoher Stützenlasten über entsprechende Tiefgründungen (Bohrpfähle / Ramppfähle) zu empfehlen, wobei der Lastabtrag dann über die Tiefe innerhalb der sehr dicht gelagerten Sande erfolgt.



## 6.2 Gründungsempfehlungen

Unter der Annahme eines Gründungsniveaus von schätzungsweise 94,0 mNN bis 94,5 mNN werden die Gründungselemente voraussichtlich überwiegend in die relativ gut tragfähigen Sande der Schicht III, lokal jedoch auch in die unzureichend tragfähigen und setzungswilligen Lehme der Schicht II einbinden. Je nach Höhe der abzutragenden Bauwerkslasten und der zulässigen Setzungen kommen aus unserer Sicht die Gründungsvarianten

- Flachgründung auf Einzel- und Streifenfundamenten mit Bodenpolstern für geringe bis mittelhohe Lasten,
- Tiefgründung mit Bohr- oder Rammpfählen für hohe und sehr hohe Lasten sowie ggf.
- Flachgründung mittels Stahlbetonbodenplatte auf Tragschicht

in Betracht. In Abhängigkeit der Lasten bzw. der Lastverteilungen sind ggf. auch Mischvarianten aus den o.g. Gründungsweisen erforderlich.

### 6.2.1 Flachgründung mit Bodenpolstern

In Bereichen, in denen lediglich geringe bis mittelhohe Stützen- und Linienlasten mit daraus resultierenden moderaten Sohldrücken auftreten und Setzungen bis zu einem gewissen Maß vertretbar sind, dürfen die Bauwerkslasten über Einzel- / oder Streifenfundamente in den Baugrund eingeleitet werden. In diesem Fall sind die Fundamente mit mindestens

**d = 60 cm dicken Bodenpolstern**

auszustatten. Sofern auf Erdplanumsniveau zur Aufnahme der Polster aufgeweichte Lehme oder stark verlehnte Sande angetroffen werden, sind die Polster auf  $d = 1,0$  m zu verstärken.



Die Bodenpolster führen neben einer optimalen Lastverteilung auch zur Reduzierung setzungsrelevanter Schichten und daraus resultierend zur Verringerung von Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen. Darüber hinaus dienen Bodenpolster zur Überbrückung ggf. lokal vorhandener Schwachstellen sowie zur allgemeinen Vergleichmäßigung des Baugrundes.

Die Bodenpolster müssen die Fundamente in den Grundrisslinien um den Betrag der Einbaudicke (hier: 60 cm) überschreiten. Zur Herstellung sind grob- oder gemischtkörnige, gut kornabgestufte, verdichtungsfähige Mineralstoffe (z.B. Vorabsiebung der Körnungen 0/32 mm, 0/45 mm oder 0/56 mm) mit weniger als 10 Gew.-% Feinanteil ( $d \leq 0,063$  mm) zu verwenden. Auch Recyclingmaterial ist geeignet, sofern es den Anforderungen an die Verdichtungsfähigkeit sowie den wasserrechtlichen / umweltrechtlichen Anforderungen genügt.

Die Mineralstoffe sind in 2 Lagen a 30 cm unter intensiver Verdichtung einzubauen. Die Verdichtung ist durch Lastplattendruckversuche gemäß DIN 18134 bzw. dynamische Fallplattenversuche zu kontrollieren, wobei ein Mindestverformungsmodul von

$$E_{v2,min} \geq 80 \text{ MN/m}^2$$

auf der Oberkante von Polstern nachzuweisen ist. Für die Bodenpolster darf bei fachgerechtem Einbau mit folgenden charakteristischen Bodenkennwerten gerechnet werden:

- Wichte:  $\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$
- Wichte unter Auftrieb:  $\gamma'_k = 11 \text{ kN/m}^3$
- Winkel der inneren Reibung:  $\varphi_k = 35^\circ$
- Kohäsion:  $c_k = 0 \text{ kN/m}^2$
- Steifemodul:  $E_{s,k} = 30 \text{ MN/m}^2$



