

**Am Birnbaum 12  
D - 54296 Trier**

Telefon: +49 651 14 57 69 71  
Telefax: +49 651 14 57 69 73  
e-mail: info@ig-luebeck.de

Bankverbindungen:

Sparkasse Trier, BIC: TRISDE55XXX  
IBAN: DE84 5855 0130 0000 4633 98

DEXIA – BIL, BIC: BILLULL  
IBAN: LU41 0023 1808 2708 6200

Grundbautechnisches Büro Lübeck, Am Birnbaum 12, D-54296 Trier

**Baumeister-Haus Luxembourg S.A.  
17, rue de Flaxweiler**

**L - 6776 Grevenmacher**

**Projekt Nr. 20972**

Trier, den 27. Januar 2022

# **Geotechnischer Bericht**

## **zur Erschließung des Neubaugebietes „rue de Mompach“ und zur Gründung von 30 Wohnhäusern in Mertert**

Inhalt:

Geotechnischer Bericht (22 Textseiten)

Anlage 1: Lageplan / Ausschnitt der geologischen Karte

Anlagen 2.1 u. 2.2: Schichtenfolge / Rammsondierungen

Anlagen 3.1 u. 3.2: Bodenmechanische Kenngrößen / Körnungslinien

Anlagen 3.3 u. 3.4: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze

Anlage 4: Geländeschnitt / schematische Darstellung der Situation



Tobias Heinke



Karl Lübeck

**Baumeister-Haus Luxembourg S.A.**  
**17, rue de Flaxweiler**

**L - 6776 Grevenmacher**

**Am Birnbaum 12**  
**D - 54296 Trier**

Telefon: +49 651 14 57 69 71  
Telefax: +49 651 14 57 69 73  
e-mail: info@ig-luebeck.de

Bankverbindungen:

Sparkasse Trier, BIC: TRISDE55XXX  
IBAN: DE84 5855 0130 0000 4633 98

DEXIA – BIL, BIC: BILLULL  
IBAN: LU41 0023 1808 2708 6200

**Projekt Nr. 20972**

**Trier, den 27. Januar 2022**

# **Geotechnischer Bericht**

## **zur Erschließung des Neubaugebietes „rue de Mompach“ und zur Gründung von 30 Wohnhäusern in Mertert**

### 1. Vorbemerkungen

Die Baumeister-Haus Luxembourg S.A., Grevenmacher, plant die Erschließung des Neubaugebietes „rue de Mompach“ in Mertert und beauftragte das Grundbautechnische Büro Lübeck (GBL) mit der Durchführung einer Baugrunduntersuchung und der Abgabe eines Geotechnischen Berichtes mit den erforderlichen Angaben zur Herstellung der Infrastruktureinrichtungen sowie gezielten Gründungsempfehlungen für die insgesamt 30 im Baugebiet geplanten Wohnhäuser.

Die Felderkundung erfolgte im Zeitraum vom 29. November bis 15. Dezember 2022 an den 19 im Lageplan (s. Anlage 1) angegebenen Stellen. An allen 19 Aufschlussstellen wurden zur lithologischen Ansprache des Baugrundes Bohrsondierungen (BS) abgeteuft und mittels Rammsondierungen (RS) nach DIN EN ISO 22476-2 Erkenntnisse über die Lagerungsdichte bzw. die Zustandsform bindiger Schichten des Baugrundes gewonnen.

Des Weiteren wurden dem Baugrund 11 gestörte Erdstoffproben (gP) entnommen. Die hieran im bodenmechanischen Labor bestimmten Kenngrößen und Körnungslinien sind in den Anlagen 3.1 und 3.2 zusammengefasst

## 2. Örtliche Situation, Planung, Untergrund

Die Anlage 1 enthält den uns in digitaler Form zur Verfügung gestellten Lageplan, aus dem der geplante Verlauf der Erschließungsstraßen, die künftigen Grundstücksgrenzen sowie die Lage der geplanten Gebäude und der Untersuchungsstellen hervorgehen.

Mit der Erschließung des am nordwestlichen Rand von Mertert geplanten Neubaugebietes sollen gemäß vorliegender Planung 30 Baugrundstücke (Lot 1 bis Lot 30) entstehen, wobei auf 29 Grundstücken der Bau von Einfamilienhäusern geplant ist und auf dem Lot 1, an der nördlichen Spitze des Neubaugebietes ein Mehrfamilienhaus entstehen soll. Das ca. 1,7 ha große Plangebiet setzt sich aus mehreren Flurstücken zusammen. Größtenteils handelt es sich um bisher landwirtschaftlich genutztes Gelände bzw. Weinbergs- und Wiesenflächen.

Das künftige Baugebiet grenzt im Nordwesten an die Straße „Am Härewengert“, mit der die zu dieser Seite geplanten Baugrundstücke erschlossen werden bzw. zumindest verkehrstechnisch bereits erschlossen sind. Im Nordosten verläuft die Straße „An de Kampen“. Diese zweigt von der talseitig verlaufenden Route de Wasserbillig (R.N. 1) ab, steigt in nordwestliche Richtung relativ steil bis zum nördlichen Rand des Neubaugebietes an und knickt dann nahezu rechtwinklig in nordöstliche Richtung ab. An diesem Knickpunkt ist eine Anbindung des Neubaugebietes an das bestehende Straßennetz geplant. Bergseitig der Straße „An de Kampen“ handelt es sich allgemein um die bereits erwähnten Weinberge.

Talseitig, in einem Abstand von i. M. rd. 55 m, verläuft die Route de Wasserbillig nahezu parallel zum südöstlichen Rand des Neubaugebietes, das zu dieser Seite an die Gärten der entlang der Nationalstraße bestehenden Straßenrandbebauung anschließt. Der Abstand zur südwestlich verlaufenden und für das Neubaugebiet namensgebenden Rue de Mompach beträgt i. M. rd. 75 m. Das zwischen der Rue de Mompach und dem Plangebiet liegende Gelände weist bereits eine lockere Bebauung auf. Größtenteils aber handelt es sich um Wiesen mit Baumbestand.

Unmittelbar an den südwestlichen Rand des hier betrachteten Neubaugebietes anschließend ist ein weiteres, deutlich kleineres Neubaugebiet zur Errichtung von voraussichtlich vier Doppelhäusern in Planung. Diese Grundstücke, die nicht zum Umfang des hier vorliegenden Berichts zählen, sollen mit einer von der Straße „Am Härewengert“ abzweigenden Stichstraße erschlossen werden. Von dieser Stichstraße aus, ist zwischen dem kleineren Neubaugebiet und dem Lot 17 am südlichen Ende des Neubaugebietes „Rue de Mompach“ eine zweite Anbindung an das vorhandene Straßennetz geplant.

Zur Erschließung des Neubaugebietes ist der Bau einer Ringstraße geplant, die - wie bereits erwähnt - im Norden eine direkte Anbindung an die Straße „An de Kampen“ und im Süden eine „indirekte“ Anbindung an die Straße „Am Härewengert“ erhält. Konkrete Planunterlagen zum Bau der Erschließungsstraße und insbesondere auch der Kanäle liegen derzeit noch nicht vor.

Als Planunterlagen zur Ausarbeitung des vorliegenden Geotechnischen Berichts konnten dem GBL lediglich der aktuelle Lageplan und Systemschnitte zur Verfügung gestellt werden, wobei Letztere auf einer ursprünglichen Planung basieren und zumindest teilweise nicht mit dem zwischenzeitlich aktualisierten Lageplan übereinstimmen. Die in digitaler Form zur Verfügung gestellten o. a. Pläne bilden die Grundlage der Anlagen 1 und 4. Den Systemschnitten (s. Anlage 4) ist zu entnehmen, dass sich die Gradienten der Erschließungsstraße weitestgehend der vorhandenen Geländeoberfläche (GOF) anpassen. Tiefe Einschnitte und hohe Dammschüttungen sind nicht vorgesehen.

