

Grundbaulabor Trier | Wolkerstraße 4 | 54296 Trier

Administration Communale de Hesperange  
Herrn Roger Langers  
B.p. 10  
L-5801 Hesperange

**DIPL.-ING. E. LEHMANN** | Ingenieur GmbH

Wolkerstraße 4 | D-54296 Trier  
T. +49 651 93881 - 0 | F. +49 651 93881 - 81  
info@gbt-trier.de | [www.gbt-trier.de](http://www.gbt-trier.de)

Sparkasse Trier | BIC: TRISDE55XXX  
IBAN: DE32 5855 0130 0000 9079 15  
UST-ID: DE 149 880 707 | St.-Nr. 42/662/0042/1

BIL | BIC: BILLULL  
IBAN: LU06 0022 1607 0162 0000  
UST-ID: LU 125 149 15 | Lux TVA 1983 3400 129

**Bericht Nr.:** 21052-1  
**Ref.:** Nw/Lm  
**Datum:** 26. Juli 2022

Geschäftsführer  
E. Lehmann, Dipl.-Ing. (TU) | B. Mertes, Dipl.-Ing. (Univ.)  
Amtsgericht Wittlich, HRB-Nr. 2202 | Gerichtsstand Trier

## Baugrundgutachten und geotechnische Empfehlungen

**Projekt:** Neubau eines offenen Parkhauses,  
339, route de Thionville in Hesperange

**Auftraggeber:** Administration Communale de Hesperange

**Örtliche Untersuchung:** 01. und 02. Juni 2022

## Inhalt:

1	Vorbemerkung .....	1
2	Beschreibung der Baugrundverhältnisse .....	2
2.1	Allgemeine Geologie .....	2
2.2	Ergebnisse der Felderkundungen .....	3
2.3	Ergebnisse bodenmechanischer Laborversuche .....	4
2.4	Altlastenvorstudie .....	6
2.4.1	Historische Recherche .....	6
2.4.2	Ergebnisse chemischer Analysen .....	6
2.5	Baugrundmodell, charakteristische Bodenkenngößen, Wiedereinbaufähigkeit ....	7
2.6	Grundwasserverhältnisse und Versickerungsfähigkeit .....	9
3	Geotechnische Empfehlungen .....	10
3.1	Allgemeines zum Bauvorhaben .....	10
3.2	Gründungsvorschlag und zulässige Bemessungskennwerte .....	10
3.2.1	Empfehlungen zur Herstellung einer Arbeitsebene .....	11
3.2.2	Variante 1: Ort betonbohrpfähle .....	12
3.2.3	Variante 2: Duktile Gussrammpfähle .....	13
3.3	Dränage und Abdichtung .....	14
3.4	Böschungen und Verbau .....	15
4	Besondere Hinweise .....	15

## Anlagen:

Anlage 1:	Lageplan, geologische und topographische Karten
Anlage 2:	Schichtenfolgen und Sondierdiagramme
Anlage 3:	Ergebnisse bodenmechanischer Laborversuche
Anlage 3.1:	Zusammenfassung bodenmechanischer Kenngrößen
Anlage 3.2:	Körnungslinien nach DIN 18123
Anlage 3.3:	Bestimmung der Konsistenzgrenzen
Anlage 3.4 - 3.8:	Einaxiale Druckversuche
Anlage 4:	Altlastenvorstudie
Anlage 4.1:	Auszug Verdachtsflächenkataster
Anlage 4.2:	Ergebnisse chemischer Analysen
	PAK-Analyse, Agrolab Prüfbericht Nr.: 3290155 - 405385
	PAK-Analyse, Agrolab Prüfbericht Nr.: 3290155 - 405386
Anlage 5:	Geländeschnitte mit Gründungsempfehlungen
Anlage 6:	Fotos der Bohrkerne

## 1 Vorbemerkung

Die Administration Communale de Hesperange plant an der Adresse 339, route de Thionville in Hesperange den Neubau eines offenen Parkhauses. Nach den uns vorliegenden Planunterlagen weist dieses einen annähernd rechteckigen Grundriss mit den Abmessungen von 35,0 m • 38,0 m auf. Die Anzahl der Parkdecks ist in den Plänen mit vier Geschossen angegeben. Bei der zu begutachtenden Parzelle handelt es sich um ein überwiegend ebenes Gelände, welches derzeit noch mit einem Wohngebäude bebaut ist. Dieses wird vor Beginn der Bauausführung vollständig rückgebaut. Begrenzt wird die Parzelle von einem asphaltierten Parkplatz im Norden, der Route de Thionville im Westen sowie der Allée de la Jeunesse Sacrifiée 1940-1945 im Süden. Entlang der östlichen Grundstücksgrenze schließen Garten- und Grünflächen an. Aufgrund der Abmessungen des Parkhauses, wird dieses im nördlichen Randbereich auch innerhalb des asphaltierten Parkplatzes liegen, sodass dieser bereichsweise rückgebaut werden wird.

Das Grundbaulabor Trier (GBL-T) wurde von o. g. Bauherrn am 27. April 2022 unter der Auftragsnummer 2022/00998 ROLA mit der Durchführung einer Baugrunduntersuchung und Abgabe eines gezielten Gründungsgutachtens unter Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen Bauwerk, Bestand und Baugrund beauftragt.

Die Felderkundung erfolgte in einer ersten Phase am 01. und 02. Juni 2022 durch ein Einsatzteam des GBL-T. Im Zuge der Feldarbeiten wurden vier Rammkernsondierungen (RKS) niedergebracht und das zutage geförderte Bohrgut von einem unserer Ingenieure lithologisch angesprochen.

