

Grundbaulabor Trier | Wolkerstraße 4 | 54296 Trier

Immobilière Windhof II S.A.
p. a. Immo Horizon S.A.
Herrn Michel Peters
B.p. 36
L-8005 Bertrange

Bericht Nr.: 40142-1
Ref.: Th/Nw
Datum: 20. Juni 2024

DIPL.-ING. E. LEHMANN | Ingenieur GmbH

Wolkerstraße 4 | D-54296 Trier
T. +49 651 93881 - 0 | F. +49 651 93881 - 81
info@gbl-trier.de | www.gbl-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

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 Parkhauses, 3, rue des Trois Cantons in Windhof
Auftraggeber:	Immobilière Windhof II S.A.
Örtliche Untersuchung:	24. und 29. Januar 2024

Inhalt:

1	Vorbemerkung	1
2	Beschreibung der Baugrundverhältnisse	2
2.1	Allgemeine Geologie.....	2
2.2	Ergebnisse der Felderkundungen.....	2
2.3	Ergebnisse bodenmechanischer Laborversuche.....	4
2.4	Altlastenvorstudie anhand einer historischen Recherche	5
2.5	Baugrundmodell, charakteristische Bodenkenngößen, Wiedereinbaufähigkeit ...	6
2.6	Grundwasserverhältnisse und Versickerungsfähigkeit.....	8
3	Geotechnische Empfehlungen	10
3.1	Allgemeines zum Bauvorhaben.....	10
3.2	Gründungsvorschlag und zulässige Sohlspannungen.....	10
3.3	Dränage und Abdichtung	13
3.4	Böschungen.....	15
3.5	Bauen am Bestand.....	15
4	Besondere Hinweise	16

Anlagen:

Anlage 1:	Lageplan, geologische und topographische Karten
Anlage 2:	Schichtenfolgen und Sondierdiagramme
Anlage 3:	Ergebnisse bodenmechanischer Laborversuche
Anlage 3.1:	Zusammenfassung bodenmechanischer Kenngößen, Körnungslinien nach DIN 18123
Anlage 3.2 und 3.3:	Bestimmung der Konsistenzgrenzen
Anlage 3.4:	Proctorversuch nach DIN 18127
Anlage 3.5:	Einaxialer Druckversuch
Anlage 3.6 und 3.7:	Oedometerversuch nach DIN 18135
Anlage 4:	Auszug Verdachtsflächenkataster
Anlage 5:	Geländeschnitte mit Gründungsempfehlungen
Anlage 6:	Fotos der Bohrkerne

1 Vorbemerkung

Die Im Immobilière Windhof II S.A. plant an der Rue des Trois Cantons in Windhof den Neubau eines Parkhauses. Nach den uns vorliegenden Planunterlagen handelt es sich hierbei um ein fünfgeschossiges Gebäude mit annähernd rechteckigem Grundriss von 115 m • 32 m. Die Oberkante Fertigfußboden Erdgeschoss (OKFFB EG) ist auf einem Niveau von 326,9 müNNH angegeben. Im Anschlussbereich des neuen Parkhauses an die nördlich bestehende Halle wird gemäß der Planung eine Rampe hergestellt, die über den Verlauf des Bauwerks eine variable Gründungstiefe besitzt. Bei dem zu begutachtenden Grundstück handelt es sich um die Parzelle Nr. 1243/2301 mit einer Größe von 167.000 m². Das Bau-
feld für das geplante Parkhaus liegt im südlichen Drittel der Parzelle. Mit Ausnahme der nördlich bestehenden Halle grenzt keine Bestandsbebauung an die Baugrubenseiten.

Das Grundbaulabor Trier (GBL-T) wurde von o. g. Bauherrn am 16. Januar 2024 mit Schreiben Nr. MP/046-24/ic mit der Durchführung einer Baugrunduntersuchung und Abgabe eines gezielten Gründungsgutachtens unter Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen Bauwerk, Bestand und Baugrund beauftragt.

Die Felderkundung erfolgte am 24. und 29. Januar 2024 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. Um auch innerhalb des Grundgebirges einen ausreichend tiefen Baugrundaufschluss gewährleisten und Sonderproben entnehmen zu können, wurden in unserem Auftrag von der GeoCore GmbH am 01. Februar 2024 zwei Kernbohrungen (BK) bis in eine maximale Tiefe von 8,0 m abgeteuft. Das in Kernkisten gelagerte Bohrgut wurde von einem unserer Ingenieure lithologisch angesprochen und zur Dokumentation fotografiert (vgl. Anlage 6). Um zusätzlich Informationen über die Lagerungsdichte bzw. die Konsistenz der anstehenden Bodenschichten zu erhalten, wurde neben jeder RKS und BK eine Rammsondierung (RS) in Anlehnung an DIN EN ISO 22476-2 durchgeführt.

Zur Ermittlung bodenmechanischer Kennwerte wurden dem Baugrund sieben Sonderproben (SP) und drei gestörte Proben (gP) entnommen und das Material im Labor des GBL-T normgerecht bodenphysikalisch untersucht.