Einen natürlichen Vorfluter gibt es in der näheren Umgebung nicht. Das nächste Oberflächengewässer stellt die in einer Entfernung von rd. 450 m südöstlich des Erschließungsgebietes fließende Mosel dar.

Die jeweilige Geländeoberkante (GOK) an den Aufschlussstellen wurde über das digitale Höhenmodell des Geoportals des Großherzogtums Luxemburg bestimmt, was unter Wertung der örtlichen Gegebenheiten und der aktuell nur schemenhaften Planunterlagen als ausreichend genau anzusehen ist. Die so bestimmten Sondieransatzhöhen variieren zwischen +149,29 NN (BS/RS 16) und +170,53 NN (BS/RS 2) und weisen somit einen maximalen Höhenunterschied von rd. 21 m aus.

Die örtliche Situation zum Zeitpunkt der Baugrunduntersuchung geht aus den nachfolgenden Fotos hervor:





Baugrube zwischen der Straße „An de Kampen“ und dem sich nach Südwesten anschließenden Gelände des geplanten Neubaugebiets.

Die ungefähre Lage des Erschließungsgebietes ist in dem Ausschnitt der geologischen Karte von Luxemburg, Blatt Nr. 9 „Echternach“ markiert, den im vergrößerten Maßstab von 1 : 10.000 die Anlage 1 zeigt. Wie dem Kartenausschnitt zu entnehmen ist, sind im Baubereich als oberflächennaher Baugrund Lehmdecken des Pleistozän zu erwarten, wobei im westlichen Randbereich des Erschließungsgebietes lokal begrenzt Gehängeschutt und Hangrutschmassen kartiert sind. Unterhalb dieser vergleichsweise jungen Deckschichten folgen die Sedimentgesteine des Pseudomorphosenkeuper ( $km_1$ ), bei denen es sich gemäß der Legende um *Mergel und Tonmergel, bunt; Sandsteinplättchen, kieselig mit Pseudomorphosen nach NaCl* handelt.

Die mit den Bohrsondierungen ermittelte Schichtenfolge ist in den Anlagen 2.1 und 2.2 höhengerecht gemäß DIN 4023 dargestellt. Angaben zur Mächtigkeit der durchhörten Schichten sowie deren geotechnische Beschreibung mit Eingruppierung nach DIN 18196 stehen rechts der Schichtenbilder, während links davon das Niveau des jeweiligen Schichtwechsels bezogen auf das geodätische Höhensystem sowie die entsprechende Tiefe bezogen auf die GOF am Bohransatzpunkt angegeben sind. Ebenso sind hier die Entnahmetiefen der Bodenproben eingetragen.

Der durchgeführte Baugrundaufschluss weist den im Baugebiet vorliegenden Baugrund als gleichartig aus. An allen Untersuchungspunkten wurde als Deckschicht Mutterboden angetroffen, der inklusive der allgemein vorhandenen Grasnarbe meist nur eine relativ geringe Dicke von 0,1 m oder 0,2 m aufweist. Lediglich an der BS 3 wurde eine deutlich größere Dicke von 0,4 m festgestellt.

An BS 1 und BS 10 folgen unter dem Mutterboden Auffüllungen. An beiden Stellen handelt es sich im Wesentlichen um örtliche Erdstoffe, die an der BS 1 Schotteranteile und an BS 10 Beimengungen in Form von Ziegel- und Kohlestücken enthalten. Die Auffüllungen reichen an BS 1 bis zur Tiefe von 0,6 m und an BS 10 bis zu einer solchen von 0,9 m. Unter der Auffüllung folgt dann, wie an den übrigen Stellen unmittelbar unterhalb des Mutterbodens, lehmiger Boden. An 12 der insgesamt 19 Untersuchungspunkte wurde dieser lehmige Baugrund bis zur jeweiligen Endteufe nachgewiesen.

An den übrigen Stellen wurde das unterhalb der Decklehme anstehende Festgestein angetroffen. Auffällig sind hierbei insbesondere die Stellen BS 4, BS 11 und BS 12, die im südwestlichen Bereich des Erschließungsgebietes liegen. An diesen drei Stellen weist der lehmige Baugrund eine vergleichsweise geringe Mächtigkeit und gemäß der manuellen Ansprache des Bohrguts zudem einen teils höheren Sand- bzw. Steinanteil (BS 4) auf, als es an den übrigen Stellen festzustellen war. Ab Tiefen von 0,9 m (BS 4) bis 1,9 m (BS 11) unter Gelände folgt dann eine Wechsellagerung aus stark verwittertem bis mäßig verwittertem Mergel und Kalkstein.

An den Stellen BS 7, BS 10, BS 14 und BS 18 wurde ebenfalls Festgestein angetroffen. An diesen Stellen liegt der Übergang vom Decklehm zum stark bzw. meist sogar vollständig verwitterten Mergel jedoch in deutlich größeren Tiefen von 3,5 m (BS 7) bis 5,7 m (BS 14).

Die Ergebnisse der nach DIN EN ISO 22476-2 unter Einsatz der mittelschweren Rammsonde (DPM) ausgeführten Rammsondierungen sind in Form von Staffelkurven neben den Schichtenbildern ebenfalls in den Anlagen 2.1 und 2.2 dargestellt. Die am rechten Diagrammrand ausgewiesenen Werte stellen Schlagzahlen  $N_{10}$  dar und geben die Anzahl der Schläge an, die je 10 cm Eindringtiefe erforderlich waren.

Die Ergebnisse der Rammsondierungen stimmen zumindest überwiegend gut mit der Bohrgutansprache überein. Abgesehen von den Stellen, an denen das Festgestein relativ oberflächennah ansteht, wurden relativ einheitliche Schlagzahlen aufgezeichnet. Mit Werten von meist 3 bis 15 ist dem lehmigen Baugrund eine teils weiche, überwiegend aber steife und halbfeste Konsistenz zuzuordnen. Lokal wurden auch Werte  $> 20$  registriert, die auf eine bereichsweise feste Konsistenz schließen lassen.

An den Stellen, an denen das Festgestein bereits oberflächennah ansteht, wurden entsprechend höhere Rammwiderstände registriert. An diesen Stellen wurden bereits innerhalb der das Festgestein überlagernden Decklehme teils Schlagzahlen von  $N_{10} > 30$  aufgezeichnet, die hier auf eingelagerte Gesteinsbruchstücke zurückzuführen sind. Innerhalb des verwitterten Festgesteins aus Mergel und Kalkstein wurden an den Stellen RS 4, RS 11 und RS 12 überwiegend Schlagzahlen zwischen rd. 10 und 20 registriert, die als Beleg eines überwiegend starken Verwitterungsgrades des Mergels zu werten sind. Teils deutlich höhere Rammwiderstände sind auf dünne verwitterte Kalksteinbänke zurückzuführen.

Zusammenfassend zeigen die Ergebnisse der Felduntersuchung, dass im Erschließungsgebiet weitestgehend gleichartige Baugrundverhältnisse vorliegen. Es ist davon auszugehen, dass die Konsistenz des sehr oberflächennahen Decklehms witterungs- und somit auch jahreszeitlich bedingten Schwankungen unterliegt. Zum Zeitpunkt des Baugrundaufschlusses von Ende November bis Mitte Dezember 2022 wies der sehr oberflächennahe Decklehm z. T. eine weiche Konsistenz auf. Bereits ab Tiefen von  $< 1$  m überwiegen jedoch eine steife und teils halbfeste Konsistenz des lehmigen Baugrunds, der damit - im Hinblick auf die herzustellende Infrastruktur sowie die Gründung der geplanten Wohngebäude - einen ausreichend tragfähigen Baugrund darstellt.