Da sich im Rahmen dieser Erkundung zeigte, dass auf den oberen Metern unter Geländeoberkante nur locker gelagert Auffüllungen vorhanden waren und selbst darunter nur weiche bis breiige alluvialen Ablagerungen vorliegen, wurde in Abstimmung mit dem planenden Ingenieurbüro Schroeder & Associés ein zusätzlicher Baugrundaufschluss mit einer Rotationskernbohrung vorgenommen. An dem daran gewonnenen ungestörten Bohrkernen konnten ergänzende Laborversuche zur Bestimmung der Festigkeit der Bodenschichten gewonnen und darauf aufbauend auch Empfehlungen für Tiefgründungen des Gebäudes abgegeben werden. Die Kernbohrung (BK) wurde in unserem Auftrag im Zeitraum vom 28. bis 29. Juni 2022 durch das Bohrunternehmen GeoCore GmbH, Livange bis in eine Tiefe von 12 m abgeteuft. Das in Kernkisten gelagerte Bohrgut wurde von einem unserer Ingenieure lithologisch angesprochen und zur Dokumentation fotografiert (Anlage 6). Um zusätzlich Informationen über die Lagerungsdichte bzw. die Konsistenz der anstehenden Bodenschichten zu erhalten, wurde neben jeder RKS eine Rammsondierung (RS) in Anlehnung an DIN EN ISO 22476-2 durchgeführt.

Zur Ermittlung bodenmechanischer Kennwerte wurden dem Baugrund fünf Sonderproben (SP) und sieben gestörte Proben (gP) entnommen und das Material im Labor des GBL-T normgerecht bodenphysikalisch untersucht. Anhand des Bohrgutes der RKS 1 und RKS 2 erfolgte des Weiteren eine Beprobung der im Baufeld angetroffenen Schwarzdecke des asphaltierten Parkplatzes im Norden. Die Proben wurden an die Agrolab Labor GmbH zur Analyse von PAK-Gehalten (polyzyklische aromatische Kohlenwasserstoffe) übergeben.

Zur Ausarbeitung des Gutachtens standen uns folgende Unterlagen zur Verfügung:

- Aktuelle Planunterlagen des Büros Schroeder & Associés S.A.
- Topographische Karte TC 17, Luxemburg der Administration du Cadastre et de la Topographie
- Geologische Karte Blatt 02, Remich des Ministère des Travaux Publics
- Diverse geotechnische Gutachten des GBL-T innerhalb der Gemeinde Hesperange

## 2 Beschreibung der Baugrundverhältnisse

### 2.1 Allgemeine Geologie

In Anlage 1 ist in dem uns zur Verfügung gestellten Lageplan das geplante Parkhaus maßstabsgerecht dargestellt und hierin die Lage der Untersuchungsstellen eingetragen. Außerdem sind Ausschnitte der topographischen und geologischen Karte im Maßstab 1 : 10.000 dargestellt, aus denen die Lage der Baustelle innerhalb von Hesperange sowie die hier zu erwartenden geologischen Formationen ersichtlich sind.

Aus der geologischen Karte geht hervor, dass im Bereich des Baufeldes als jüngste geologische Formation mit den alluvialen Ablagerungen des südlich fließenden Bachlaufs zu rechnen ist, welche den Talboden und damit das anstehende Festgestein bedecken. Hierbei handelt es sich um *ungegliederte Auen- und Hochflutsedimente, z. T. Abschwemmmassen, Schwemmfächer- und Schwemmkegelsedimente*, welche im Gelände als *Sand, kiesig bis Kies, sandig, z. T. lehmig, humos; lokal mit Hangsedimenten verzahnt* vorliegen. Beim unterlagernden Gestein handelt es sich einerseits um den Blättermergel (Im<sub>2</sub>) sowie den Ockerkalk (Im<sub>1</sub>), welche beide stratigraphisch dem Mittleren Lias zuzuordnen sind. Beim Blättermergel handelt es sich laut der Legende der geologischen Karte um *Mergel, tonig, blättrig, grau; Kalkkonkretionen, eisenhaltig; Septarien im Hangenden; nach Nordwesten siltige Fazies im Hangenden*. Die Formation des Ockerkalk wird beschrieben als *Kalke grün-grau und rotbraun; tw. mit Eisenooïden und Mergeln, kalkig, grau*. Nördlich des Baufeldes ist in der geologischen Karte eine Verwerfung eingezeichnet, in der die Schichten des Ockerkalk gegen den Luxemburger Sandstein (li<sub>2</sub>) verschoben sind. Da diese Störungszone jedoch rd. 80 m nördlich des Baufeldes verläuft, gehen wir derzeit nicht von einer ungünstigen Beeinflussung durch diese aus.

## 2.2 Ergebnisse der Felderkundungen

Die festgestellten Schichtenfolgen sind in Anlage 2 gemäß DIN 4022/4023 dargestellt. Angaben zur Mächtigkeit der durchörterten Schichten sowie deren geotechnische Beschreibung mit Gruppierung nach DIN 18196 (2011) und Klassifizierung nach DIN 18300 (2012) stehen rechts der Schichtenbilder, während links davon die Tiefe der Schichtwechsel bezogen auf die Geländeoberkante (GOK) am Bohransatzpunkt sowie ihre Lage im geodätischen Höhensystem eingetragen sind. Ebenfalls dargestellt sind die Höhenlagen der entnommenen Erdstoffproben bezogen auf den Bohransatzpunkt und die festgestellten Wasserstände.

Die Feldversuche zur Bestimmung der Lagerungsdichte und Konsistenz des Untergrundes erfolgten mit der mittelschweren Rammsonde (DPM). Zum Einsatz kam eine Sondenspitze mit einer Querschnittsfläche von 10 cm<sup>2</sup>. An der Basis des stark verwitterten Mergels wurde aufgrund der hohen Rammwiderstände an RS-RKS 1 bis RS-RKS 4 auf die kleinere Sondenspitze von 5 cm<sup>2</sup> Querschnittsfläche gewechselt. Im Sondierdiagramm, dargestellt als Staffelkurve nach DIN EN ISO 22476-2 neben dem jeweiligen Schichtenbild, ist die Anzahl der Schläge angegeben, die notwendig waren, die Sonde jeweils 10 cm tiefer einzutreiben (Schlagzahl N<sub>10</sub>).