Unter Berücksichtigung des oben beschriebenen Bodenpolsters sowie der im Rahmen der Untersuchungen ermittelten Baugrundsichtung haben wir in den Anlagen 5.1 und 5.2 entsprechende Grundbruch- und Setzungsberechnungen für Einzel- und Streifenfundamente durchgeführt. Da außerdem auch unterhalb des Gründungsniveau mit lokalen Schwachstellen innerhalb der i.A. gut tragfähigen Sande der Schicht III zu rechnen ist, haben wir in den Berechnungen die folgenden (herabgesetzten) bodenmechanischen Kennwerte für die Sande berücksichtigt:

- Wichte:  $\gamma_k = 19 \text{ kN/m}^3$
- Wichte unter Auftrieb:  $\gamma'_k = 10 \text{ kN/m}^3$
- Winkel der inneren Reibung:  $\varphi_k = 30^\circ$
- Kohäsion:  $c_k = 2 \text{ kN/m}^2$
- Steifemodul:  $E_{s,k} = 12 \text{ MN/m}^2$

Weiterhin haben wir im Rahmen der Berechnungen eine mittlere Aushubentlastung von

$$\sigma_{\text{Aushub}} = \gamma_{\text{Boden}} \times d_{\text{Aushub}} = 50 \text{ kN/m}^2$$

berücksichtigt.

Für die Gründungskörper haben wir in den Berechnungen des Anlagenteils 5 reduzierte Fundamentbreiten von  $b' = 1,0 \text{ m}$  bis  $3,0 \text{ m}$  für Einzelfundamente sowie  $b' = 0,6 \text{ m}$  bis  $1,2 \text{ m}$  für Streifenfundamente angesetzt. Bei einer Beschränkung der zulässigen Setzungen auf ein Gesamtmaß von  $s_{\text{max}} = 2 \text{ cm}$  dürfen die in den Tabellen 6 und 7 aufgeführten Bemessungswerte  $\sigma_{R,d}$  des Sohlwiderstandes nach Eurocode EC 7 bzw. die aufnehmbaren Sohldrücke  $\sigma_{\text{zul}}$  nach alter Norm DIN 1054 angenommen werden:

Tabelle 6: Bemessungswerte des Sohlwiderstandes bzw. aufnehmbare Sohlrücke für Einzelfundamente

	Fundamente mit Breiten $b'$ und Mindesteinbindetiefe $t = 80$ cm				
$b'$ [m]	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
$\sigma_{R,d}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	540	480	380	330	280
$\sigma_{zul.}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	380	330	270	230	200

Tabelle 7: Bemessungswerte des Sohlwiderstandes bzw. aufnehmbare Sohlrücke für Streifenfundamente

	Fundamente mit Breiten $b'$ und Mindesteinbindetiefe $t = 80$ cm			
$b'$ [m]	0,6	0,8	1,0	1,2
$\sigma_{R,d}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	410	400	350	320
$\sigma_{zul.}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	290	280	240	225

Die Werte beziehen sich auf lotrecht und mittig belastete Fundamente. Schräg und / oder ausmittig angreifende Lasten sind nach Eurocode EC 7 zu berücksichtigen. Die Berechnungen decken ein maximales H/V-Verhältnis von 0,1 ab. Die Grundbruchsicherheit ist bei Einhaltung der in den Tabellen 6 und 7 ausgewiesenen Werte in den Berechnungen impliziert.

Das zu erwartende Gesamtsetzungsmaß beträgt  $s = 2$  cm, die Differenzsetzungen werden bei ordnungsgemäßer Gründung ein Maß von  $\Delta s = 1$  cm nicht überschreiten.

## 6.2.2 Tiefgründung auf Bohrpfählen

Für hoch bis sehr hoch belastete Stützen mit Einzellasten von bis zu

$$F_{d,max} = 5.500 \text{ kN}$$

wird eine Flachgründung auf Einzelfundamenten mit Bodenpolstern sowohl aufgrund unzulässig hoher Setzungen als auch hinsichtlich des Grundbruchrisikos nicht möglich sein. Wir empfehlen daher, die hochbelasteten Fundamente tief auf

### Bohrpfählen nach DIN EN 1536

zu gründen.