Deutlich abweichend von den übrigen Sondierungen ist das Ergebnis der RS 18. Diese wurde am südöstlichen Rand des geplanten Neubaugebietes ausgeführt und

weist bis zur Tiefe von 5,2 m nur Schlagzahlen von  $N_{10} \leq 4$  aus, wobei Werte von 2 und 3 überwiegen. Nachfolgend wird nochmals auf diese Feststellung eingegangen.

In den Anlagen 3.1 und 3.2 sind die Ergebnisse der an den eingangs erwähnten Proben durchgeführten bodenmechanischen Laboruntersuchungen zusammengefasst sowie die Körnungslinien von sechs Proben dargestellt. An allen 11 Proben wurde der Wassergehalt und außer an den Proben 5 und 10 zudem die Feuchtwichte bestimmt. Die Trockenwichte wurden unter Berücksichtigung des natürlichen Wassergehalts rechnerisch ermittelt. Für die Feuchtwichten ist zu berücksichtigen, dass die ausgewiesenen Werte mittels Tauchwägung an gestörten Bodenproben ermittelt wurden und daher nur annähernd den tatsächlich vorliegenden Wichten des Bodens im ungestörten Zustand entsprechen.

Der an der Probe 10 ermittelte Wassergehalt von 14,0 % ist für den lehmigen Boden als eher niedrig einzustufen. Die übrigen Wassergehalte schwanken zwischen 17,4 % (Probe 5) und 21,6 % (Probe 11) und sind für den lehmigen Baugrund insgesamt als normal einzustufen, wie auch die ermittelten Feuchtwichten, die mit 19,18 kN/m<sup>3</sup> (Probe 4) bis 20,40 kN/m<sup>3</sup> (Probe 7) einen relativ geringen Schwankungsbereich aufweisen. Gleiches gilt für die rechnerisch ermittelten Trockenwichten von knapp 16 kN/m<sup>3</sup> (Probe 4) bis rd. 17,2 kN/m<sup>3</sup> (Probe 1).

An den Proben 1, 6, 9, 10 und 11 sowie einer Mischprobe aus den Proben 3 und 4 wurden mittels kombinierter Sieb-Schlämmanalysen nach DIN 18123 die in den Diagrammen der Anlagen 3.1 und 3.2 dargestellten Körnungslinien ermittelt. Von der Mischprobe abgesehen, verlaufen die übrigen Körnungslinien innerhalb eines engen Körnungsbandes und bestätigen damit, dass es sich um einen sehr gleichartigen Baugrund handelt. Der Schlämmerkornanteil (Korn < 0,06 mm) liegt bei allen Proben deutlich über 40 % womit es sich gemäß DIN 18196 um feinkörnige Böden handelt.

Die Siebkornanteile betragen meist nur etwa 20 % und steigen bei der Probe 9 auf rd. 32 % sowie im Falle der Mischprobe bis auf rd. 38 % an. Mit rd. 17 % ist bei der Mischprobe zudem die Kieskorngfraktion (Korn > 2 mm) relativ stark vertreten, wobei es sich hierbei um Kalksteinstückchen handelt. Ansonsten betragen die Kieskornganteile nur  $\leq 2$  % und sind als vernachlässigbar gering einzustufen. Die Probe 9 wurde der BS 18 aus einer Tiefe von 2,0 m bis 3,0 m entnommen. Hier weist die RS 18 (s. o.) die nur geringen Schlagzahlen aus. Diese können somit auf den etwas größeren Sandanteil bzw. die daraus resultierenden etwas ungünstigeren plastischen Eigenschaften des Bodens zurückgeführt werden.

Um den feinkörnigen Boden einer Bodengruppe nach DIN 18196 zuzuordnen und zudem eine Aussage über die vorliegende Konsistenz tätigen zu können, erfolgte an den Proben 1 und 6 jeweils eine Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze in Laborversuchen nach DIN 18122 (siehe Anlagen 3.3 und 3.4). Die Wassergehalte an der Fließgrenze  $w_L$  sowie an der Ausrollgrenze  $w_P$  sind mit 31,8 % (Probe 1) und 31,9 % (Probe 6) bzw. 15,8 % (Probe 1) und 15,6 % (Probe 6) jeweils nahezu identisch. Folglich trifft dies auch auf die Plastizitätszahlen  $I_P$  von 0,161 (Probe 1) bzw. 0,162 (Probe 6) zu.

Der natürliche Wassergehalt beider Proben beträgt 18,2 %. Daher errechnen sich anhand der o. a. Zustandsgrenzen auch sehr gleichartige Konsistenzzahlen  $I_C$  von 0,840 (Probe 6) bzw. 0,851 (Probe 1). Hiernach weist der untersuchte Boden eine steife Konsistenz auf.

Aufgrund der insgesamt festzustellenden Gleichartigkeit des Baugrundes, insbesondere der meist sehr ähnlichen Körnungslinien, können anhand der im Labor ermittelten Zustandsgrenzen und der natürlichen Wassergehalte aller Proben zumindest überschlägig Rückschlüsse auf die Konsistenz des Decklehms im gesamten Baugebiet gezogen werden. Auch hiernach ist von einer teils weichen Konsistenz nahe der GOF und einer ansonsten überwiegend steifen und halbfesten Konsistenz des Decklehms auszugehen.

Der lokal bereits oberflächennah anstehende Mergel weist beim Vorliegen eines entsprechend hohen Verwitterungsgrades Lockergesteinscharakter und in bautechnischer Hinsicht die Eigenschaften eines Tons von mindestens halbfester bzw. meist fester Konsistenz auf.

Die nahezu identischen, im Labor bestimmten Zustandsgrenzen ordnen den untersuchten Böden gemäß dem Plastizitätsdiagramm nach DIN 18196 der Bodengruppe TL zu. In bautechnischer Hinsicht handelt es sich somit um leicht plastische Tone, wobei auch das Vorliegen mittelplastischer Tone bzw. Böden der Gruppe TM nicht auszuschließen ist.

Gemäß der Tabelle 1 „Klassifikation von Bodengruppen nach der Frostempfindlichkeit“ der ZTVE-StB stellen die hier anstehenden feinkörnigen Böden der Bodengruppe TL und ggf. auch TM einen sehr frostempfindlichen Baugrund der Klasse F 3 dar. Ebenso ist der verwitterte Mergel als stark frostempfindlich einzustufen.

Im Hinblick auf die gemäß DIN 18300 auszuführenden Erd- und Gründungsarbeiten kann der insgesamt sehr einheitliche Baugrund zu einem Homogenbereich zusammengefasst werden. Da der bereichsweise relativ oberflächennah angetroffene Mergel einen allgemein hohen Verwitterungsgrad und daher Lockergesteinscharak-

ter aufweist, kann auch der Mergel diesem Homogenbereich mit der Bezeichnung A zugeordnet werden.