Im Zuge unserer Felderkundung wurden insgesamt vier Rammkernsondierungen sowie eine Kernbohrung durchgeführt um Informationen über die örtliche Bodenschichtung zu erhalten. Aus den in Anlage 2 abgebildeten Schichtenfolgen geht hervor, dass im Baufeld zunächst mit relativ mächtigen anthropogenen Auffüllungen zu rechnen ist. Diese bestehen im Bereich des asphaltierten Parkplatzes im Norden zunächst aus einer Deckschicht aus Schwarzdecke sowie einem dazugehörigen Bettungspolster aus Hochofenschlacke und Sandsteinschotter. Unterhalb bzw. im restlichen Bereich des Baufeldes ist überwiegend ein Boden-Bauschutt-Gemisch erkundet worden, welches an RKS 3 sogar Schwarzdeckenreste beinhaltet. Die Mächtigkeit dieser als großflächige Geländeauffüllung eingebrachten Massen beläuft sich nach unseren Bohrungen auf rd. 2,0 m an RKS 2 und rd. 3,1 m an BK 1. Anhand der ehemaligen Deckschicht konnte der Übergang zwischen aufgefüllten Bereichen und natürlich gewachsenem Boden an dem gewonnenen Bohrgut der Kernbohrung eindeutig bestimmt werden. Unterhalb der Auffüllungen ist das Baufeld geprägt von einem sandigen Schluff, welcher von tonigen Lagen durchzogen ist und bereichsweise auch einzelne Kiese sowie organische Anteile aufweist. Hierbei handelt es sich um die alluvialen Ablagerungen des an der südlichen Grundstücksgrenze verlaufenden Bachlaufs. Die Mächtigkeit der Alluvionen variiert im Baufeld zwischen 2,65 m an BK 1 und 4,0 m an RKS 1. Darunter folgt einheitlich ein stark verwitterter Mergel grauer Färbung. Anhand der abgeteufte Kernbohrung ist zu erkennen, dass mit zunehmender Tiefe der Verwitterungsgrad des Mergels allmählich rückläufig ist. Auch wurde an der Kernbohrung in 11,25 m unter GOK Kalkstein erbohrt. Ob es sich hierbei um den in der geologischen Karte beschriebenen Ockerkalk oder lediglich um eine eingelagerte Kalksteinbank handelt, kann

nicht zweifelsfrei geklärt werden. Im weiteren Verlauf des Gutachtens bezeichnen wir zur Vereinfachung diese Schicht als Kalkstein.

Um auch Aussagen über die Konsistenz der aufgefüllten Böden bzw. der alluvialen Ablagerungen machen zu können, wurde neben jedem Aufschlusspunkt eine Rammsondierung durchgeführt, deren Ergebnisse in graphischer Form ebenfalls der Anlage 2 zu entnehmen sind. Aus den Sondierdiagrammen geht hervor, dass die oberflächennah lagernden, grobkörnigen Auffüllungen aus Hochofenschlacke und Sandsteinschotter zunächst durch Vorbohren durchörtert werden mussten. Darunter wurden überwiegend sehr geringe Widerstandszahlen zwischen 4 und 10 Schlägen je 10 cm Eindringtiefe erkundet, was auf eine weiche bis schwach steife Konsistenz der abgelagerten Bodenmassen bzw. der Alluvionen hindeutet. Mit Zunahme der kiesigen Bestandteile ist innerhalb des Alluviums ein leichter Anstieg der Rammwiderstände auf bis zu 20 Schläge je 10 cm Eindringtiefe zu erkennen, was einer steifen Konsistenz entspricht. Ein deutlicher Anstieg der Schlagzahlen  $N_{10}$  auf Werte  $>100$  ist erst mit dem Übergang zum anstehenden Mergel zu erkennen, sodass hier von einer festen Konsistenz ausgegangen werden kann. Aufgrund des hohen Verwitterungsgrades ist der Mergel als Halbfestgestein zu klassifizieren.

## **2.3 Ergebnisse bodenmechanischer Laborversuche**

Im Zuge der Felderkundung wurden dem Untergrund fünf Sonderproben (SP) und sieben gestörte Proben (gP) entnommen und in unserem hauseigenen Labor auf die wesentlichen bodenmechanischen Parameter untersucht. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse aller Laborversuche ist in Anlage 3.1 enthalten.

An allen Proben wurde der natürliche Wassergehalt bestimmt. Die hierbei ermittelten Werte schwanken für die alluvialen Ablagerungen zwischen 16,5 % und 31,3 %, was aufgrund der Lage im Schwankungsbereich des Grundwassers sowie der eingelagerten Organik als normal zu bezeichnen ist. Die ermittelten Wassergehalte des anstehenden Mergels liegen mit 13,0 % und 14,7 % etwas darunter. Der an der Kernbohrung BK 1 erkundete Kalkstein weist nochmals einen deutlich geringeren Wassergehalt von rd. 2,4 % auf. Die an den Sonderproben ermittelten Feucht- bzw. Trockenwichten bewegen sich in einem Bereich zwischen 22,31 kN/m<sup>3</sup> und 27,00 kN/m<sup>3</sup> bzw. 19,46 kN/m<sup>3</sup> und 26,31 kN/m<sup>3</sup>, was als unauffällig zu bewerten ist.

Mittels kombinierter Sieb-Schlamm-Analyse wurde die Kornverteilung an den Proben RKS 1-1, BK 1-1 und BK 1-2 bestimmt (vgl. Anlage 3.2). Die Materialien der Proben BK 1-1 und RKS 1-1 weisen ein annähernd gleichförmiges Körnungsband mit einem Schlammkornanteil von rd. 46 M.-% (RKS 1-1) und 52 M.-% (BK 1-1) auf, womit die Proben gemäß DIN 18196 als feinkörniger Boden zu bezeichnen sind. Der nicht im Schlammkornbereich liegende Anteil verteilt

sich überwiegend auf die Feinsandfraktion. Das Material der Probe BK 1-2 weist einen deutlich höheren Anteil an Sand und Kies auf, sodass es lediglich einen Schlämmkornanteil von rd. 30 M.-% aufweist und gemäß DIN 18196 als gemischtkörniger Boden zu klassifizieren ist.

Zur genauen Festlegung der Bodengruppe sowie zur Ermittlung der Konsistenz des Bodens wurde an der zuvor genannten Probe BK 1-1 zusätzlich eine Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze nach DIN 18122-1 durchgeführt. Aufgrund der Lage im Plastizitätsdiagramm nach DIN 18196 ist das Material als leicht plastischer Ton (TL) zu beurteilen, dem mit einer Konsistenzzahl von 0,475 eine breiige bis weiche Konsistenz zuzuordnen ist.