In Anlehnung an die Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" (EA-Pfähle) dürfen für die Dimensionierung der Pfähle die folgenden charakteristischen Kennwerte für den Pfahlspitzenwiderstand  $q_{b,k}$  und die Pfahlmantelreibung  $q_{s1,k}$  angesetzt werden:

Tabelle 8: Pfahlspitzenwiderstand und -mantelreibung (charakteristisch) für Verdrängungspfähle

Tiefe [mNN]	Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Mantelreibung $q_{s1,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Horizontaler Bettungsmodul $k_{s,h}$ [MN/m <sup>3</sup> ]
> 91	0	0	5
< 91	s/D <sub>s</sub> = 0,02: 1,0 MN/m <sup>2</sup> s/D <sub>s</sub> = 0,03: 1,4 MN/m <sup>2</sup> s/D <sub>s</sub> = 0,10: 3,0 MN/m <sup>2</sup>	0,10 MN/m <sup>2</sup>	20



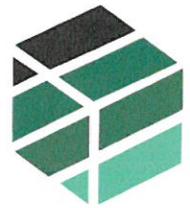
In den Anlagen 6.1 und 6.2 sind beispielhaft Pfahlbemessungen für 8 m bis 13 m lange Pfähle mit Pfahldurchmessern von  $D = 62$  cm bzw. 75 cm vorgenommen worden. Zur Berücksichtigung ggf. lokal vorhandener Schwachstellen wurde die Mantelreibung in den obersten 3 m ab Gründungsniveau zu  $q_{s,k} = 0$  MN/m<sup>2</sup> gesetzt. In den nachfolgenden Tabellen 9 + 10 sind die Ergebnisse der Pfahlbemessungen mit Angabe der Pfahlwiderstände  $R_d$  bzw.  $R_{E,k}$  zusammengefasst.

Tabelle 9: Beispielhafte Bemessung für 62 cm - Bohrpfahl

Pfahldurchmesser d [cm]	Pfahllänge L [m]	Pfahlkopfniveau [mNN]	Pfahlfußniveau [mNN]	Bemessungspfahlwiderstand $R_d$ [MN]	Aufnehmbare Charakteristische Pfahllast $E_k$ [MN]
62 cm	8	94	86	1,34 MN	0,94 MN
	9	94	85	1,48 MN	1,04 MN
	10	94	84	1,62 MN	1,13 MN
	11	94	83	1,76 MN	1,23 MN
	12	94	82	1,90 MN	1,33 MN
	13	94	81	2,04 MN	1,43 MN

Tabelle 10: Beispielhafte Bemessung für 75 cm - Bohrpfahl

Pfahldurchmesser d [cm]	Pfahllänge L [m]	Pfahlkopfniveau [mNN]	Pfahlfußniveau [mNN]	Bemessungspfahlwiderstand $R_d$ [MN]	Aufnehmbare Charakteristische Pfahllast $E_k$ [MN]
75 cm	8	94	86	1,79 MN	1,25 MN
	9	94	85	1,96 MN	1,37 MN
	10	94	84	2,13 MN	1,49 MN
	11	94	83	2,29 MN	1,61 MN
	12	94	82	2,46 MN	1,73 MN
	13	94	81	2,63 MN	1,85 MN



Das zu erwartende Setzungsmaß für die Pfähle beträgt  $s = 1 \text{ cm}$  und ist i.A. als bauwerksverträglich einzustufen. Da die Böden insgesamt deutlich höhere undränierete Kohäsionswerte als  $c_{u,k} = 15 \text{ kN/m}^2$  aufweisen, ist ein Knicksicherheitsnachweis für die Pfähle hier nicht erforderlich.

Das Bohren der Pfähle muss von einer "festen" Unterlage erfolgen. Wir empfehlen, für die Aufstandsfläche der Bohrgeräte eine mindestens  $d = 60 \text{ cm}$  dicke Tragschicht herzurichten, um die Befahrbarkeit durch entsprechende Bohrgeräte zu gewährleisten. Auf der Tragschicht ist ein Tragfähigkeitswert (Verformungsmodul) von  $E_{v2} \geq 60 \text{ MN/m}^2$  nachzuweisen. Es ist damit zu rechnen, dass durch die Bohrpfahlarbeiten das Planum zerfahren wird. Aufgewühlte, durch Regen verlässste Böden sind abzuschleppen und durch neue tragfähige Mineralstoffe zu ersetzen.