Zur Ausarbeitung des Gutachtens standen uns folgende Unterlagen zur Verfügung:

- Planunterlagen des Architekturbüros Perry Weber et Associés S.A.
- Topographische Karte TC 16, Garnich der Administration du Cadastre et de la Topographie
- Geologische Karte Blatt 03, Luxemburg des Ministère des Travaux Publics
- Diverse geotechnische Gutachten des GBL-T innerhalb von Windhof

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 Windhof sowie die hier zu erwartenden geologischen Formationen ersichtlich sind.

Aus der geologischen Karte geht hervor, dass im Bereich des Baufeldes zunächst mit den jungtertiären Lehmen der Hochflächen (dl) zu rechnen ist. Die Mächtigkeit dieser Schichten ist im Allgemeinen gering, sodass bereits in einer Tiefe von wenigen Metern mit den Blättermergeln (lm_{2a}) des Mittleren Lias bzw. den Fossilarmen Tonen (li₄) des Unteren Lias zu rechnen ist. Die Formation lm_{2a} wird beschrieben als *Mergel, tonig, blättrig, grau; Kalkkonkretionen, eisenhaltig; Septarien im Hangenden; nach Nordwesten siltige Fazies im Hangenden*. Die Fossilarmen Tone (li₄) werden entsprechend der Legende der geologische Karte als *Mergel, tonig, siltig, grau; Konkretionen aus tonigem Kalk, graublau* angesprochen. Am Übergang zwischen den Schichten kann im Allgemeinen eine geringmächtige Schicht der Davoeikalke (lm₁) eingeschlossen sein.

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^2 . Ab dem Erreichen des Mergels wurde aufgrund der hohen Rammwiderstände an den Aufschlusspunkten RS 2-BK 2 und RS-RKS 2 auf die kleinere Sondenspitze von 5 cm^2 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_{10}).

Im Zuge unserer Felderkundung wurden insgesamt vier Rammkernsondierungen und zwei Kernbohrungen ausgeführt um Informationen über die örtliche Bodenschichtung zu gewinnen. Da sich das Baufeld im Bereich einer un bebauten Wiese befindet, wurde zunächst ein rd. 10 cm bis 40 cm dicker organischer Oberboden erbohrt. Darunter folgt mit Ausnahme der RKS 3 ein stark schluffiger, schwach feuchter bis feuchter Ton, bei dem es sich um die Verwitterungsprodukte des anstehenden Mergels handelt. Mit Rammwiderständen zwischen 8 und 22 Schlägen je 10 cm Eindringtiefe kann dem bindigen Verwitterungsboden bereits in den oberen drei Metern eine steife bis halbfeste Konsistenz zugewiesen werden. Mit zunehmender Tiefe nehmen die Schlagzahlen N_{10} weiter zu, sodass am Schichtübergang zum Mergel, in Tiefen zwischen 327,11 müNHN und 329,00 müNHN, dem Ton eine feste Konsistenz zugewiesen werden kann. Darunter wurde einheitlich der stark verwitterte Mergel aufgeschlossen. Die Rammwiderstände in der oberen Zone des grauen Mergels schwanken zunächst zwischen 46 und 86 Schlägen je 10 cm Eindringtiefe, steigen aber in allen Aufschlusspunkten schnell auf über 200 Schläge je 10 cm Eindringtiefe an. Dies entspricht einer festen Konsistenz bzw. einem Gesteinscharakter. Der Verwitterungsgrad ist mit zunehmender Tiefe abnehmend, sodass an der Endteufe unserer Aufschlusspunkte der Mergel als lediglich verwittert zu bezeichnen ist.

Wie bereits erwähnt, ist die Bodenschichtung am Aufschlusspunkt RKS 3 davon abweichend. Zum Zeitpunkt der Felderkundungen lagert im Baufeld ein rd. 6,0 m hohes Haufwerk mit einer Fläche von rd. 1700 m^2 . Der Aufschlusspunkt RKS 3 befindet sich mittig in dieser Fläche, weshalb hier zunächst die anthropogen abgelagerten Bodenmassen des Haufwerks erbohrt wurden. Dabei handelt es sich um schluffigen, sandigen, mergelstückigen Ton mit vereinzelt anthropogenen Bestandteilen an der Oberfläche. Wir gehen derzeit davon aus, dass es sich bei diesem Material um Aushubmassen bereits bestehender Hallen und Gebäude im näheren Umfeld handelt. Aufgrund der lockeren Aufschüttung liegen die Rammwiderstände zwischen 4 und 12 Schlägen je 10 cm Eindringtiefe, womit dem Boden eine weiche bis steife Konsistenz unterstellt werden kann. Unterhalb der Auffüllungen folgt analog der übrigen Aufschlusspunkte der tonige Verwitterungsboden sowie der verwitterte bis stark verwitterte Mergel.

2.3 Ergebnisse bodenmechanischer Laborversuche

Im Zuge unserer Felderkundung wurden dem Baugrund drei gestörte Proben (gP) und sieben Sonderproben (SP) entnommen und im Labor des GBL-T normgerecht bodenphysikalisch untersucht. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse aller bodenmechanischen Laborversuche und der Ergebnisse der Versuche zur Bestimmung der Korngrößenverteilung sind in Anlage 3.1 enthalten. Detaillierte Ergebnisse der Versuche zur Bestimmung der Konsistenzgrenzen, die Ergebnisse der Proctorversuche und der Oedometerversuche sowie die einaxiale Druckfestigkeit des Mergels können den Anlagen 3.2 bis 3.7 entnommen werden.