Dem Homogenbereich A können die folgenden Eigenschaften bzw. Kennwerte zugeordnet werden, die neben den aktuell ausgeführten Feld- und Laborversuchen auch auf Erfahrungswerten basieren, die im Rahmen anderer Bauvorhaben in vergleichbarer Geologie bzw. auch im näheren Umfeld der hier geplanten Baumaßnahme gewonnen wurden:

Homogenbereichseinteilung für Erdarbeiten nach DIN 18300 - Boden -		
Nr.	Eigenschaft / Kennwert	Homogenbereich A
1	Ortsübliche Bezeichnung	Lehm
2	Korngrößenverteilung DIN 18123	s. Anlagen 3.1 und 3.2
3a	Masseanteil an Steinen u. Blöcken > 63 - 200 mm	- <sup>1)</sup> / ( < 30 % ) <sup>2)3)</sup>
3b	> 200 - 630 mm	- <sup>1)</sup> / ( < 10 % ) <sup>2)3)</sup>
3c	> 630 mm	- <sup>1)</sup> / ( < 3 % ) <sup>2)3)</sup>
4	Feuchtwichte DIN 18125	Labor: 19,2 kN/m <sup>3</sup> bis 20,4 kN/m <sup>3</sup> (19 kN/m <sup>3</sup> bis 21,5 kN/m <sup>3</sup> ) <sup>2)</sup>
5	undrännierte Scherfestigkeit DIN 18137	- <sup>1)</sup> / ( ≥ 25 kN/m <sup>2</sup> ) <sup>2)</sup>
6	Wassergehalt	Labor: rd. 14 % bis 22 % (s. Anlagen 2.1 und 2.2)
7	Plastizitätszahl DIN 18122	Labor: rd. 0,16 / (0,1 bis 0,2) <sup>2)</sup>
8	Konsistenzzahl DIN 18122	Labor: rd. 0,85 / (0,5 bis 1,25) <sup>2)</sup>
9	Lagerungsdichte DIN 18126	entfällt
10	Organischer Anteil DIN 18128	- <sup>1)</sup> / ( < 3 % ) <sup>2)</sup>
11	Bodengruppe DIN 18196	TL, ggf. TM

<sup>1)</sup> nicht erfasst

<sup>2)</sup> (Erfahrungswerte)

<sup>3)</sup> (nur schichtweise höhere Stein- und Blockanteile in Form verwitterter Kalksteinbänke)

Ergänzend geben wir den Hinweis, dass die vom Baugrundaufschluss erfassten, feinkörnigen Böden gemäß der heute nicht mehr gebräuchlichen Bodenklassen nach DIN 18300-2012 allgemein der Klasse 4 zuzuordnen sind. Das Vorliegen dieser Bodenklasse bedingt eine mindestens weiche Konsistenz. Geht der oberflächennahe Boden jedoch witterungsbedingt oder durch unsachgemäße Behandlung in eine breiige Konsistenz über, handelt es sich dann um Boden der Klasse 2. Der humose Oberboden zählt zur Klasse 1. Der Mergel ist mit dem bis in die Aufschlusstiefen der Bohrsondierungen vorliegenden Verwitterungsgrad der Klasse 6 zuzuordnen. Mergel der Klasse 7 steht erst so weit unterhalb der GOF an, dass er von den Erd- und Gründungsarbeiten nicht tangiert wird und einen allenfalls sehr geringen Einfluss auf das zu erwartende Setzungsverhalten der geplanten Gebäude haben wird.

Auf Erfahrungswerten und den ermittelten Körnungslinien (s. Anlagen 3.1 und 3.2) basierend ist dem oberflächennahen Baugrund ein Durchlässigkeitsbeiwert von im Mittel  $k \leq 10^{-8}$  m/s zuzuordnen. Gemäß DIN 18130 handelt es sich somit um einen nur sehr schwach durchlässigen Baugrund, der für eine Versickerung von Oberflächen- bzw. Niederschlagswasser nicht geeignet ist, was für die weiteren Planungen und für die Abdichtung der ins Erdreich einbindenden Bauteile zu berücksichtigen ist.

An keinem der 19 Untersuchungspunkte wurde Wasser innerhalb der Bohrlöcher festgestellt. Mit einem zusammenhängenden Grundwasserkörper in einer für die Erschließungsmaßnahmen sowie die spätere Bebauung mit Wohnhäusern relevanten Tiefenlage ist daher nicht zu rechnen.

Grundsätzlich muss aber damit gerechnet werden, dass den überwiegend sehr feinkörnigen, nahezu undurchlässigen Baugrund auch Bodenschichten durchziehen, die aufgrund von höheren Sandanteilen sowie ggf. gehäuft eingelagerter Gesteinsbruchstücke eine größere Durchlässigkeit aufweisen. Solche Schichten können, zumindest temporär, Sickerwasser führen. Über die Menge des Wassers, das beim Anschneiden solcher Schichten den Kanalgräben und Baugruben zufließen wird, können keine verbindlichen Aussagen getroffen werden. Mit einem erhöhten Wasseranfall ist insbesondere während bzw. mit leichter zeitlicher Verzögerung auch nach niederschlagsreichen Witterungsbedingungen zu rechnen.

Folglich kann es beim Anlegen von Leitungsgräben und Baugruben sowohl zu einem punktuellen, quellenartigen als auch einem diffusen Zufluss von Hangsickerwasser kommen. Beim Anlegen der Baugruben werden daher voraussichtlich bereichsweise Maßnahmen zu deren Trockenhaltung und zum Schutz der Baugrubenböschungen zu ergreifen sein.

Anhand der ausgeführten Feld- und Laborversuche und aufgrund jahrzehntelanger Erfahrung in der Beurteilung von Bodenproben aus Böden ähnlicher Zusammensetzung, ordnen wir dem gewachsenen Baugrund zudem die folgenden auf der sicheren Seite liegenden, charakteristischen Kennwerte (**Mittelwerte**) zu:

Reibungswinkel:	$\varphi$	=	27,5°
Kohäsion:	$c$	=	10 kN/m <sup>2</sup>
Feuchtwichte:	$\gamma$	=	20 kN/m <sup>3</sup>

Der Steifemodul  $E_s$  kann in weichen Bodenschichten  $< 5 \text{ MN/m}^2$  betragen und ansonsten für den Baugrund von überwiegend steifer und teils halbfester Konsistenz mit im Mittel  $E_s \geq 15 \text{ MN/m}^2$  angesetzt werden.

### 3. Geotechnische Empfehlungen zur Herstellung der Infrastruktur

Wie bereits erwähnt, ist den vorliegenden Systemschnitten (s. Anlage 4) zu entnehmen, dass sich die Gradienten der Erschließungsstraße weitestgehend der vorhandenen GOF anpassen, bzw. tiefe Einschnitte und hohe Dammschüttungen im Zuge des Straßenbaus nicht vorgesehen sind. Die Gesamtlänge der herzustellenden Erschließungsstraße - inkl. der Anbindungen an die Straße „An de Kampen“ im Norden sowie die ebenfalls noch herzustellende Erschließungsstraße im Süden - beträgt rd. 360 m. Die Straßenbreite soll überwiegend 5 m und z. T. nur rd. 3,5 m betragen.

Planungen bezüglich der Kanalleitungen etc. liegen derzeit noch nicht vor. An der östlichen Ecke, dem Tiefpunkt des Plangebiets, ist ein Rückhaltebecken geplant, dessen Fläche im Lageplan mit knapp 220 m<sup>2</sup> ausgewiesen ist. Auch zu diesem in offener Bauweise geplanten Becken, liegen außer den Angaben im Lageplan keine weiteren Informationen vor. Aufgrund dessen, dass ein Rückhaltebecken geplant ist, wird im Folgenden davon ausgegangen, dass ein Trennsystem zur Ausführung kommt, bei dem das Regenwasser dem o. a. Becken zugeführt wird, das dann voraussichtlich einen Notüberlauf erhält. Des Weiteren gehen wir unter Berücksichtigung der Hanglage davon aus, dass die Sohlen der Schmutzwasserkanäle zwischen rd. 3 m und max. 5 m unter Straßenniveau zu liegen kommen.

Hinsichtlich des Verkehrsflächenaufbaus hat die verantwortliche Festlegung bezüglich Bauweise und Belastungsklasse durch den Fachplaner in Abstimmung mit der Bauherrschaft zu erfolgen. Aus geotechnischer Sicht ist die Herstellung eines frostsicheren Oberbaus zu fordern, der mind. den Anforderungen der „Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen“ (RStO 12 / Ausgabe 2012) genügt oder darüberhinausgehend ggf. adäquate Vorschriften der Luxemburger Straßenbauverwaltung zu erfüllen hat. Gemäß RStO wäre eine Mindestdicke des frostsicheren Oberbaus von 0,60 m zu beachten.