### 6.2.3 Tiefgründung auf Rammpfählen

Alternativ zum vorgenannten Kapitel ist ggf. auch eine Tiefgründung über Einzel- und / oder Streifenfundamente auf

#### Fertigteilrammpfählen nach DIN EN 12699

möglich. Ein recht wirtschaftliches Pfahlsystem stellen Stahlbetonfertigteilrammpfähle dar, die in den Untergrund eingerammt werden.

Pfahlbetonfertigrammpfähle werden mit quadratischen Querschnitten zwischen 20 cm bis maximal 50 cm Kantenlänge geliefert. Nachteil von Fertigbetonrammpfählen ist die relativ hohe Lärmemission. Mit Rammerschütterungen und daraus resultierender Rissbildung an benachbarten Gebäuden ist aufgrund des ausreichenden Abstands nicht zu rechnen.

Als tragfähiger Baugrund für die Pfähle sind die mindestens mitteldicht gelagerten Sande der Schicht III anzusehen. Die Pfähle sind je nach statischem Erfordernis bis in die entsprechende Tiefe zu führen. Die für die Bemessung der Rammpfähle anzusetzenden charakteristischen Kennwerte (ab Gründungsniveau) sind der nachfolgenden Tabelle zu entnehmen.

Tabelle 11: Charakteristische Pfahlspitzenwiderstände  $q_{b,k}$  und Pfahlmantelreibungswerte  $q_{s,k}$  für Stahlbetonfertigrammpfähle

Tiefe [mNN]	$q_{b,k}^{1)}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{s,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	horizontaler Bettungsmodul $k_{s,h}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
> 91 mNN	0	0	6
< 91 mNN	2.800	58	20

<sup>1)</sup> bei Kopfsetzung von  $s/D_{eq} = 0,035$



Beispielhaft haben wir in der Anlage 6.3 die Bemessung von Pfählen mit Kantenlängen von 30 cm - 50 cm und einer Länge von  $L = 10$  m durchgeführt. Es wird dabei von einer Mindesteinbindetiefe in tragfähige, mindestens mitteldicht gelagerte Sande von 5 m ausgegangen. Die sich daraus ergebenden Pfahlwiderstände und charakteristischen Einwirkungen unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten nach Eurocode EC 7 sind in der Tabelle 12 zusammengestellt.

Tabelle 12: Beispielhafte Pfahlwiderstände und Einwirkungen ( $L_{\text{Pfahl}} = 10$  m)

<b>Querschnitt [cm x cm]</b>	<b>Länge [m]</b>	<b>Bemessungswert des Pfahlwiderstandes <math>R_d</math> [kN]</b>	<b>charakteristische Einwirkung <math>E_k</math> [kN]</b>
30 x 30	10	690 kN	rd. 480 kN
40 x 30	10	1.070 kN	rd. 750 kN
50 x 50	10	1.530 kN	rd. 970 kN

Auch hier ist mit maximalen Setzungen von  $s_{\text{max}} = 1$  cm zu rechnen.



#### **6.2.4 Flachgründung auf Bewehrter Bodenplatte**

Eine Flachgründung auf einer massiven Bodenplatte alternativ zu den o.g. Gründungsvarianten ist nur dann möglich, wenn die zu erwartenden Sohldrücke unterhalb der Bodenplatte moderat sind bzw. Stützenlasten über die Fläche "verschmiert" werden können. In diesem Fall ist unterhalb der Bodenplatte eine mindestens  $d = 60$  cm dicke Tragschicht zur Vergleichmäßigung des Baugrundes sowie zur Überbrückung von Schwachstellen anzuordnen. In Teilbereichen, wo auf Erdplanumsniveau Lehme oder stark verlehnte Sande anstehen, wird eine Verstärkung der Tragschicht auf  $d = 1$  m erforderlich sein. Geeignete Mineralstoffe für die Tragschicht sind Hartsteinbrüche der Korngrößenverteilungen 0/45 mm bis 0/56 mm mit einem maximalen Feinanteil ( $d \leq 0,063$  mm) von 5 Gew.-%. Die Tragschicht ist in 2 - 3 Lagen unter intensiver Verdichtung einzubauen, so dass durch Lastplattendruckversuche nach DIN 18134 ein Mindestverformungsmodul auf der Tragschichtoberfläche von