Wassergehalte

An allen Proben wurde zunächst der natürliche Wassergehalt bestimmt. Dabei wiesen alle aus dem Ton entnommenen Proben Werte zwischen 23,3 % und 27,3 % auf. Die Ergebnisse sind für einen Ton als normal zu bewerten und decken sich mit der ersten Ansprache in der Felderkundung. Der Mergel weist naturgemäß geringere Wassergehalte zwischen 15,1 % und 20,7 % auf, was ebenfalls als normal einzustufen ist.

Kornverteilung

Gemäß der Korngrößenverteilung weisen alle untersuchten Proben ein sehr ähnliches Körnungsband auf. Der Tongehalt liegt zwischen rd. 28 M-% (BK 2-1) und 38 M-% (BK 1-4), während 52 M-% (BK 2-1) bis 57 M-% (BK 1-4) dem Schluffkornbereich zufallen. Somit liegen 80 M-% bis 95 M-% im Schlämmkornbereich, weshalb das Material aller Proben als schluffiger Ton deklariert werden kann. Gemäß DIN 18196 sind die Proben somit als feinkörniger Boden zu bezeichnen. Der nicht im Schlämmkornbereich liegende Anteil verteilt sich gleichmäßig über die Sand- bis Feinkiesfraktion.

Konsistenzgrenzen

Am Material der Proben BK 1-2 und BK 2-2 wurde zusätzlich die Fließ- und Ausrollgrenze nach DIN 18122-1 bestimmt. Gemäß dem Plastizitätsdiagramm liegen die Proben genau im Grenzbereich zwischen den mittelplastischen Tonen (TM) bzw. mittelplastischen Schluffen (UM). Mit einer Konsistenzzahl I_C von 1,112 bzw. 1,256 kann dem Material beider Proben eine halbfeste Konsistenz zugewiesen werden.

Proctorversuch

Gemäß der aktuellen Planung werden im Zuge der Aushubarbeiten größere Mengen aus den tonigen Verwitterungsprodukten anfallen. Um Aussagen über eine Wiedereinbaufähigkeit dieses Materials machen zu können, wurde an der Probe BK 2-1 das Verhältnis des natürlichen Wassergehalts zum optimalen Wassergehalt anhand eines Proctorversuchs nach DIN 18127 bestimmt. In Anlage 3.4 ist die hieran ermittelte Proctorkurve abgebildet. Gemäß dem Laborversuch liegt der optimale Wassergehalt für einen Wiedereinbau des schluffigen Tons bei 25,5 %. Der natürliche Wassergehalt lag zum Zeitpunkt der Erkundung mit 25,9 % nur unwesentlich darüber und ließe somit ohne Bodenverbesserung einen Wiedereinbau mit einem hohen Verdichtungsgrad von über 97 % der Proctordichte zu.

Einaxiale Druckfestigkeit

Da das geplante Parkhaus mit seiner OKFFB EG von 326,9 m³NHN dem anstehenden Mergel auflagern wird, wurde dessen Druckfestigkeit anhand der Probe BK 1-5 bestimmt. Das Material, welches dem verwitterten Mergel entstammt, erreicht im Druckversuch nach DIN 18136 eine einaxiale Druckfestigkeit von 0,27 N/mm², was als normal für ein Halbfestgestein zu werten ist.

Oedometerversuch

Sollte eine Änderung der Planung die Auflagerung auf den bindigen Verwitterungsböden erforderlich machen, ist für die Abschätzung des Setzungspotenzials der Steifemodul des Tons maßgebend. Deshalb wurde an den Proben BK 1-3 und BK 2-3 jeweils ein eindimensionaler Kompressionsversuch (Oedometerversuch) nach DIN 18135 durchgeführt. Beide Proben wurden in sechs Stufen mit rd. 100 kN/m² bis 1600 kN/m² belastet. Wenn der Boden wie o. g. in der Gründungsebene anfällt, sind die Steifemoduln im höheren Spannungsbereich von Interesse. Gemäß den ausgeführten Versuchen liegen diese im Bereich von 26 MN/m² bis 36 MN/m².

2.4 Altlastenvorstudie anhand einer historischen Recherche

Am 19. Januar 2024 wurde über die Plattform <https://map.geoportail.lu/> bei der Umweltverwaltung in Luxemburg eine Anfrage zur Einsicht in das Verdachtsflächenkataster von Luxemburg (CASIPO) für die Parzelle 1243/2301 der Gemeinde Koerich, Goetzingen (C) gestellt.

Die beschriebene 167.000 m² große Parzelle ist nur teilweise im Verdachtsflächenkataster registriert. Teile der Parzelle weisen laut CASIPO einen unterirdischen Heizöltank auf. Außerdem sind die Verdachtsflächen SPC/05/1081/VER, SPC/11/0033/AV2 und SPC/05/1603/VER als 1995 außer Betrieb genommener, unterirdischer Kohlenwasserstofftank eingetragen. Auf der Verdachtsfläche SPC/16/0136/AV2 steht seit 2011 eine Wäscherei bzw. eine Autowaschanlage.