Aufgrund visuell erkennbarer Organikanteile, wurde an den Erdstoffproben RKS 1-1, RKS 3-1, RKS 3-2, RKS 4-1 und BK 1-1 der prozentuale Anteil an Organik mittels Glühverlust bestimmt. Hierbei wurden Werte zwischen 2,66 M.-% und 4,82 M.-% ermittelt, weshalb die Proben als schwach humoser Mineralboden zu bezeichnen sind.

In der nachfolgenden Tabelle sind die Ergebnisse der einaxialen Druckversuche aufgelistet, welche am anstehenden Mergel sowie am erbohrten Kalkstein vorgenommen wurden. Wie hieran zu erkennen, liegt die einaxiale Druckfestigkeit des anstehenden Mergels im Laborversuch bei 0,15 N/mm<sup>2</sup> bzw. 0,21 N/mm<sup>2</sup>, was als gering aber normal zu bezeichnen und in die Kategorie Halbfestgestein einzuordnen ist. Die Druckfestigkeit des erbohrten Kalksteins liegt mit Werten zwischen 15,06 N/mm<sup>2</sup> und 31,16 N/mm<sup>2</sup> deutlich höher, weshalb hier die Kategorie Festgestein zu vergeben ist.

**Tabelle 1: Ergebnisse der einaxialen Druckfestigkeit**

Probe Nr.	Material	Tiefe [m]	Einaxiale Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
BK 1-3	Mergel, verwittert, kalkhaltig	7,80 – 8,00	0,21
BK 1-4	Mergel, verwittert, kalkhaltig	8,70 – 8,95	0,15
BK 1-5	Kalkstein, fossilführend, grau	11,50 – 11,65	15,06
BK 1-6	Kalkstein, fossilführend, grau	11,65 – 11,80	16,32
BK 1-7	Kalkstein, fossilführend, grau	11,80 – 12,00	31,16

## **2.4 Altlastenvorstudie**

### **2.4.1 Historische Recherche**

Am 12. Mai 2022 wurde bei der Umweltverwaltung über die Plattform geoportail.lu in Luxemburg eine Anfrage zur Einsicht in das Verdachtsflächenkataster von Luxemburg (CASIPO) für die Parzellen 146/4754 und 147/5534 der Gemeinde Hesperange gestellt:

Die beschriebene Parzelle ist nicht im Verdachtsflächenkataster registriert. Dies schließt jedoch nicht aus, dass das Gelände frei von Verunreinigungen ist. Es kommt vor, dass relevante Arbeiten nirgendwo dokumentiert sind oder keine Zeitzeugen mehr davon berichten konnten.

Als Ergänzung zu den beiden zuvor beschriebenen Parzellen verweist der CASIPO-Auszug auf eine Verdachtsfläche (SPC/02/0136/AV2) nördlich des asphaltierten Parkplatzes. Gemäß den uns vorliegenden Informationen handelt es sich hierbei um ein Gebäude, welches zwischen 1970 und 1982 als Sägewerk bzw. Tischlerei genutzt wurde. Eventuelle Verunreinigungen im Untergrund können hier nicht ausgeschlossen werden. Da sich diese Parzelle jedoch deutlich außerhalb des hier zu begutachtenden Baufeldes befindet, gehen wir davon aus, dass diese für das Bauvorhaben irrelevant ist.

Es wurden ebenfalls Luftbilder der letzten Jahre miteinander verglichen. Entsprechend den Luftbildern, die von geoportail.lu zur Verfügung gestellt werden, wurde die zu begutachtende Parzelle bis mindestens 1977 als Grünfläche genutzt. Das auf dem Gelände bestehende Wohnhaus wurde gemäß den Luftbildern zwischen 1977 und 1987 errichtet. Wir gehen davon aus, dass auch die Aufhöhung des Geländes im gleichen Zeitraum stattfand und zum Ziel hatte, die Fläche vor Überschwemmungen des südlich angrenzenden Bachlaufs infolge stärkerer Niederschläge zu schützen. Die westlich verlaufende Route de Thionville wurde zwischen 1963 und 1977 verlegt, sodass diese nun unmittelbar an der westlichen Grundstücksgrenze verläuft. Zwischen 2018 und 2019 wurde das Wohnhaus auf dem nördlichen Nachbargrundstück rückgebaut und durch einen asphaltierten Parkplatz ersetzt.

### **2.4.2 Ergebnisse chemischer Analysen**

Wir gehen derzeit davon aus, dass zumindest ein Teilbereich des nördlich angrenzenden Parkplatzes im Zuge der Bauarbeiten rückgebaut werden wird. Um einen Einblick über die Verschmutzung der Schwarzdecke des Parkplatzes zu erlangen, wurde jeweils eine Probe aus RKS 1 und RKS 2 zur Analyse auf ihren PAK-Gehalt an die Agrolab Labor GmbH übergeben. Die detaillierten Ergebnisse der Analytik sind Anlage 4.2 zu entnehmen. Nachfolgend ist eine Zuordnung der analysierten PAK-Gehalte der Schwarzdecke tabellarisch dargestellt:



**Tabelle 2: Zuordnung der Analyseergebnisse (Schwarzdecke)**

Entnahmestelle	Art	Entnahmetiefe [m]	Trockensubstanz [%]	Organoleptik	Probenbezeichnung	PAK 1-16 [mg/kg]
RKS 1	Schwarzdecke	0,00-0,10	99,5	-	RKS 1-A	3,3
RKS 2	Schwarzdecke	0,00-0,10	99,5	-	RKS 2-A	27,0

**Tabelle 3: Grenzwerte**

Bewertungskriterium	Grenzwert [mg/kg TS]
Wiederverwertung vor Ort/Recycling Luxemburg	<150
DK I (DepV)	<3000
DK II (DepV)	>3000

Die **Schwarzdecke** kann aufgrund der Analyseergebnisse von Probe **RKS 1-A** und **RKS 2-A** einer **Recyclinganlage in Luxemburg** zugeführt werden. Sobald der oben aufliegende Asphalt ausgebaut wurde, ist er separat von anderen Aushubmassen auf einem Haufwerk zu lagern.