Bei der Ausführung der Erdarbeiten ist grundsätzlich den plastischen Eigenschaften des überwiegend feinkörnigen Baugrundes Rechnung zu tragen. Hierzu zählt es, einen Baggerlöffel mit Schneide einzusetzen, wodurch Auflockerungen des feinkörnigen Bodens in den Aushubsohlen weitestgehend vermieden werden können. Es ist zu berücksichtigen, dass dennoch durch Erdarbeiten aufgelockerter Boden Niederschlägen und ggf. lokal zufließendem Oberflächen- und Sickerwasser eine vergrößerte Angriffsfläche bietet, wodurch sich die Konsistenz des Bodens schnell nachteilig verändert bzw. vom vorhandenen, überwiegend steifen und halbfesten in einen weichen oder gar breiigen Zustand übergeht, was möglichst zu vermeiden ist.

Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass sich - vor allem jahreszeitlich und witterungsbedingt - unter dynamischer Belastung, wenn das Planum z. B. mit LKW und/oder schweren Baugeräten befahren wird, Porenwasserüberdruck bilden kann, in Folge dessen die Scherfestigkeit des Bodens so herabgesetzt wird, dass dieser sich gummiartig-weich darstellt. Unter der Belastung der Fahrwerke beginnt der Boden dann zu walken und auf dem Planum können sich tiefe Fahrspuren bilden. Um auch dies zu vermeiden, sind die Erdarbeiten grundsätzlich „vor Kopf arbeitend“ auszuführen.

Die Entwässerung des Erdplanums ist sowohl während der Bauphase als auch im Endzustand zu gewährleisten. Hierzu sind das Erdplanum mit  $\geq 2\%$  Querneigung anzulegen und an den Tiefpunkten in frostfreier Tiefe filterstabile Dränagen mit Anschluss an eine Vorflut herzustellen. Während der Bauphase ist vor längeren Arbeitsunterbrechungen sowie zu erwartender Niederschläge das Erdplanum zu glätten, damit ein Wasserstau und ein Aufweichen des Untergrundes weitestgehend vermieden werden kann.

Auf dem vorliegenden Baugrundaufschluss basierend ist davon auszugehen, dass der auf dem Erdplanum gemäß ZTVE-StB auf frostempfindlichem Untergrund zu fordernde Verformungsmodul von  $E_{V2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$  unter „normalen“ Witterungsbedingungen allenfalls dort zu erzielen sein wird, wo auf Höhe des Erdplanums verwitterter Mergel oder Kalksteinbänke anstehen, wovon aber nur in sehr geringem Umfang auszugehen ist. Darüber hinaus schließen wir nicht aus, dass in Folge einer lange anhaltenden Trockenwetterperiode mit sehr hohen Temperaturen der TL-Boden in dem nach Südosten geneigten Hang so tiefgründig austrocknet, dass hierauf dann Werte von  $E_{V2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$  nachgewiesen werden können.

Wo dieser Nachweis nicht gelingt, wird entweder der vorhandene Untergrund zu verbessern oder ein Bodenaustausch vorzunehmen sein. Soll ein Bodenaustausch zur Ausführung kommen, ist hierzu die Verwendung von grobkörnigem, gut kornabgestuftem, optimal verdichtungsfähigem Hartstein- oder unbelastetem Recyclingmaterial zu empfehlen. Wir gehen davon aus, dass dann - in Abhängigkeit von der Konsistenz des anstehenden Bodens - ein Bodenaustausch von rd. 0,2 m bis 0,4 m Dicke erforderlich sein wird. Zu kalkulatorischen Zwecken sollte diesbezüg-

lich eine mittlere Dicke von 0,3 m angenommen werden. Die tatsächlich erforderliche Dicke wird lokal variieren und kann letztendlich nur baubegleitend festgelegt werden. Der Aushubsohle ist ein Vliesstoff der Geotextilrobustheitsklasse (GRK) 3 mit einem Flächengewicht von rd. 200 g/m<sup>2</sup> aufzulegen.

Alternativ zum o. a. Bodenaustausch kann eine Bodenverbesserung mittels Zugabe bzw. Einfräsen von Bindemittel erfolgen. Eine solche Bodenverbesserung wäre generell gemäß dem von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen - Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau - herausgegebenen „Merkblatt über Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Bindemitteln“ auszuführen. Mit einer eventuellen Bodenverbesserung sollte eine Fachfirma beauftragt werden, die nachweislich über das hierfür notwendige Equipment verfügt und solche Arbeiten auch bereits mit Erfolg ausführte.

Der erforderliche Bindemittelanteil wird neben dem natürlichen Wassergehalt des zu verbessernden Bodens auch von den während der Bauausführung vorherrschenden Witterungsverhältnissen abhängig sein. Auf Erfahrungswerten beruhend kann zur groben Kalkulation einer Bodenverbesserung angenommen werden, dass ein Bindemittelanteil zwischen 2 % und 5 % ausreichen wird, um den Boden so zu verbessern, dass hierauf der zu fordernde Tragwert nachgewiesen werden kann. Unter Berücksichtigung der vorliegenden Untersuchungsergebnisse ist die Verwendung eines Mischbinders zu empfehlen, der sich aus 50 % Kalk und 50 % Zement zusammensetzt.

Wengleich der erforderliche Bindemittelanteil mit i. M. rd. 3,5 % nur grob geschätzt werden kann, wird - auf Erfahrungswerten beruhend - u. E. nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten eine Bodenverbesserung einem Bodenaustausch vorzuziehen sein.

Die Tragfähigkeit des Erdplanums als auch der ungebundenen Tragschichten des Oberbaus sind mittels statischer Plattendruckversuche nach DIN 18134-300 nachzuweisen. Hierbei sind als Bewertungskriterien die Verdichtungsanforderungen der ZTVE-StB sowie der RStO - in der jeweils neuesten Fassung - zu Grunde zu legen oder ggf. die Vorschriften der Luxemburger Straßenbauverwaltung einzuhalten.

Unter Berücksichtigung der üblichen, anzunehmenden Einbindetiefen der Kanalleitungen ins Erdreich ist auf den vorliegenden Untersuchungsergebnissen beruhend davon auszugehen, dass in den Grabensohlen weit überwiegend der lehmige Baugrund von mind. steifer und teils halbfester Konsistenz und lokal verwitterter Mergel ansteht. Hierbei handelt es sich um einen ausreichend tragfähigen Baugrund, dem die Kanalleitungen unter Zwischenschaltung einer üblichen Bettungsschicht aufgelagert werden können. Die Mindestdicke der Bettungsschicht bestimmt sich aus der Formel  $d \geq 100 \text{ mm} + 1/10 \cdot \text{DN}$ .

Andererseits kann nicht ausgeschlossen werden, dass lokal auf dem planmäßigen Aushubniveau Boden von lediglich weicher oder gar breiiger Konsistenz angetroffen wird. In diesem Fall sind diese nicht ausreichend tragfähigen Böden auszusachten und die Rohrbettung im erforderlichen Maß dicker herzustellen. Im Falle einer Dicke der breiig-weichen Bodenschicht von  $> 0,30$  m kann der zusätzliche Aushub auf ein Maß von  $0,30$  m begrenzt und im Bodenaustausch ein sogenanntes Schotterfundament hergestellt werden, das dann mit einem Vliesstoff der Geotextilrobustheitsklasse (GRK) 3 mit einem Flächengewicht von rd.  $200 \text{ g/m}^2$  zu ummanteln ist. Analog ist im Bereich der Schachtbauwerke vorzugehen, wobei hier der zusätzliche Aushub auf ein Maß von  $0,60$  m begrenzt werden kann.