Es wurden ebenfalls Luftbilder der letzten Jahrzehnte miteinander verglichen, die von der Plattform <https://map.geoportail.lu/> zur Verfügung gestellt werden. Demnach unterlag das hier zu begutachtende Baufeld bis mindestens 2007 einer rein landwirtschaftlichen Nutzung. Auf dem Luftbild aus 2010 ist dann die Ablagerung eines ersten Haufwerks im westlichen Bereich der Parzelle zu erkennen. Seit dem Jahr 2016 sind keine Veränderungen mehr an diesem Haufwerk zu erkennen, sodass sich niederer Bewuchs angesiedelt hat.

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:** Organischer Oberboden
- **Schicht 2:** Anthropogene Auffüllungen (Boden-Bauschutt-Gemisch)
- **Schicht 3:** Bindige Verwitterungsböden (Ton, schluffig)
- **Schicht 4:** Ausgangsgestein, verwittert (Mergel, verwittert)

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

Tabelle 1: Boden- und Felsklassifikation

Schicht	Bodengruppe nach DIN 18196 (2011)	Bodenklasse nach DIN 18300 (2012)	Frostempfindlichkeit nach ZTVE-StB 17
1 Organischer Oberboden	OH	1	F2
2 Boden-Bauschutt-Gemisch	[A] / TL / TM	4	F3
3 Ton, schluffig	TM / TA	4 – 5	F3
4 Mergel, verwittert	–	6	F3

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

Tabelle 2: Charakteristische Bodenkenngrößen

Schicht	φ'_k [°]	c'_k [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	E_s [MN/m ²]
2 Boden-Bauschutt-Gemisch	25	20	20	10	8
3 Ton, schluffig	25	20	20	10	20 - 30
4 Mergel, verwittert	35*	20*	22	11	80 - 120
*Ersatzkennwerte, die felsmechanischen Eigenschaften sind zu beachten					

Bei Verwendung der in obigen Tabellen angegebenen Kennwerte ist zu beachten, dass ab dem nahezu unverwitterten Mergel nicht mehr die Lockergesteinsparameter φ' und c' , sondern die felsmechanischen Eigenschaften maßgebend sind. Der im Untersuchungsgebiet anstehenden Mergel ist aus geotechnischer Sicht als verwitterungsanfälliges Halbfestgestein zu klassifizieren, das eine verhältnismäßig geringe Gesteinsfestigkeit (vgl. Kapitel 2.3) besitzt. Der Felsverband im Allgemeinen ist abwechselnd kaum bis stark geklüftet. Teilweise sind die Klüfte mit Kalzit verheilt. Der Mergel weist i. d. R. eine dünn- bis dickplattige Schichtung auf. In größerer Tiefe ist er bankig ausgebildet.

Nach den uns vorliegenden Planunterlagen wird die OKFFB EG des geplanten Parkhauses auf einem Niveau von 326,9 müNNH zu liegen kommen, was einer Einbindetiefe von rd. 6,5 m entspricht. Gemäß den Ergebnissen unserer Felderkundung werden demnach alle zuvor tabellarisch aufgeführten Bodenschichten als Aushubmaterial anfallen.

Bzgl. der Einbaufähigkeit der anfallenden Aushubmassen ist der humose Oberboden im Bau-feld generell abzuschieben und kann in Bereichen von Grünflächen zur Herstellung einer humosen Deckschicht wieder eingebracht werden. Ist eine entsprechende Verwendung hier nicht möglich oder unerwünscht, ist der als schützenswertes Gut einzustufende Mutterboden für eine spätere Wiederverwertung auf eine entsprechende Erdstoffdeponie abzufahren.

Nach dem Abtrag des organischen Oberbodens werden die feinkörnigen Verwitterungsprodukte aus schluffigem Ton sowie der stark verwitterte Mergel als Aushubmaterial anfallen. Da es sich bei diesen Schichten überwiegend um feinkörnigen Boden handelt, ist von einer Verwendung des Materials im Bereich von zukünftigen Gründungslasten aus geotechnischer Sicht abzuraten. Das Material kann jedoch zur Verfüllung von nicht überbauten

Arbeitsräumen verwendet werden, wobei ein entsprechender Mehraufwand zur Verdichtung des Materials gegenüber einem grobkörnigen Liefermaterial einzuplanen ist. Eine Verwendung in Bereichen, in denen Eigensetzungen unproblematisch sind, wie bspw. zur Geländemodellierung in Grünflächen etc., ist generell möglich. Entscheidend für die Einbaufähigkeit des bindigen Bodens ist dessen Wassergehalt zum Zeitpunkt des Einbaus. Unser Proctorversuch hat gezeigt, dass der für die Verdichtung optimale Wassergehalt nahezu dem natürlichen Wassergehalt zum Zeitpunkt der Felderkundung entspricht. Nach einer fachgerechten Zwischenlagerung kann der Ton somit einer Wiederverwendung zugeführt werden.

Da das Aushubmaterial nur in geringem Umfang wieder eingebaut werden kann, wird ein Großteil der anfallenden Böden abgefahren werden müssen. Wir weisen darauf hin, dass bei einer geplanten Anlieferung zu einer Inertstoffdeponie im Allgemeinen eine umweltchemische Analyse der Böden gemäß „Règlement grand-ducal“ vom 25. Januar 2017 erforderlich wird. Zudem wurden an den Erdstoffdeponien in Luxemburg in der Vergangenheit vermehrt Böden abgewiesen, welche eine weiche oder breiige Konsistenz aufweisen und sich damit nicht einbauen lassen. Da auch für die zu erwartenden Aushubmassen aus dem im Baufeld lagernden Haufwerk zumindest teilweise eine schlechte Konsistenz zu erwarten ist, empfehlen wir diese Problematik bei der Planung der Entsorgungswege und -kosten zu berücksichtigen.