Für die Abfuhr zu einer Recyclinganlage ist eine erneute Haufwerksbeprobung nötig, damit das Material dort angenommen wird. Diese Beprobung kann durch ein in Luxemburg akkreditiertes Büro oder das GBL-Trier durchgeführt werden.

## 2.5 Baugrundmodell, charakteristische Bodenkenngrößen, Wiedereinbaufähigkeit

Der im Baugebiet anstehende Untergrund lässt sich anhand der im vorhergehenden Kapitel beschriebenen Untersuchungsergebnisse in folgende Schichten mit vergleichbaren Eigenschaften untergliedern:

- **Schicht 1:** Anthropogene Geländeauffüllung (Boden-Bauschutt-Gemisch)
- **Schicht 2:** Alluviale Ablagerungen (Schluff, sandig, tlw. organisch)
- **Schicht 3:** Ausgangsgestein des Im<sub>2</sub>, stark verwittert (Mergel, stark verwittert)
- **Schicht 4:** Ausgangsgestein des Im<sub>1</sub> (Kalkstein)

Die Angabe der nachfolgenden Werte für Schicht 4 erfolgen unter der Annahme, dass es sich beim Kalkstein um den Ockerkalk (Im<sub>1</sub>) handelt.

Die Klassifikation der einzelnen Schichten ist der nachfolgenden Tabelle zu entnehmen:

**Tabelle 4: Boden- und Felsklassifikation**

Schicht	Bodengruppe nach DIN 18196 (2011)	Bodenklasse nach DIN 18300 (2012)	Frostempfindlichkeit nach ZTVE-StB 17
1 Boden-Bauschutt-Gemisch	UM / TL / TM / GW	3 / 4	F3
2 Schluff, sandig, tlw. organisch	UL / UM / TM	4	F3
3 Mergel, stark verwittert	-	5 / 6	F3
4 Kalkstein	-	7	F1

Aufgrund der vorgenommenen Feld- und Laborversuche sowie unter Einbeziehung eigener Erfahrungswerte können dem Baugrund für erdstatische Berechnungen folgende mittlere charakteristische Bodenkenngößen zugeordnet werden:

**Tabelle 5: Charakteristische Bodenkenngößen**

Schicht	$\varphi'_k$ [°]	$c'_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]
1 Boden-Bauschutt-Gemisch	35,0	2,5	20,0	10,0	5
2 Schluff, sandig, tlw. organisch	30,0	2,5	19,5	9,5	8
3 Mergel, stark verwittert	25,0	10,0	22,0	12,0	60
4 Kalkstein	-	-	25,0	15,0	>100

Mit dem Erreichen des Kalksteins sind nicht mehr die Lockergesteinsparameter  $\varphi'$  und  $c'$ , sondern die felsmechanischen Eigenschaften maßgebend. Sofern unter Berücksichtigung dieser Schicht geotechnische Nachweise geführt werden müssen, empfehlen wir Rücksprache mit uns zu halten, inwieweit für die Problemstellung bzw. das gewählte Nachweisverfahren der Ansatz eines Ersatzreibungswinkels sinnvoll ist.

Nach den uns vorliegenden Planunterlagen wird das unterste Parkdeck auf einer Höhe von 264,40 müNNH zu liegen kommen, was in etwa der derzeitigen GOK entspricht. Für die Gründung des geplanten Parkhauses wird aufgrund der mäßigen Bodenbeschaffenheit aller Voraussicht nach eine Tiefgründung mittels Pfählen notwendig werden. Die Menge des im Zuge der Gründungsarbeiten anfallenden Bodens ist abhängig von dem zur Ausführung kommenden Pfahlsystem. Bei den hier vorliegenden Bodenverhältnissen sowie der zu erwartenden Stützenlasten wird bautechnisch eine Gründung mittels Bohrpfählen zweckmäßig. Gemäß der bereichsweise festgestellten Schwarzdeckenreste im Untergrund sowie dem überwiegend fein-

körnigen Charakter des Bodens, werden die anfallen Massen gemäß ihrer chemischen Belastung auf einer entsprechenden Deponie zu entsorgen sein.

## 2.6 Grundwasserverhältnisse und Versickerungsfähigkeit

Im Zuge der für die aktuelle Beurteilung durchgeführten Felderkundung wurde an allen Untersuchungspunkten Wasser innerhalb der Bohrlöcher registriert und höhenmäßig erfasst. In der folgenden Tabelle sind die in den Bohrlöchern festgestellten Wasserstände eingetragen:

Tabelle 6: Wasserspiegellagen

Stelle	Wsp. angebohrt	
	[m unter GOK]	[müNHN]
RKS 1	3,50	261,52
RKS 2	2,50	262,09
RKS 3	3,60	260,58
RKS 4	3,25	260,34
BK 1	3,30	261,46
Wasserspiegel Bach (02. Juni 2022)		261,00

Bei den gemessenen Wasserständen handelt es sich um einen zusammenhängenden Grundwasserspiegel innerhalb der alluvial geprägten Böden der Talaue (Schluff, sandig). Erfahrungsgemäß ist davon auszugehen, dass innerhalb dieser Schicht in Abhängigkeit der vorherrschenden Witterungsbedingungen eine mehr oder weniger beständige Grundwasserführung vorliegt, sodass beim Anschneiden dieser Schicht mit einem kontinuierlichen Wasserzufluss gerechnet werden muss. Es ist außerdem davon auszugehen, dass der Grundwasserspiegel leicht zeitverzögert mit dem Wasserstand des südlich fließenden Bachs korrespondiert und einem Schwankungsbereich vergleichbar dem Bachwasserspiegel unterliegt.

Unter Berücksichtigung der im Labor ermittelten Körnungslinien ist für die grundwasserführenden Sande und Schluffe mit einer Durchlässigkeit in einer Größenordnung von  $1 \cdot 10^{-6}$  m/s bis  $1 \cdot 10^{-7}$  m/s zu rechnen. Der darunter anstehende, stark verwitterte Mergel besitzt Durchlässigkeiten von  $> 1 \cdot 10^{-9}$  m/s. Niederschlagswasser wird sich daher oberhalb des Mergels stauen. Eine Versickerung von Niederschlagswasser ist in den gewachsenen Böden nicht zu empfehlen, da die Versickerungsfähigkeit der Schluffe und Sande nur gering ist. Über befestigte Flächen anfallendes Niederschlags- und Oberflächenwasser ist daher unter Beachtung der genehmigungsrechtlichen Belange und Vorgaben der Regenwasserkanalisation zuzuführen.