$$E_{v2} = 100 \text{ MN/m}^2$$

nachweisbar ist. Das Modulenverhältnis darf nicht größer als  $E_{v2}/E_{v1} = 2,5$  sein. Für die Bemessung der Bodenplatte darf bei ordnungsgemäßem Einbau der Tragschicht ein Bettungsmodul von

$$k_s = 20 \text{ MN/m}^3$$

angesetzt werden.

Nach überschläglicher Berechnung ist unter Berücksichtigung eines mittleren Steifemoduls der unterlagernden Schichten (meist Sande der Schicht II) von

$$E_{s,m} = 25 \text{ MN/m}^2,$$



einer Mächtigkeit setzungsrelevanter Schichten von

$$D = 10 \text{ m}$$

sowie einer Aushubentlastung von  $\sigma_{\text{Aushub}} = 50 \text{ kN/m}^2$  in Abhängigkeit der zulässigen Setzungen mit folgenden Sohlwiderständen zu rechnen:

- $s_{\text{max}} = 2 \text{ cm}$ :  $\sigma_{\text{R,d}} = 100 \text{ kN/m}^2$
- $s_{\text{max}} = 3 \text{ cm}$ :  $\sigma_{\text{R,d}} = 125 \text{ kN/m}^2$
- $s_{\text{max}} = 4 \text{ cm}$ :  $\sigma_{\text{R,d}} = 150 \text{ kN/m}^2$

Je nach zulässiger Gesamtsetzung und daraus resultierendem Sohlwiderstand ist mit Differenzsetzungen von  $\Delta s = 1 - 2 \text{ cm}$  zu rechnen.



### 6.3 Baugruben und Wasserhaltung

Die bis zu maximal rd. 5 m tiefe Baugrube, die zur Aufnahme der Tiefgarage erforderlich sein wird, darf innerhalb der überwiegend fein- bis gemischtkörnigen Böden (Lehme, Tone und verlehnte Sande) aufgrund der teils ungünstigen Konsistenzen der Böden unter einer maximalen Neigung von

$$\beta_{\max} = 45^{\circ}$$

aufgeföhren werden. Bei der Herstellung der Baugrube sind generell die DIN 4124 sowie die gängigen Unfallverhütungsvorschriften einzuhalten. Zum Schutz vor Witterungseinflüssen sind sämtliche Böschungsoberflächen sorgfältig mit Folien abzudecken.

In Bereichen, in denen aufgrund der örtlichen Platzverhältnisse ein freies Abböschfen der Baugrube nicht möglich ist, ist die Baugrube durch einen entsprechenden Verbau (z.B. Trägerbohlwand, Spundwand etc.) zu sichern. Sämtliche Sicherungselemente sind statisch zu dimensionieren.

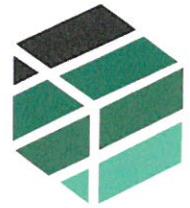
Bei einem voraussichtlichen Baugrubensohniveau von rd. 94 mNN ist davon auszugehen, dass sich die Sohlen deutlich oberhalb des Grundwassergeschehens befinden werden. Daher wird eine offene Wasserhaltung (Pumpgesenke und Leitungen) zur Ableitung von Niederschlagswasser und ggf. zufließendem Schichtenwasser beherrschbar sein. Eine geschlossene Wasserhaltung bzw. eine Absenkung des Grundwasserspiegels ist nicht erforderlich.



#### **6.4 Bauwerksabdichtung**

Zwar bindet die geplante Tiefgarage nicht in den Grundwasserleiter ein, dennoch ist (witterungsabhängig) mit Schichtenwasser zu rechnen, das sich im ungünstigsten Fall innerhalb der Arbeitsraumverfüllungen der Tiefgarage einstauen kann. Wir empfehlen daher, erdberührte Bauteile entsprechend der geltenden Norm gegen von außen drückendem Wasser abzudichten oder alternativ in WU-Beton auszuführen.