2.6 Grundwasserverhältnisse und Versickerungsfähigkeit

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

Tabelle 3: Wasserspiegellagen

Stelle	Wsp. angebohrt	
	[m unter GOK]	[müNNH]
RKS 3	5,50	333,29
RKS 4	0,40	331,17

Bei den festgestellten Wasserständen handelt es sich um Stauwasser, welches durch den organischen Oberboden bzw. das locker aufgeschüttete Material des im Baufeld lagernden Haufwerks versickert und sich auf Schichten geringerer Durchlässigkeit aufstaut. Als wasserstauende Schichten sind sowohl die tonigen Verwitterungsprodukte als auch der stark verwitterte Mergel prädestiniert. Oberhalb derartiger, wasserstauender Lagen kann es daher vermehrt zu einem Zufluss von Stau- bzw. Schichtwasser kommen.

Hydrogeologisch bildet sich eine Wasserführung vermehrt in Bodenschichten mit geringem Feinkorngehalt bzw. leicht erhöhter Durchlässigkeit aus. Das Stau- bzw. Schichtwasser tritt daher überwiegend in Form einzelner Wasseradern auf. Eine genaue Lokalisierung der wasserführenden Bereiche anhand lediglich punktueller Erkundungen ist nicht möglich. Die Menge des Wasserzuflusses kann derzeit nicht abgeschätzt werden, wobei es nur geringe Mengen sein werden, die mit geringem Aufwand für die Wasserhaltung abgeleitet werden können. Ein zusammenhängender Grundwasserkörper konnte anhand unserer Aufschlusspunkte nicht festgestellt werden.

Die Durchlässigkeit der anstehenden Bodenschichten ist aufgrund des bindigen Charakters bis in große Tiefen im Allgemeinen schwach bis sehr schwach. Die mittelpastischen Tone sowie der stark verwitterte Mergel weisen erfahrungsgemäß äußerst geringe Durchlässigkeiten in einer Größenordnung von $1 \cdot 10^{-8}$ m/s bis $1 \cdot 10^{-11}$ m/s auf. Im darunter anstehenden schwach bis unverwitterten Mergel ist die Gebirgsdurchlässigkeit vom Vorhandensein offener Klüfte und Trennflächen abhängig, da das Halbfestgestein selbst als nahezu undurchlässig zu klassifizieren ist. Erfahrungsgemäß ist für den unverwitterten Mergel von Durchlässigkeiten in einer Größenordnung von $1 \cdot 10^{-7}$ m/s bis $1 \cdot 10^{-9}$ m/s auszugehen.

Die Versickerungsfähigkeit der anstehenden Böden ist wegen der sehr schwachen Durchlässigkeit als schlecht einzustufen, sodass eine Versickerung von über versiegelten Flächen abfließendem Niederschlagswasser nicht zielführend möglich sein wird. Anfallendes Niederschlagswasser ist daher an eine geeignete Vorflut, wie bspw. einen Regen- oder Mischwasserkanal abzuführen. Die Planung von Entwässerungseinrichtungen und ggf. Retentionsräumen zur temporären Zwischenspeicherung und gedrosselten Ableitung von Oberflächenwasser an eine Vorflut ist unter Beachtung der rechtlichen Vorgaben auszuführen und nicht Gegenstand des Baugrundgutachtens.

Im Zuge der Felderkundung für ein benachbartes Gebäude wurde vom GBL-T im Jahr 2007 eine Probe des örtlichen Stau- bzw. Schichtwassers entnommen und zur Analyse auf Betonaggressivität an die Analytis, Gesellschaft für Laboruntersuchungen mbH, Trier übergeben. Das untersuchte Wasser ist nach DIN 4030, Teil 1 als nicht betonangreifend zu beurteilen. Die mit Wasser in Berührung kommenden Betonkonstruktionen müssen daher entsprechend einschlägiger Vorschriften nicht gegen eine erhöhte Sulfatbeanspruchung ausgebildet werden.

3 Geotechnische Empfehlungen

3.1 Allgemeines zum Bauvorhaben

Die Immobilière Windhof II S.A. plant an der Rue des Trois Cantons in Windhof den Neubau eines Parkhauses. Nach den uns vorliegenden Planunterlagen handelt es sich hierbei um ein fünfgeschossiges Gebäude mit annähernd rechteckigem Grundriss von 115 m • 32 m. Die Oberkante Fertigfußboden Erdgeschoss (OKFFB EG) ist auf einem Niveau von 326,9 müNNH angegeben. Im Anschlussbereich des neuen Parkhauses an die nördlich bestehende Halle wird gemäß der Planung eine Rampe hergestellt, die über den Verlauf des Bauwerks eine variable Gründungstiefe besitzt. Bei dem zu begutachtenden Grundstück handelt es sich um die Parzelle Nr. 1243/2301 mit einer Größe von 167.000 m². Das Baufeld für das geplante Parkhaus liegt im südlichen Drittel der Parzelle. Mit Ausnahme der nördlich bestehenden Halle grenzt keine Bestandsbebauung an die Baugrubenseiten.