### 3 Geotechnische Empfehlungen

#### 3.1 Allgemeines zum Bauvorhaben

Die Administration Communale de Hesperange plant an der Adresse 339, route de Thionville in Hesperange den Neubau eines offenen Parkhauses. Nach den uns vorliegenden Planunterlagen weist dieses einen annähernd rechteckigen Grundriss mit den Abmessungen von 35,0 m • 38,0 m auf. Die Anzahl der Parkdecks ist in den Plänen mit vier Geschossen angegeben. Bei der zu begutachtenden Parzelle handelt es sich um ein überwiegend ebenes Gelände, welches derzeit noch mit einem Wohngebäude bebaut ist. Dieses wird vor Beginn der Bauausführung vollständig und fachgerecht rückgebaut. Begrenzt wird die Parzelle von einem asphaltierten Parkplatz im Norden, der Route de Thionville im Westen sowie der Allée de la Jeunesse Sacrifiée 1940-1945 im Süden. Entlang der östlichen Grundstücksgrenze schließen Garten- und Grünflächen an. Aufgrund der Abmessungen des Parkhauses, wird dieses im nördlichen Randbereich auch innerhalb des asphaltierten Parkplatzes liegen, sodass dieser bereichsweise rückgebaut werden wird.

Das geplante Bauwerk ist nach DIN 4020 unter Beachtung der beschriebenen Baugrundbedingungen, aber vor allem aufgrund der notwendigen Tiefgründung in die **Geotechnische Kategorie 2 (GK 2)** einzuteilen. Damit liegt ein mittlerer Schwierigkeitsgrad für die Konstruktion des Bauwerks, die Baugrundverhältnisse sowie die bestehende Wechselwirkung zwischen Bauwerk, Baugrund und deren Umgebung vor.

Nach DIN EN 1997-1 bzw. DIN 1054 erfordern derartige Bauwerke der **GK 2** eine ingenieurmäßige Bearbeitung und einen rechnerischen Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit auf der Grundlage von geotechnischen Kenntnissen und Erfahrungen.

Der vorliegende geotechnische Untersuchungsbericht umfasst neben den bereits beschriebenen Ergebnissen der Feld- und Laborversuche die sich daraus ergebenden Empfehlungen und Hinweise für die weitere Entwurfsbearbeitung des geplanten Bauwerks.

#### 3.2 Gründungsvorschlag und zulässige Bemessungskennwerte

Das Parkhaus wird mit seinem untersten Parkdeck auf Höhe der derzeitigen GOK zu liegen kommen. Die Oberkante Fertigfußboden des untersten Parkdecks (OKFFB EG) ist in den Plänen mit 264,40 müNHN angegeben. Nach den uns vorliegenden Planunterlagen ist ein Abtrag der Lasten des Parkhauses über Einzelfundamente in den Untergrund vorgesehen. Angesichts der mehrere Meter mächtigen heterogenen Auffüllungen und den darunter anstehenden wei-

chen feinkörnigen, alluvialen Ablagerungen sowie der punktuellen Lasten, empfehlen wir eine Tiefgründung des Parkhauses.

Die Ausführung der Tiefgründung kann aus geotechnischer Sicht mittels Bohr- oder Ramm-pfählen durchgeführt werden, deren Anzahl und Anordnung vom zuständigen Tragwerks-planer festzulegen ist.

### **3.2.1 Empfehlungen zur Herstellung einer Arbeitsebene**

Für die Herstellung der Pfähle bedarf es einer ausreichend tragfähigen Arbeitsplattform aus Schotter, deren Dicke sich an den Anforderungen der Baugeräte bemisst, aber erfahrungs-gemäß eine Mindestdicke von 0,60 m aufweisen muss. Da der Betonfußboden statisch als freitragende Deckenplatte zu bemessen und den Pfählen aufzulagern ist, sind keine erhöhten Anforderungen an die Tragfähigkeit und das Setzungsverhalten der Arbeitsebene zu stellen.

Wegen der Größe der zu bearbeitenden Fläche und der Wasserempfindlichkeit der Böden ist im Bauablauf ein abschnittsweises und rückschreitendes Arbeiten zwingend einzuhalten. Da das unterste Parkdeck in etwa auf Höhe der derzeitigen Geländeoberkante zu liegen kommen soll, wird es für die Errichtung der Arbeitsebene größtenteils ausreichend sein, den organi-schen Oberboden abzuschieben und die Schottertragschicht im Anschluss vor Kopf einzu-bauen. Aufgrund der hohen Witterungsanfälligkeit der Böden, sind die Erdarbeiten nur bei anhaltend trockener Witterung auszuführen. Andernfalls kann es infolge eines Aufweichens durch Niederschläge notwendig werden, die Ausschachtung tiefer zu führen, was zu einem erhöhten Tragschichtaufbau und damit zu Mehrkosten führen würde. Die allgemein anerkannt-ten Regeln des Erdbaus mit bindigen Böden sind generell zu beachten. Wir empfehlen die Aushubarbeiten abschnittsweise, rückschreitend und entsprechend der Fortschritte beim Ein-bau der Schottertragschicht auszuführen.

Vor Einbau des Schottermaterials ist auf dem Erdplanum ein Geotextil der Geotextil-robustheitsklasse 4 (GRK 4) überlappend zu verlegen, um eine filterstabile Trennung der Schichten dauerhaft sicherzustellen. Als Schottermaterial ist ein in Luxemburg zugelassener, gut verdichtungsfähiger, scherfester, raum- und frostbeständiger sowie gut wasserdurchlässi-ger Schotter der Körnung 0/45 o. ä. zu verwenden. Im Bereich weicher Bodenzonen kann der Einsatz eines Grobschotters der Körnung 40/100 o. ä. als stabilisierende untere Lage not-wendig sein.