Beim Vorliegen einer mindestens steifen Konsistenz des anstehenden Bodens sowie maximalen Böschungshöhen von  $3,0$  m ist für die Kanalgräben und Baugruben von Schachtbauwerken ein Böschungswinkel von  $\leq 60^\circ$  zulässig. Bei Einbindetiefen  $> 3$  m sowie in Bereichen, in denen der Baugrund eine nur weiche Konsistenz aufweist, ist eine Sicherung der Gräben mittels eines geeigneten Verbaus zu empfehlen. Bei entsprechend tiefen Gräben aber mindestens steifer Konsistenz wird man weitestgehend einen einzustellenden Verbau zur Grabensicherung verwenden können. Für Bereiche in denen dem Kanalgraben lokal Sicker- bzw. Schichtwasser zufließt und/oder der Baugrund eine nur weiche Konsistenz aufweist, ist ein im Absenkverfahren einzubringender Verbau vorzuhalten, da hier erfahrungsgemäß von einer nicht ausreichenden Standfestigkeit der Böschungen bis zum Einstellen der Verbauelemente auszugehen ist.

Hinsichtlich der nachzuweisenden Verdichtung der Kanalgrabenverfüllung sind die Anforderungen der ZTVA-StB bzw. der ZTVE-StB - jeweils in der neuesten Fassung - zu beachten. Die Verfüllung des Kanalgrabens hat in der bis  $0,30$  m über Rohrscheitel reichenden Leitungszone grundsätzlich mit steinfreiem Material und mit einer im Endzustand  $\geq 97$  %igen Proctordichte zu erfolgen. Für die darüber befindliche Zwischenzone (Hauptverfüllung) ist für Material der Verdichtbarkeitsklasse V1 (Böden mit einem Schluff- und Tonanteil  $\leq 15\%$ ) ebenfalls ein Verdichtungsgrad von  $97$  % und für Material der Verdichtbarkeitsklassen V2 und V3 (Böden mit einem Schluff- und Tonanteil  $> 15\%$ ) ein Verdichtungsgrad von  $95$  % zu fordern. Ab  $0,50$  m unterhalb des Erdplanums erhöht sich der zu fordernde Verdichtungsgrad auf  $100$  % (V1) bzw.  $97$  % (V2 und V3).

Um sicher zu stellen, dass später der auf dem Erdplanum zu fordernde Wiederbelastungswert von  $E_{V2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$  nachgewiesen werden kann, wird aus geotechnischer Sicht die Verwendung eines gut verdichtungsfähigen Liefermaterials empfohlen. Die Kanalbauarbeiten sind grundsätzlich unter Beachtung der DIN 4124 (Baugruben und Gräben) sowie DIN EN 1610 (Verlegung und Prüfung von Abwasserleitungen und -kanälen) durchzuführen.

Die durchgeführten Feld- und Laborversuche belegen, dass der im Bereich des geplanten Rückhaltebeckens anstehende Baugrund - wie bereits unter Punkt 2 beschrieben - nach DIN 18130 nur schwach durchlässig ist. Bei einer Ausführung ohne eine geeignete Abdichtung ist davon auszugehen, dass zumindest eine geringe Versickerung des dem Becken zufließenden Wassers erfolgen wird. Sofern dies aus wasserrechtlichen oder sonstigen Gründen nicht zulässig sein sollte, wird das Becken mit einer entsprechenden Sohlabdichtung herzustellen sein.

#### 4. Gründungsvorschlag, Bemessungssohlwiderstand, Hinweise zur Bauausführung

Im Hinblick auf die geplante Wohnbebauung ist festzustellen, dass der anstehende lehmige Baugrund von überwiegend steifer und teils halbfester Konsistenz einen ausreichend tragfähigen Baugrund darstellt, um hierauf die Wohnhäuser mittels Einzel- und Streifenfundamenten sowie alternativ mittels statisch zu bemessender Stahlbeton-Bodenplatten gründen zu können. Entsprechende Flachgründungen können jedoch im Einzelfall - insbesondere beim Bau nicht unterkellerten Wohnhäuser - Maßnahmen zur Verbesserung der Tragfähigkeit des Untergrundes wie etwa die Herstellung von Schottertragschichten unterhalb von Gründungsplatten oder die Anordnung von Unterbeton unter den Fundamenten erfordern.

Ebenso können Bodenverbesserungen durch das Einfräsen von Bindemittel - wie zuvor bereits als Maßnahme zur Erhöhung der Tragfähigkeit des Erdplanums der Verkehrsflächen (s. Seite 14) beschrieben - alternativ zu Schottertragschichten auch zur Verbesserung der Tragfähigkeiten des Baugrunds im Bereich der Gründungsebenen prinzipiell in Betracht gezogen werden. Die Wirtschaftlichkeit dieses Bauverfahrens ist erfahrungsgemäß jedoch nur gegeben, wenn die Fläche des zu verbessernden Planums eine Mindestgröße von rd. 1.000 m<sup>2</sup> aufweist, wovon für den Bau der hier geplanten Wohnhäuser nicht auszugehen ist.

Die Anlage 4 enthält einen der aktuell zur Verfügung stehenden Schnitte, die dem GBL zur Ausarbeitung des Gutachtens in digitaler Form übermittelt wurden. Diesem und den übrigen Schnitten ist zu entnehmen, dass - wie bereits erwähnt - die Gradienten der Straßen weitestgehend der vorhandenen GOF folgen, sodass große Einschnitte und hohe Dammschüttungen vermieden werden. Die einzelnen Wohnhäuser sind überwiegend so geplant, dass bei den Häusern bergseitig der Straßen das Fußbodenniveau der untersten Geschossebene etwa dem Straßenniveau entspricht bzw. geringfügig höher zu liegen kommt. Bergseitig wird das unterste Geschoss dann meist auf etwa halber und z. T. auch ganzer Höhe in das vorhandene Erdreich einbinden.

Für das Gros der Wohnhäuser ergibt sich somit eine Lage des konstruktiv erforderlichen Gründungsniveaus zwischen rd. 1 m und 3 m unterhalb der vorhandenen GOF. In dieser Tiefe weist der an insgesamt 19 Stellen durchgeführte Baugrundauf-

schluss nahezu für das gesamte Plangebiet den lehmigen Baugrund von mind. steifer und teils halbfester Konsistenz aus. Ungeachtet dieser zu erwartenden Gleichartigkeit des Baugrundes, sind insbesondere aufgrund der Hanglage selbst auf kleinen Flächen gewisse Unterschiede in der Zusammensetzung und Tragfähigkeit des Baugrundes nicht grundsätzlich auszuschließen. Zudem ist anhand der vorliegenden Untersuchungsergebnisse davon auszugehen, dass im Gründungsbereich der Häuser lokal auch Boden von nur weicher Konsistenz anstehen kann und im westlichen Bereich des Erschließungsgebietes definitiv auch verwitterter Fels ansteht. Daher ist für jedes einzelne Gebäude eine Abnahme der Baugrubensohle durch das GBL zu fordern.

Für die nachfolgenden Gründungsempfehlungen ist des Weiteren zu berücksichtigen, dass im Falle eines Lastabtrags mit Fundamenten auf dem feinkörnigen Baugrund von mind. steifer Konsistenz eine nur relativ geringe Bodenpressung zugelassen werden kann. Unter Beachtung einer konstruktiven Mindestbreite von 0,50 m für die Streifenfundamente sowie Mindestabmessungen von 1,0 m • 1,0 m für Einzelfundamente wäre der zur Bemessung der Fundamente anzusetzende Bemessungssohlwiderstand auf  $\sigma_{R,d} = 180 \text{ kN/m}^2$  zu begrenzen, was nach alter Norm einer zulässigen Bodenpressung von gerundet  $\sigma_{zul.} \leq 130 \text{ kN/m}^2$  entspricht.