Das geplante Bauwerk ist nach DIN 4020 unter Beachtung der beschriebenen Baugrundbedingungen 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 ingenurmäßige 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 Sohlspannungen

Das Baufeld des geplanten Parkhauses liegt auf einer bisher ausschließlich landwirtschaftlich genutzten Fläche. Die nördlich anschließende Lagerhalle des Auftraggebers liegt auf einem abfallenden Niveau von 328,00 müNNH im Westen bis 326 müNNH im Osten und damit rd. 6,0 m tiefer als die Geländeoberkante im Baufeld. Die vorgesehene Gründungsebene des Parkhauses fällt im Verlauf ebenfalls von rd. 328,00 müNNH im Westen auf rd. 326,00 müNNH im Osten ab. Gemäß den Ergebnissen unserer Felderkundung ist auf diesem Niveau vollflächig mit dem verwitterten Mergel zu rechnen, welcher als ausreichend tragfähig einzustufen ist.

Entsprechend diesem Höhenniveau wird ein Aushub der bindigen Verwitterungsböden bis zum Erreichen des Mergels erforderlich. Die Vorlast aus dem Verwitterungsboden auf den Mergel beträgt auf Höhe der Gründungsebene rd. 120 kN/m^2 , weshalb der Mergel unter der Auflast des Neubaus nur geringfügig größere Lasten erfährt. Diese werden aufgrund der Bauweise über Stützen punktuell in den Untergrund eingeleitet.

Aus geotechnischer Sicht kann das Parkhaus flach auf Einzel- oder Streifenfundamente gegründet werden. Zur Bemessung der Fundamente ist **nach DIN 1054 (2005)** ein aufnehmbarer Sohldruck von

$$\sigma_{\text{zul}} = 500 \text{ kN/m}^2$$

bzw. **nach EC 7 (2010)** ein Bemessungswert des Sohlwiderstandes

$$\sigma_{\text{R,d}} = 700 \text{ kN/m}^2$$

zulässig, wobei Mindestabmessungen von 0,5 m für Streifen- und $1,0 \cdot 1,0 \text{ m}$ für Einzel- fundamente einzuhalten sind. Außenfundamente sind generell in frostsicherer Tiefe von $\geq 0,80 \text{ m}$ unter zukünftiger GOK zu gründen.

Sollte sich entgegen unserer Annahme für eine Gründung auf einer tragenden Bodenplatte entschieden werden, kann für die Bemessung der tragenden Bodenplatte nach dem Verfahren der elastischen Bettung ein Bettungsmodul von

$$k_s = 40 \text{ MN/m}^3$$

angesetzt werden. Sollten unterhalb der Bodenplatte Perimeterdämmplatten oder Schaumglasschotter verwendet werden, sind in der Bemessung der Bodenplatte die Steifigkeitseigenschaften sowie die materialbedingt zulässigen Sohlspannungen dieser Schichten ebenfalls zu beachten.

Die Fundamente können unter Zwischenschaltung einer 10 cm mächtigen Sauberkeitsschicht aus Magerbeton direkt dem Mergel aufgelagert werden. Im Bereich des Betonfußbodens ist zusätzlich eine im Minimum 30 cm mächtige Tragschicht aus einem Schotter (bspw. der Körnung 0/45) vorzusehen. Wir geben zu bedenken, dass die Befahrung einer so geringmächtigen Schotterschicht mit schweren Maschinen aufgrund der mechanischen Beanspruchung des darunter liegenden Mergels zu Problemen führen kann. Eine Erhöhung der Tragschichtdicke über das, für die Statik des Gebäudes notwendige Minimum auf $\geq 60 \text{ cm}$ ist somit zu

empfehlen. Ggf. kann es auch ausreichend sein, lediglich die im Baufeld benötigten Fahrspuren für LKW bauzeitig auf das zuvor genannte Maß von ≥ 60 cm zu erhöhen.

Da das Gebäude planmäßig bis in eine frostsichere Tiefe von ≥ 80 cm unter zukünftiger GOK einbindet, sind keine erweiterten Maßnahmen zur frostsicheren Gründung des Bauwerks erforderlich. Wir weisen aber darauf hin, dass der Ton und der stark verwitterte Mergel frostempfindlich sind. Dies ist bei Durchführung der Erdarbeiten in den Wintermonaten zu beachten. Die Aushubsohle ist deshalb vor Frosteinwirkungen zu schützen.

Bei den Erdarbeiten ist generell zu beachten, dass die anstehenden bindigen Verwitterungsböden sowie der stark verwitterte Mergel sehr empfindlich auf Wasserzutritt reagieren und schnell aufweichen, d. h. ihre Tragfähigkeit verlieren. Vor diesem Hintergrund ist zu empfehlen, die Erdarbeiten zur Herstellung des Erdplanums und der Schottertragschicht 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 anerkannten Regeln des Erdbaus mit bindigen Böden sind generell zu beachten.

Wegen der Größe der zu bearbeitenden Fläche und der Wasserempfindlichkeit der Böden ist es im Bauablauf günstig zunächst den Bodenabtrag bis auf eine ≥ 40 cm dicke Schutzschicht vorzunehmen. Ein längeres Offenliegen des Erdplanums ist zu vermeiden und der Einbau der Schottertragschicht unmittelbar nach dem Endaushub vor Kopf vorzunehmen. Wir empfehlen daher den Endaushub abschnittsweise rückreitend und entsprechend der Fortschritte beim Einbau der Schottertragschicht auszuführen. Die Verdichtung der Schottertragschicht hat ebenfalls umgehend nach deren Einbau zu erfolgen.