Sofern die Tiefgarage mit einer dauerhaft funktionierenden Drainage ausgestattet wird, reicht eine Abdichtung der Tiefgarage gegen Bodenfeuchte aus.



## 7. Kanalbau

### 7.1 Tragfähigkeit der Rohraulager

Für die Verlegung von Kanälen sind generell sind die Vorgaben des Arbeitsblattes ATV-DVWK/A 127 der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. sowie die EN 1610 (Verlegung und Prüfung von Abwasserleitungen und -kanälen) zu beachten.

Bei voraussichtlichen Einbindetiefen von bis zu etwa 3 m werden die Rohraulager überwiegend innerhalb der Lehme/Tone der Schicht II liegen (s. Anlage 3.5). Aufgrund der teils ungünstigen Konsistenzen, der Wasserempfindlichkeit sowie der Verformungswilligkeit der feinkörnigen Böden wird eine 10 cm dicke Bettungsschicht hier nicht ausreichend sein. Wir empfehlen daher, das Rohraulager auf insgesamt  $d = 30$  cm zu verstärken. Geeignete Mineralstoffgemische für die Auflagerverstärkung sind Hartsteinbrüche der Körnungen 0/32 mm bis 0/45 mm mit maximal 5 Gew.-% Feinanteil. Sie sind in ein Geotextil einzuschlagen, um den Eintrag von Fein- und Feinstanteilen aus den Umgebungsböden in die Rohrbettung hinein zu unterbinden. Neben der Erhöhung der Tragfähigkeit des Rohraulagers wird durch den Bodenaustausch auch die Verdichtbarkeit des Erdstoffes im Bereich der Leitungszone und des darüber liegenden Grabenraumes verbessert.

### 7.2 Wiederverwertbarkeit von Aushubböden

Die anfallenden Aushubböden werden aufgrund ihrer überwiegend feinkörnigen Struktur sowie ihrer teils hohen Wassergehalte und den damit einhergehenden ungünstigen Konsistenzen für eine qualifizierte Wiederverfüllung von Kanalgräben mit einem Mindestverdichtungsgrad von  $D \geq 97$  % der einfachen Proctordichte  $D_{Pr}$  nicht geeignet sein.



Wir empfehlen daher, für die Wiederverfüllung generell grob- oder gemischtkörnige, gut kornabgestufte und verdichtungsfähige Mineralstoffe der Körnungen 0/32 mm bis 0/56 mm mit einem maximalen Feinteilgehalt von 10 Gew.-% zu verwenden.

Bezüglich der Verdichtungsanforderungen an die Kanalgrabenverfüllung gelten die Vorgaben der ZTVE-StB. Die Verdichtungskontrollen können über leichte Rammsondierungen (DPL gemäß DIN EN ISO 22476-2) erfolgen.

### **7.3 Grabensicherung und Wasserhaltung**

Leitungsgräben sind nach DIN 4124 und den gängigen Unfallverhütungsvorschriften zu sichern. Unter Berücksichtigung von Grabentiefen von bis zu 3 m und unter Berücksichtigung der räumlichen Verhältnisse wird eine freie Abbschung im Bereich der Leitungstrasse voraussichtlich nicht möglich sein. Wir empfehlen daher, für die Grabensicherung Tafelverbaue vorzusehen. In diesem Zusammenhang verweisen wir auf die DIN 4124 sowie die EN 1610.

Auch hier mit "echtem Grundwasser" im Bereich der Verlegetiefen nicht zu rechnen, lokal ist jedoch Schichtenwasser sowie Staunässe möglich. Erfahrungsgemäß wird zur kontrollierten Fassung und Ableitung von zufließendem Niederschlags- und Schichtenwasser eine offene Wasserhaltung mit Pumpgesenken und Dränageleitungen ausreichend sein.