Aus geotechnischer Sicht sind Gründungen mittels tragender Bodenplatte unter Zwischenschaltung von Schottertragschichten zu empfehlen bzw. einer Gründung mit Fundamenten vorzuziehen, da bei der Plattengründung durch den flächigen Lastabtrag die lokal differierenden Baugrundeigenschaften und die damit verbundenen Unterschiede im Hinblick auf die Tragfähigkeit deutlich besser ausgeglichen werden als dies bei Fundamentgründungen der Fall wäre.

Die Dicken der generell unterhalb der Bodenplatten anzuordnenden Schottertragschichten werden den jeweiligen Gegebenheiten anzupassen sein. Für die auf dem überwiegend vorliegenden Baugrund von steifer und halbfester Konsistenz herzustellenden Tragschichten, ist eine konstruktive Mindestdicke von 0,3 m zu beachten. Soweit auf dem sich daraus ergebenden Mindestaushubniveau noch Boden von nur weicher Konsistenz anstehen sollte, ist dieser zusätzlich abzutragen und die Tragschicht mit einer entsprechend größeren Dicke und ggf. in zwei Lagen herzustellen.

Beträgt die Dicke der Tragschicht im verdichteten Zustand  $\leq 0,4 \text{ m}$  hat deren Herstellung in einer Lage zu erfolgen. In dem Fall, dass der Baugrund von nur weicher Konsistenz tiefer reicht hat die Herstellung der Tragschicht in zwei Lagen mit einer Gesamtdicke von  $\geq 0,50 \text{ m}$  zu erfolgen, wobei dann für die untere Einbaulage im verdichteten Zustand eine Dicke zwischen 0,30 m und 0,35 m einzuhalten ist. Soweit sich lokal in den talseitigen Baubereichen die Notwendigkeit von Geländeauffüllungen ergibt, wird die Tragschicht möglicherweise in mehr als zwei Lagen und ggf. mit einer Gesamtdicke von  $> 0,5 \text{ m}$  herzustellen sein.

Im Rahmen der mit dem GBL anzuberaumenden o. a. Ortstermine zur Abnahme der Baugrubensohlen, werden die im Einzelfall erforderlichen Tragschichtdicken festzulegen sein. Generell wird den Aushubsohlen ein Vliesstoff der GRK 3 aufzulegen sein. Hierauf wird man ggf. dort verzichten können, wo in der Aushubsohle verwitterter Mergel ansteht.

Zur Herstellung aller Tragschichten ist optimal verdichtungsfähiger Hartstein- oder Recyclingschotter maximal der Körnung 0/56 zu verwenden. Des Weiteren hat die Herstellung der Tragschichten grundsätzlich unter optimaler Verdichtung und zu den Rändern der Gründungsplatten mit einem allseitigen Überstand zu erfolgen, der mindestens der jeweiligen Gesamtdicke der Tragschicht zu entsprechen hat, die - wie zuvor dargelegt - variieren wird.

Die erreichte Verdichtung ist nachzuweisen, was vorzugsweise mittels statischer Plattendruckversuche nach DIN 18134-300 zu erfolgen hat. Hierbei sind auf OK der Schottertragschicht Wiederbelastungswerte  $E_{V2}$  von  $\geq 50 \text{ MN/m}^2$  bis  $\geq 80 \text{ MN/m}^2$  zu fordern. Der kleinere Wert ist auf Tragschichten mit der konstruktiven Mindestdicke von 0,30 m und der größere Wert auf mehrlagigen Tragschichten mit einer Gesamtdicke von  $> 0,60 \text{ m}$  nachzuweisen. Die Verhältniswerte sind in allen Fällen auf  $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,2$  zu begrenzen. Größere Verhältniswerte können ggf. akzeptiert werden, wenn bereits der Erstbelastungswert  $E_{V1} \geq 60 \%$  des zu fordernden Wiederbelastungswertes beträgt.

Die gemäß DIN 1054 grundsätzlich zu fordernde Frostsicherheit der Gründung kann im Falle der Plattengründungen - alternativ zu Frostschrüzen - derart gewährleistet werden, dass die UK der Schottertragschicht in frostfreier Tiefe  $\geq 0,80 \text{ m}$  unterhalb der späteren GOF angeordnet und ab dieser Tiefe zur Herstellung der Tragschichten ausschließlich Schottermaterial mit kapillARBrechender Eigenschaft verwendet wird. Im Endzustand hat dann zwingend eine dauerhaft funktionierende Entwässerung dieser Tragschicht mittels filterstabiler Dränagen mit Anschluss an eine Vorflut zu erfolgen. Ansonsten wären Frostschrüzen anzuordnen und - wie die Fundamente frostgefährdeter Bauteile - bis in die o. a. frostfreie Tiefe von  $\geq 0,80 \text{ m}$  zu führen.

Dicke und Bewehrungsgrad der Gründungsplatten sind grundsätzlich nach statischen Erfordernissen zu bestimmen. Die Einhaltung der o. a. Gründungsempfehlungen voraussetzend, können zur Bemessung der Gründungsplatten ein Bettungsmodul von  $k_s = 20 \text{ MN/m}^3$  sowie ein Bemessungssohlwiderstand von  $\sigma_{R,d} = 280 \text{ kN/m}^2$  angesetzt werden. Letzterer entspricht einer Bodenpressung von  $\sigma_{zul.} \leq 200 \text{ kN/m}^2$  (charakteristischer Wert). **Wird unterhalb der Gründungsplatten eine Wärmedämmung angeordnet, sind zu deren Bemessung generell auch die ggf. kleineren Werte des Dämmstoffs gemäß Herstellerangabe zu beachten.**

Sofern Fundamentgründungen zur Ausführung kommen, werden aus geotechnischer Sicht für die Betonfußböden die Beachtung einer konstruktiven Mindestdicke von 0,15 m sowie eine zumindest konstruktive Bewehrung empfohlen. Es ist zu berücksichtigen, dass Betonböden, die konstruktiv mit den Fundamenten verbunden oder in tragenden Wänden eingespannt sind, zwangsläufig Mitnahmesetzungen erleiden. Dies kann letztendlich dazu führen, dass sich die Betonböden in den kaum belasteten Feldmitten „aufwölben“ bzw. es zu einer Rissbildung kommen kann, wenn die konstruktive Ausbildung der Fußböden dies nicht verhindert. Unterhalb der Betonfußböden ist eine kapillarbrechende Filterschicht anzuordnen, für die ebenfalls eine konstruktive Mindestdicke von 0,15 m zu beachten ist.

Wie bereits erwähnt, ist nicht mit einem zusammenhängenden Grundwasserspiegel in einem für die Baumaßnahmen relevanten Niveau zu rechnen. Da jedoch ein Zufluss von über die GOF abfließendem Niederschlagswasser und ein lokaler Zufluss von Sickerwasser aus den Baugrubenböschungen nicht auszuschließen sind, wird empfohlen, eine bauzeitige Entwässerung der Baugruben mittels Baudrönanen oder zumindest mittels am Böschungsfuß anzulegender Drainagegräben in das Leistungsverzeichnis aufzunehmen. Über einen am Tiefpunkt anzuordnenden Pumpensumpf ist das zufließende Wasser in eine geeignete Vorflut abzuleiten.

Für den Endzustand ist eine dauerhafte Entwässerung der Arbeitsräume mittels filterstabiler Drönanen gemäß DIN 4095 mit Anschluss an eine Vorflut erforderlich. Entsprechende Ringdrönanen sind in einer ausreichenden Tiefenlage herzustellen, so dass die o. a. Schottertragschichten in die Drönanen entwässern können.

Um eine „Versandung“ der Drönanen möglichst zu verhindern, ist ihre Sickerpackung - z. B. aus Kies der Körnung 4/16 - von  $\geq 0,40$  m Dicke mit einem Vliesstoff der GRK 2 mit einem Flächengewicht von rd.  $100 \text{ g/m}^2$  vollflächig zu ummanteln. Des Weiteren sind zur Prüfung der Wirksamkeit und zur Reinigung der Leitungen Kontrollschächte bzw. Spülrohre nach DIN 4095 anzuordnen.