Die aufzubringende Tragschicht ist generell fachgerecht in mehreren kreuzweisen Übergängen zu verdichten. Das Verdichtungsgerät ist auf das verwendete Schottermaterial und die eingebrachte Lagendicke abzustimmen. Aufgrund der geringen Schichtdicke und dem bindigen, wasserempfindlichen Untergrund empfehlen wir zur Verdichtung den Einsatz eines leichten Walzenzugs (rd. 3 t bis 8 t). Zur Abnahme der Tragschicht sind Verdichtungsprüfungen mittels Plattendruckversuche durchführen zu lassen. Ein Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100$ % ist zu fordern. Da bei den Verdichtungsprüfungen mittels statischer oder dynamischer Plattendruckversuche auf der lediglich 30 cm mächtigen Tragschicht sowohl die Materialeigenschaften des Schotters als auch die Baugrundeigenschaften zu beachten sind, empfehlen wir generell eine Begutachtung der Aushubsohle sowie die Ausführung und Bewertung der Versuche von unserem Büro vornehmen zu lassen, auch um die im Gutachten beschriebenen Bodenverhältnisse sowie eine ausreichende Tragfähigkeit bestätigen und die Flächen für die weiteren Arbeiten verantwortlich freigeben zu können.

Zufahrtsrampe

Die an das neue Parkhaus anschließende Rampe verläuft in westlicher Richtung ansteigend zwischen der bestehenden Lagerhalle im Norden und dem Neubau. Im Einfahrtsbereich in das Parkhaus befindet sich die Rampe in etwa auf Gründungshöhe des Parkhauses (326,00 müNN) und steigt dann im Verlauf auf eine nicht aus der vorliegenden Planung hervorgehende Höhe an. Damit lagert die Rampe hauptsächlich den tonigen Verwitterungsböden oberhalb des Mergels auf. Diese sind den Ergebnissen unserer Felderkundung und Laboruntersuchungen nach von steifer bis halbfester Konsistenz und daher für die Auflastung ausreichend tragfähig.

Bei der Rampe handelt es sich um eine Verkehrsfläche. Daher unterliegt diese den Vorgaben der Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RSTO 12/24) bzw. den in Luxemburg geltenden Richtlinien der Ponts et Chaussées. Auf dem Erdplanum muss gemäß ZTVA-StB 12 bei Prüfung mittels statischen Plattendruckversuchen ein Wiederbelastungswert $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ bei einem Verhältniswert der Moduln $E_{v2}/E_{v1} \leq 2,6$ nachgewiesen werden. Wir gehen davon aus, dass dieser Wert auf Höhe der bindigen Verwitterungsböden nicht erreicht werden wird, weshalb zunächst eine 20 cm bis 30 cm mächtige Schottertragschicht als Unterbau einzuplanen ist. Auf das durch die Prüfung mittels Plattendruckversuchen nachgewiesene, ausreichend tragfähige Planum kann eine Frostschutzschicht gemäß der in Luxemburg gültigen Richtlinien der Ponts et Chaussées, bspw. aus Natursteinschotter, eingebracht werden, wobei der Einbau lagenweise unter optimaler Verdichtung zu erfolgen hat. Aus geotechnischer Sicht empfehlen wir für die weitere Kostenschätzung von einer Mächtigkeit des Straßenoberbaus von $\geq 60 \text{ cm}$ auszugehen. Auf Oberkante Tragschicht ist letztlich ein Verformungsmodul $E_{v2} \geq 120 \text{ MN/m}^2$ zu fordern.

3.3 Dränage und Abdichtung

Während der Bauzeit ist im Falle von ungünstigen Witterungsbedingungen mit einem Zufluss an Niederschlags- bzw. Oberflächenwasser aus höherliegenden Geländebereichen zu rechnen, welches sich ohne kontrollierte Ableitung auf der wenig durchlässigen Baugrubensohle staut. Außerdem kann ein Schichtwasserzutritt am Übergang zwischen anthropogenen Auffüllungen und den tonigen Verwitterungsprodukten nicht gänzlich ausgeschlossen werden.

Zur Entwässerung der Tragschichten im Bauzustand empfehlen wir, einen offenen Graben oder die frühzeitige Herstellung eines für den Endzustand filterstabil ausgebildeten Drainagegrabens entlang dem Fuß der Baugrubenböschung vorzusehen, wodurch Niederschlags- und Oberflächenwasser ohne Überströmung der großflächigen Aushubsohle an eine geeignete

Vorflut abgeleitet wird. Ein Aufstau von Niederschlags- bzw. Oberflächenwasser während der Bauzeit ist zu verhindern, da andernfalls infolge des Aufweichens der Baugrubensohle die Tragfähigkeit des Baugrunds gefährdet ist und Nachschachtungen erforderlich werden können.