## 8. Parkplatzneubau

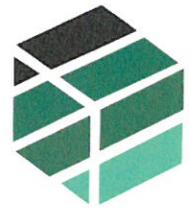
Die nach der Richtlinie für die Standardisierung des Oberbaus (RStO 2012) zu empfehlende Belastungsklasse richtet sich nach der Nutzung der Verkehrsfläche. Aufgrund der Verkehrsart "nicht ständig von Schwerverkehr genutzte Flächen" gemäß Tabelle 5 der RStO empfehlen wir die Einordnung von PKW-Stellflächen in die Belastungsklasse Bk 1,0.

Mit Verweis auf die Bohrprofile RK 15 bis RK 17 (s. Anlage 3.5) sind auf Erdplannivelniveau für den Straßenoberbau sowohl gemischtkörnige Böden (Auffüllungen der Bodengruppen GU und GU\*) als auch feinkörnige Lehme und Tone der Schicht II (Bodengruppen TL, UL und TM) zu erwarten. Aufgrund der überwiegenden Einstufung der Böden in die Frostempfindlichkeitsklasse F3 (sehr frostempfindlich) nach ZTVE-StB ergibt sich als Ausgangswert für die Mindestdicke des frostsicheren Oberbaus

$$d_{\text{Oberbau}} = 60 \text{ cm.}$$

In den Bereichen, in denen feinkörnige Lehme und Tone sowie stark verlehnte Sande und Kiese (Bodengruppen GU\* und SU\*) angetroffen werden, ist aufgrund der geringen Tragfähigkeit dieser Böden der Mindestverformungsmodul von  $E_{v2,\min} = 45 \text{ MN/m}^2$  nicht erreichbar. Wir empfehlen, den Oberbau in solchen Bereichen um 20 cm auf  $d_{\text{Oberbau}} = 80 \text{ cm}$  zu verstärken. Überall dort, wo gering feinteilhaltige Kiese oder Sande der Bodengruppen GU, GW, SU und SW anstehen, darf aufgrund der ausreichenden Tragfähigkeit dieser Böden auf einen zusätzlichen Bodenaustausch verzichtet werden.

Geeignete Mineralstoffe sowohl für den ungebundenen Oberbau als auch für die planumsverbessernde Austauschschicht sind qualifizierte Hartsteinbrüche der Körnungen 0/32 mm bis 0/56 mm mit einem maximal zulässigen Feinteilgehalt



von 5 Gew.-%. Tragschichten sind durch Lastplattendruckversuche gemäß DIN 18134 zu prüfen. Dabei ist auf der Oberkante der Tragschicht ein Mindestwert von

$$E_{v2,min} = 120 \text{ MN/m}^2$$

nachzuweisen. Für einen gebundenen Asphaltoberbau empfehlen wir nach Tafel 1 der RStO folgenden Aufbau:

- 4 cm Asphaltdecke
- 14 cm Asphalttragschicht
- 42 cm bzw. 62 cm Tragschicht

Daneben sind ggf. auch die anderen Bauweisen der Tafeln 1 - 3 nach RStO möglich.



## 9. Weitere Hinweise

Sämtliche im Baugrundbericht genannten Höhen und Höhenbezüge sind im Zuge der Maßnahme bauseits zu prüfen. Bei Unstimmigkeiten mit dem Baugrundbericht bittet der Unterzeichner um unverzügliche Benachrichtigung.

Baugrundaufschlussuntersuchungen basieren zwangsläufig auf punktförmigen Aufschlüssen, so dass Abweichungen von den vorstehend beschriebenen Verhältnissen zwischen den Untersuchungsstellen nicht völlig ausgeschlossen werden können. Die PTM Geotechnik Arnberg GmbH behält sich daher eine Überprüfung der Gründungssituation im Zuge einer förmlichen Abnahme der Aushub- und Gründungssohlen, gegebenenfalls auch ergänzende Ausführungshinweise, vor.

Der Baugrundbericht gilt für das in Abschnitt 2 angegebene Objekt im Zusammenhang mit den Projektdaten. Eine Übertragung der Untersuchungsergebnisse auf andere Projekte ist ohne Zustimmung der PTM Geotechnik Arnberg GmbH nicht zulässig.

Dipl.-Ing. F. Jäger

B. Eng. Kristin Schauerte