Die dauerhafte Drönanierung der Baugruben im Endzustand voraussetzend ist es ausreichend, alle mit Erdreich anzudeckenden Außenwände mit einer dauerelastischen Isolierung gegen Bodenfeuchtigkeit nach Teil 4 der DIN 18195 bzw. gemäß der Wassereinwirkungsklasse W1.2-E der DIN 18533 herzustellen.

Den vorliegenden Schnitten ist zu entnehmen, dass es vereinzelt auch zu einer mehr als 1-geschossigen Einbindung der Baukörper ins Erdreich kommen kann. Aus geotechnischer Sicht ist in diesem Fall für das unterste Geschoss eine wannenartige Ausbildung zu empfehlen, wobei dann die Wassereinwirkungsklasse W2.1-E der DIN 18533 maßgeblich ist. Neben einer Abdichtung nach Teil 6 der DIN 18195 kommt für wannenartig auszubildende Bauteile auch eine Ausführung in WU-Bauweise in Betracht. Die Herstellung eventueller WU-Konstruktionen hat nach

DIN 1045-2 bzw. DIN EN 206-1 und der WU-Richtlinie „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton“ des DAfStb (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton) zu erfolgen.

Um ihre abdichtende Wirkung zu gewährleisten, sind die Wandisolierungen im Zuge der nachfolgenden Arbeitsraumverfüllungen gegen mechanische Beschädigung zu schützen. Des Weiteren ist im Zusammenhang mit einer dauerhaften Dränierung der Arbeitsräume und der o. g. Außenwandisolierung für die Arbeitsraumverfüllungen ein Wasserdurchlässigkeitsbeiwert von  $k > 10^{-4}$  m/s nach DIN 18130, Teil 1 zu fordern. Zur Arbeitsraumverfüllung ist daher ausschließlich rollig-steiniges, gut verdichtungsfähiges, scherfestes, volumenbeständiges und kontaminationsfreies Liefermaterial zu verwenden. Der Einbau hat grundsätzlich lagenweise unter optimaler Verdichtung ( $D_{Pr} \geq 100\%$ ) zu erfolgen. Bei einer wannenartigen Ausbildung der Untergeschosse sind hinsichtlich der Wasserdurchlässigkeit der Arbeitsraumverfüllung keine besonderen Anforderungen zu erfüllen.

Soweit an der Oberfläche der Arbeitsräume Verkehrsflächen bzw. sonstige befestigte Flächen geplant sind, wird empfohlen, die erreichte Verdichtung bzw. Tragfähigkeit der Arbeitsraumverfüllung mittels statischer Plattendruckversuche nach DIN 18134 nachweisen zu lassen und hierbei die Anforderungen gemäß der ZTVE - StB bzw. ZTVT - StB (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau) - in der jeweils neuesten Fassung - zugrunde zu legen.

Ausreichende Grenzabstände voraussetzend, wird man die Baugruben frei böschten können. Böschungen mit Höhen  $\leq 1,25$  m dürfen prinzipiell senkrecht angelegt werden, soweit die Kohäsion des Bodens dies zulässt, wovon bei den hier vorliegenden, gewachsenen Böden auszugehen ist. Ansonsten ist für Böschungen von  $\leq 3,0$  m Höhe ein Böschungswinkel  $\leq 60^\circ$  zu fordern. Böschungen von  $> 3$  m und maximal 4 m Höhe sind auf  $\leq 50^\circ$  abzuflachen. Vorsorglich weisen wir darauf hin, dass sich ggf. die Notwendigkeit ergeben kann, die Böschungen insgesamt flacher herzustellen, wo diese in Böden von weicher Konsistenz anzulegen sind oder falls wasserführende Schichten angeschnitten werden.

Für Böschungen von  $> 4$  m Höhe werden ggf. auf konkreten Planunterlagen basierende, erdstatische Nachweise gemäß DIN 4084 bzw. EC 7 zu führen sein, sofern die Baugruben in solchen tief ins Erdreich einschneidenden Bereichen nicht generell mit einem statisch zu bemessenden Verbau gesichert werden. Bei nicht ausreichenden Platzverhältnissen um die o. g. Böschungswinkel einhalten zu können werden generell Baugrubensicherungen erforderlich. Hierzu kommen dann Trägerbohlwände mit Nadelholz oder Spritzbetonausfachung als erfahrungsgemäß wirtschaftliche Verbauart in Betracht.

Da es sich bei den anstehenden, überwiegend bindigen Böden um stark witterungsanfälliges Material handelt, sind frei angelegte Baugrubenböschungen vor ungünstigen Witterungseinflüssen zu schützen, indem sie mit PE-Folien überspannt werden, die überlappend aufzulegen und ausreichend vor Verwehung durch Wind zu schützen sind. Grundsätzlich ist entlang der Böschungskronen ein  $\geq 1,5$  m breiter Geländestreifen von jeglicher Verkehrs- und Stapellast freizuhalten. Die gesetzlichen Unfallverhütungsvorschriften sind zu beachten.

Auf Erfahrungswerten beruhend bzw. unter Wertung der zu erwartenden Gründungslasten und der Tragfähigkeit des Baugrundes sind bei Beachtung der o. a. Gründungsempfehlungen maximale Setzungen bis rd. 1 cm zu erwarten. Aufgrund der lastverteilenden Eigenschaften sowohl der Gründungsplatten als auch der Schottertragschichten sowie der Gleichartigkeit des unterhalb der Tragschichten verbleibenden Baugrundes werden die gänzlich nicht zu vermeidenden Setzungsdifferenzen nicht über 50 % der tatsächlichen maximalen Setzungen ansteigen und in dieser möglichen Größenordnung für die in Massivbauweise geplanten Wohngebäude nicht schädlich sein.

Dies gilt auch für Fundamentgründungen, sofern durch entsprechende Sohlabnahmen generell sichergestellt ist, dass die Fundamentsohlen innerhalb des ausreichend tragfähigen Baugrunds liegen.

Voraussetzung für eine setzungsarme Gründung ist, dass die Erd- und Gründungsarbeiten sachgerecht unter Beachtung der allgemein anerkannten Regeln der Bautechnik und des Handwerks ausgeführt und hierbei die Empfehlungen des vorliegenden Gutachtens berücksichtigt werden. Um hierauf Einfluss nehmen zu können, sind während der Erd- und Gründungsarbeiten die bereits erwähnten Ortstermine mit dem GBL zur verantwortlichen Abnahme der Aushub- und Gründungssohlen anzuberaumen.

Des Weiteren wird empfohlen, das GBL mit den erforderlich werdenden Verdichtungskontrollen zu beauftragen, damit wir in die Lage versetzt werden, nach erfolgter Prüfung die jeweilige Fläche aus geotechnischer Sicht verantwortlich zur Fortführung der Erd- und Gründungsarbeiten freigeben zu können.

Der vorliegende geotechnische Bericht basiert auf den Erkenntnissen des Baugrundaufschlusses und den uns übergebenen Planunterlagen bzw. den Auskünften zur geplanten Bauweise. Wesentliche Änderungen der Planung können auch zu einer anderen Fachberatung führen, so dass solche Änderungen stets mit dem Baugrundgutachter abzustimmen sind.

Sollten während der Bauausführung Abweichungen von den zuvor beschriebenen örtlichen Verhältnissen festgestellt werden, sind mit dem GBL Ortstermine anzube-

räumen, damit die dann ggf. notwendig werdenden Maßnahmen vor Ort festgelegt werden können. Diese Einschränkung ist in der Anwendung des Gutachtens zu beachten.



Tobias Heinke



Karl Lübeck