Für den Endzustand ist um das Gebäude eine dauerhaft filterstabile Ringdränage mit Anschluss an eine Vorflut anzuordnen. Da die Gründungsebene oberhalb der angrenzenden bestehenden Verkehrsflächen liegt, sollte eine Ableitung im Freispiegelabfluss möglich sein. Damit kann über die verbleibenden Baugrubenböschungen zufließendes, in den Arbeitsräumen versickerndes Oberflächenwasser abgeleitet werden. Um eine Beanspruchung des Betonbodens durch aufsteigende Bodenfeuchte zu vermeiden, empfehlen wir die Dränage ≥ 20 cm unter UK Betonboden anzuordnen. Die Sickerpackung ($d \geq 0,40$ 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 versandet. Zur Kontrolle und Reinigung der Dränage sind Kontrollschächte und Spülrohre anzuordnen.

Die erdberührten Teile des Gebäudes 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 Flächendränage 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.

Sofern aus wasserrechtlichen oder sonstigen Gründen auf die Anordnung einer Dränage verzichtet werden muss, kann nicht ausgeschlossen werden, dass es bei anhaltend nasser Witterung zu einem Aufstau von Sickerwasser innerhalb der verfüllten Arbeitsräume kommt, da diese einen bevorzugten Sickerweg darstellen. In diesem Fall liegt gemäß DIN 18533 die Wassereinwirkungsklasse W 2.1-E vor und die erdberührten Bauteile sind mit einer entsprechenden Abdichtung zu versehen oder in Form einer Weißen Wanne (WU-Bauweise) auszubilden.

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

Im Zuge der Erdbauarbeiten ist in einem ersten Arbeitsschritt das im Baufeld befindliche Haufwerk abzutragen. Dabei handelt es sich um locker aufgeschüttete Bodenmassen die eine ähnliche Zusammensetzung aufweisen, wie die natürlichen im Baufeld anstehenden Böden. Da für das Projekt nahezu keine Massen zur Arbeitsraumverfüllung benötigt werden, empfehlen wir die anfallenden Aushubmassen abzufahren. Die Richtlinien zur Anlieferung an eine Inertstoffdeponie sind in Kapitel 2.4 beschrieben. Auch geht aus den Plänen hervor, dass im Umfeld des geplanten Parkhauses eine Geländemodellierung vorgenommen werden soll, welche die bauzeitigen Böschungshöhen reduziert. Wir empfehlen daher auch diese Geländemodellierungen im Vorfeld der eigentlichen Ausschachtung des Neubaus vorzunehmen. Die verbleibende Böschungshöhe beträgt rd. 3,0 m. Da das Parkhaus auf einer bisher unbebauten Grünfläche errichtet wird und bis auf die Lagerhalle an der Nordseite keine Bestandsgebäude angrenzen, können alle Baugrubenböschungen frei profiliert werden. Aufgrund des bindigen Charakters mit hoher Kohäsion können die Böschungen unter einem Winkel von 60° frei angelegt werden. Ausreichende Platzverhältnisse sind hierfür gegeben.

Um Erosionserscheinungen durch Niederschlagsereignisse an den offenen Böschungsflächen und damit eine Destabilisierung der Böschung zu verhindern, sind diese vollflächig mit einer reißfesten PE-Folie zu überspannen und fachgerecht gegen ein Verwehen zu sichern. Damit das Risiko eines Schichtwasserzutritts so gering wie möglich ist, empfehlen wir generell eine Bauausführung während der Sommermonate anzustreben.

Grundsätzlich sind alle Böschungskronen von jeglicher Verkehrs- und Stapellast freizuhalten. Die gesetzlichen Unfallverhütungsvorschriften sind generell zu beachten und die vorgeschriebenen Sicherheitsabstände von Baufahrzeugen sind einzuhalten.

3.5 Bauen am Bestand

Zum Zeitpunkt der Gutachtenerstellung ist die Gründungssituation der nördlich angrenzenden Lagerhalle nicht zweifelsfrei geklärt. Dies betrifft in erster Linie den östlichen Bereich des Bestandsgebäudes, da hier die geplante Rampe des Neubaus in etwa auf Höhe der Gründungsebene der bestehenden Lagerhalle verläuft. Wir empfehlen daher, sofern keine detaillierten Informationen über die Gründungsart und Gründungstiefe des Bestandsgebäudes vorliegen, die Gründungssituation mittels Baggerschürfen zu erkunden. Ziel ist es, eine

Unterschneidung bestehender Gründungsbauteile zu verhindern oder -falls notwendig- entsprechende Gegenmaßnahmen wie bspw. eine Unterfangung nach DIN 4123 anzuordnen. Über eine ggf. notwendige Unterfangung kann nach Klärung der örtlichen Situation sowie der Höhenverhältnisse vom GBL-T in Absprache mit Planer und Bauherrn entschieden werden.

Da trotz sorgfältiger Ausführung der Erd- und Gründungsarbeiten eine Beeinträchtigung der nördlich angrenzenden Lagerhalle sowie der bestehenden Verkehrsflächen nicht ausgeschlossen werden kann, sollte deren Zustand im Rahmen eines Beweissicherungsgutachtens von einem anerkannten Sachverständigen festgehalten werden.

4 Besondere Hinweise

Vorliegendes Baugrundgutachten gilt in seiner räumlichen und inhaltlichen Abgrenzung ausschließlich für das in unseren Zeichnungen dargestellte Bauvorhaben in Windhof. 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.

J. Thiel, B.Eng. (FH)

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

B. Mertes, Dipl.-Ing. (Univ.)