Das Tragschichtmaterial ist vor Kopf einzubringen und fachgerecht in mehreren kreuzweisen Übergängen zu verdichten. Dabei ist das Verdichtungsgerät an die vorgegebene Lagendicke und die gewählte Körnung anzupassen. Ein Befahren des Erdplanums und der Vliesstoff-

bahnen mit schweren Baugeräten ist möglichst zu vermeiden. Aufgrund des bindigen, wasserempfindlichen Untergrunds empfehlen wir zur Verdichtung, den Einsatz eines leichten Walzenzugs (rd. 3 t bis 8 t). Für die eingebrachte Tragschicht ist ein Verdichtungsgrad  $D_{Pr} \geq 100 \%$  zu fordern.

### 3.2.2 Variante 1: Ortbetonbohrpfähle

Aus geotechnischer Sicht die Ausführung von Ortbetonbohrpfählen zu präferieren, deren Herstellung nachfolgend detailliert beschrieben und um Bemessungskennwerte ergänzt wird. Hinsichtlich der Grundwassersituation ist damit zu rechnen, dass die Bohrarbeiten bei Normalwasserstand des südlichen Bachlaufs oberhalb des Grundwassers stattfinden werden.

Für die Herstellung von Ortbetonbohrpfählen (Durchmesser ca. 90 cm) ist eine Mindesteinbindetiefe in den anstehenden Kalkstein von 0,5 m in der weiteren Planung zu berücksichtigen, sofern nicht ohnehin aus der Bemessung eine tiefere Einbindung erforderlich wird. Als Plattform für die Bohrungen der Pfähle dient die im vorherigen Kapitel beschriebene Arbeitsebene aus Schotter.

Zur Vorabschätzung der notwendigen Pfahllängen können die in der nachfolgenden Tabelle 7 angegebenen charakteristischen Werte für die Pfahlmantelreibung ( $q_{s,k}$ ) und den Pfahlspitzenwiderstand ( $q_{b,k}$ ) im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZ 1B) angesetzt werden. Die Werte der Tabelle können für Setzungen des Bohrpfahlkopfes von 2 cm herangezogen werden.

Tabelle 7: Kennwerte für die Bohrpfahlbemessung

Schicht	Unterkante Schicht ab GOK [m]	Mantelreibung Pfahl: $q_{s,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Spitzendruck Pfahl: $q_{b,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
1 Boden-Bauschutt-Gemisch	-3,0	0	-
2 Schluff, sandig, tlw. organisch	-6,5	0	-
3 Mergel, stark verwittert	-11,5	120	3,0-
4 Kalkstein	ab -11,5	300	6,0

Die allgemeine Bemessung der Bohrpfähle hat durch das tragwerksplanende Büro zu erfolgen. Die einschlägigen Normen (EC 7) sind bei der Planung generell zu beachten. Für das Herstellen der Bohrpfähle sind die Grundsätze und Einzelempfehlungen aus EN 1536 (früher DIN 4014) zu berücksichtigen.

Innerhalb der Lockergesteinsböden und des stark verwitterten Mergels ist das Bohrloch nicht standfest, sodass die Verrohrung bis zur Endteufe mitzuführen ist. Um Auflockerungen im Nahbereich der Bohrung durch den Grundwasserfluss zu vermeiden, ist die Verrohrung zwingend vorausseilend in den Untergrund einzubringen und der Wasserstand im Bohrloch über dem Grundwasserspiegel zu halten. Vor dem Einsetzen der Bewehrung und dem Betonieren des Pfahls ist die Bohrlochsohle mit einem Bohreimer vom Bohrschmand zu säubern.

Aufgrund der Lage des Bohrpfahls unterhalb des Grundwasserspiegels hat das Betonieren der Bohrpfähle zwingend mittels Schüttrohr im Kontraktorverfahren zu erfolgen. Ein Entmischen des Betons ist durch Verwendung eines passenden Betonierballs zu vermeiden. Auf ein Betonieren am Stück, ohne Abreißen des Betonstrangs ist generell zu achten.

Zu Beginn der Pfahlarbeiten ist eine geotechnische Begleitung durch einen Mitarbeiter des GBL-T vorzusehen, sodass die Bodenverhältnisse an der geplanten Bohrlochsohle sowie über die Höhe des Pfahls bestätigt werden können.

### **3.2.3 Variante 2: Duktile Gussrammpfähle**

Alternativ zu den gebohrten Ortbetonpfählen ist auch eine Ausführung von duktilen Rammpfählen denkbar. Die im Allgemeinen 5,0 m langen Pfahlsegmente der Duktilpfähle können mit einer Anbauramme an einem üblichen Kettenbagger von ca. 30 t Einsatzgewicht in den Untergrund eingetrieben werden, sodass nur relativ geringe Anforderungen an die Arbeitsplattform gestellt werden müssen. Die einzelnen Segmente können an der Baustelle zu einem Pfahl beliebiger Länge ineinander gesteckt und nach dem Rammvorgang in exakt erforderlicher Höhe abgeschnitten werden. Die Lasten aus der Bodenplatte werden über spezielle Kopfelemente und eine angepasste Bewehrungsführung auf den Pfahl übertragen.

Unter den gegebenen Baugrundverhältnissen können sowohl verpresste als auch unverpresste Pfähle zum Einsatz kommen, welche ihre Lasten maßgeblich über Spitzendruck in den gut tragfähigen Mergel bzw. den Kalkstein ableiten. Die Pfähle werden so tief eingerammt, bis der Bodenwiderstand gemäß einer vom Hersteller genannten Rammformel groß genug ist. Zur Bemessung der äußeren Tragfähigkeit sind nach bauaufsichtlicher Zulassung Pfahlprobebelastungen durchzuführen, um das Last-Setzungsverhalten zu bestimmen. Zur Vorbemessung und Kostenschätzung können auf Grundlage von Literatur- und Erfahrungswerten die in nachfolgender Tabelle 8 angegebenen Kennwerte angesetzt werden. Nach den Ergebnissen der Baugrunderkundung ist mit einer deutlichen Festigkeitssteigerung ab einem Niveau von rd. 253,0 müNNH zu rechnen, sodass mit Absetztiefen für die Pfähle von etwa 12,0 m unter UK Bodenplatte zu rechnen ist. Neben dem gewählten Durchmesser der Pfähle und der Stärke

der Rohrwandung haben auch die Ausführung einer Mantelverpressung sowie eine Verfüllung des Pfahlrohrs mit Beton Einfluss auf die Gesamttragfähigkeit.

**Tabelle 8: Kennwerte für Rammpfähle**

Schicht	Mantelreibung Rammpfahl ohne Verpressung: $q_{s,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Mantelreibung Rammpfahl mit Verpressung: $q_{s,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Spitzenwiderstand Rammpfahl: $q_{b,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
1 Boden-Bauschutt-Gemisch	0	0	0
2 Schluff, sandig, tlw. organisch	0	0	0
3 Mergel, stark verwittert	60	120	1,5
4 Kalkstein	150	300	9,0

Neben der Variante eines unverpressten Pfahls kann alternativ auch eine Mantelverpressung durch Einpressen eines Zementmörtels während des Rammvorgangs vorgenommen werden. Bei Ausführung einer Mantelverpressung ist auf Basis von Erfahrungswerten nach Herstellerangabe der Ansatz einer erhöhten Mantelreibung im stark verwitterten Mergel zulässig. Entsprechende Werte sind ebenfalls in obiger Tabelle 8 angegeben.

In Planung und Ausführung der Rammpfähle sind die Empfehlungen der DIN EN 12699 „Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Verdrängungspfähle“ sowie die Forderungen der DIN EN 1997 zu beachten. Auf einen detaillierten Nachweis der Knicksicherheit kann im vorliegenden Fall verzichtet werden, da auch die alluvialen Ablagerungen eine undrained Kohäsion von  $c_u > 10 \text{ kN/m}^2$  aufweisen.

### 3.3 Dränage und Abdichtung

Für den Endzustand ist um das Parkhaus eine dauerhaft filterstabile Ringdränage mit Anschluss an eine Vorflut anzuordnen und die Tragschicht unterhalb des Betonfußbodens hieran anzuschließen. Um eine Beanspruchung des Betonbodens durch aufsteigende Bodenfeuchte zu vermeiden, empfehlen wir die Dränage  $\geq 20 \text{ cm}$  unter UK Betonboden anzuordnen. Die Sickerpackung ( $d \geq 0,40 \text{ m}$ ), bspw. aus Kies der Körnung 8/16, ist mit einem Vliesstoff der Geotextilrobustheitsklasse 2 (GRK 2) vollflächig zu ummanteln, damit mit dem zufließenden Wasser keine Bodenfeinanteile in die Dränage eingetragen werden, da diese ansonsten mit der Zeit versanden. Zur Kontrolle und Reinigung der Dränage sind Kontrollschächte und Spülrohre anzuordnen.



Die erdberührten Teile des Parkhauses können bei dauerhaft dränierten Arbeitsräumen in Kombination mit einer ausreichend wasserdurchlässigen Arbeitsraumverfüllung ( $k \geq 10^{-4}$  m/s) mit einer Abdichtung gemäß früherer Normung DIN 18195, Teil 4 „Lastfall nicht stauendes Sickerwasser“ hergestellt werden. Nach aktueller Norm DIN 18533 handelt es sich in diesem Fall um die Wassereinwirkungsklasse W 1.2-E (Bodenfeuchte und nichtdrückendes Wasser bei Bodenplatten und erdberührten Wänden mit Dränung). Soll zur Arbeitsraumverfüllung ein wenig durchlässiges Material genutzt werden, ist für eine normgerechte vertikale Flächen-dränage vor den Außenwänden durch den Einbau von Dränsteinen oder zugelassenen Noppenbahnen mit Geotextilfilter (bspw. Enkadrain, Delta Terraxx o. ä.) Sorge zu tragen. Gemäß DIN 18533 ist am Wandsockel im Bereich von rd. 20 cm unter GOK bis rd. 30 cm über GOK mit der Wassereinwirkungsklasse W4-E (Spritzwasser und Bodenfeuchte am Wandsockel) zu rechnen, wenn nicht ohnehin drückendes Wasser und damit die Klasse W2-E vorliegt.

Generell ist die jeweils zur Ausführung kommende Abdichtung vor Beschädigung während der Arbeitsraumverfüllung zu schützen. Die Arbeitsraumverfüllung ist lagenweise unter Verdichtung durchzuführen.

### **3.4 Böschungen und Verbau**

Wie bereits erwähnt, wird das unterste Parkdeck auf Höhe der derzeitigen GOK zu liegen kommen. Hieraus resultieren lediglich sehr geringe Böschungshöhen von  $<1,0$  m zur Errichtung der Arbeitsebene aus Schotter. Aufgrund der hohen Sandanteile empfehlen wir die Böschungen nicht senkrecht anzulegen, sondern unter rd.  $50^\circ$  abzuböschten. Ausreichende Platzverhältnisse sind hierfür nach den uns vorliegenden Plänen im gesamten Baufeld gegeben.

## **4 Besondere Hinweise**

Vorliegendes Baugrundgutachten gilt in seiner räumlichen und inhaltlichen Abgrenzung ausschließlich für das in unseren Zeichnungen dargestellte Parkhaus in Hesperange. Alle Empfehlungen und Forderungen sind auf die im Gutachten genannten Randbedingungen auszurichten. Änderungen und Abweichungen im Projekt können auch zu anderen Folgerungen der Fachberatung führen. Änderungen sind somit stets mit dem Baugrundgutachter abzustimmen. Diese Einschränkung ist in der Anwendung dieses Gutachtens zu beachten.

Der Baugrundaufschluss erfolgte nur an einzelnen Punkten, d. h. auch die Aussagen haben punktuellen Charakter. Sollte während der Bauausführung eine Abweichung von den beschriebenen Verhältnissen festgestellt werden, ist ein Ortstermin zur Festlegung der dann notwendigen Maßnahmen mit uns anzuberaumen. Während aller für die Errichtung des Parkhauses notwendigen Arbeiten hat der Unternehmer die im Bauwesen erforderliche Sorgfalt anzuwenden.

M. Nieswand, M.Sc. (Univ.)

E. Lehmann, Dipl.-Ing. (TU)