



GeoIngenieure FLG GmbH, Platanenallee 23, 64832 Babenhausen

Panattoni Germany Properties GmbH  
Am Sandtorkai 54

20457 Hamburg

Verband Beratender Ingenieure VBI  
Mitglied im Deutschen Talsperrenkomitee  
Bodenmechanik, Erd- und Grundbau  
Baugrund- und Altlastenuntersuchung  
Prüf- und Sachverständigengutachten  
Geotechnische Objekt- und Tragwerksplanung  
Geothermie  
Abbruch- und Rückbauplanung

**Kompetenz  
in Grund  
und Boden**

**GeoIngenieure FLG GmbH**

**Platanenallee 23  
D – 64832 Babenhausen**

**Tel. +49 (0) 6073 - 8 90 90 - 10  
Fax. +49 (0) 6073 - 8 90 90 - 29  
[www.GeoIngenieure.net](http://www.GeoIngenieure.net)  
[office@GeoIngenieure.net](mailto:office@GeoIngenieure.net)**

Projekt Neubau Produktions-/Logistikhalle

Ort Mellrichstadt

Az. 36310

**Büro Frankfurt**  
Rohrbachstraße 33  
D – 60389 Frankfurt  
Tel. +49 (0)69 – 242 46 131

**Geschäftsführer**  
Dr.-Ing. Harald Früchtenicht (\*)  
Dr.-Ing. Christian Gutberlet (\*\*)  
Dr.-Ing. Olivier Semar

## 1. Bericht (Geotechnischer Bericht)

Auftraggeber Panattoni Germany Properties GmbH

Ort, Datum Babenhausen, den 19.01.2026

Sparkasse Dieburg  
IBAN: DE 97 50852651 0 165100801  
SWIFT-BIC: HELADEF1DIE

Amtsgericht Darmstadt HRB 96880

Verteiler Panattoni Germany Properties GmbH  
(1-fach + pdf)

(\*)  
ö.b.u.v. Sachverständiger für  
Erd- und Grundbau, tiefe Baugruben  
und Pfähle (IHK Darmstadt)

(\*\*)  
Prüfsachverständiger für Erd- und Grundbau  
(Ingenieurkammer Hessen)



## I. Inhaltsverzeichnis

1	Auftrag.....	3
2	Unterlagen.....	3
2.1	Allgemeine Unterlagen.....	3
2.2	Projektspezifische Unterlagen.....	3
3	Ausgangssituation .....	3
4	Baugrundverhältnisse .....	5
4.1	Allgemeine geologische Angaben .....	5
4.2	Geogefahren.....	5
4.3	Untersuchungsumfang .....	6
4.4	Aufschlussergebnisse .....	6
4.4.1	Oberboden.....	6
4.4.2	Schluff .....	7
4.4.3	Kies .....	8
4.4.4	Muschelkalk/Mergel .....	8
5	Charakteristische Bodenkennwerte, Bodengruppen und -klassen .....	11
6	Hydrogeologische Verhältnisse .....	12
7	Bauaufgabe und geotechnische Kategorie .....	12
8	Umwelttechnische Erkundungen.....	13
8.1	Untersuchungen nach BBodSchV.....	13
8.2	Untersuchungen nach EBV .....	13
8.3	Untersuchungen auf PFAS .....	14
8.4	Untersuchungen auf Betonangriff .....	14
9	Geotechnische Empfehlungen .....	15
9.1	Erdbau und Geländemodellierung.....	15
9.2	Gründung.....	19
9.3	Unterbau Hallenboden .....	20
9.4	Abdichtung.....	20
9.5	Straßenbau .....	20
9.6	Gleisbau .....	21
10	Zusammenfassung und Schlussbemerkung .....	21

## II. Anlagenverzeichnis

Anlage	Inhalt
1	Lageplan der Aufschlusspunkte
2	Baugrundprofile
3	Bodenmechanische Laboruntersuchungen (Laborbericht PB-B 3566/2025)
4	Umwelt-/Abfalltechnische Laboruntersuchungen
	4.1 Auswertungen nach BBodSchV, Boden-Nutzpflanze
	4.2 Auswertungen nach EBV, Bodenmaterial
	4.3 Laborbericht 400219 (BBodSchV, EBV)
	4.4 Laborbericht 400230 (Glühverlust, PFAS, Betonangriff)

## 1 Auftrag

Die Panattoni Germany Properties GmbH erteilte den Auftrag, geotechnische Untersuchungen und Beratungen zur Errichtung einer Produktions- und Logistikhalle in Mellrichstadt vorzunehmen.

Auf der Basis allgemeiner geologischer Unterlagen und ergänzender eigener Bodenaufschlüsse ist die Baugrund- und Grundwassersituation zu beschreiben. Hiervon ausgehend sind geotechnische Empfehlungen für eine wirtschaftliche und sichere Ausführung zur o.g. Bauaufgabe zu geben.

## 2 Unterlagen

### 2.1 Allgemeine Unterlagen

- [1.1] *openstreetmap.org*, offene und freie Weltkarte
- [1.2] <https://www.umweltatlas.bayern.de>, Geologische Karte des Freistaats Bayern/Überschwemmungsgebiete
- [1.3] Verordnung über Anforderungen an den Einbau von mineralischen Ersatzbaustoffen in technische Bauwerke (ErsatzbaustoffV), 11.06.2021
- [1.4] *ifu.bayern.de*, Website des Landesamts für Umwelt Bayern
- [1.5] *gkd.bayern.de*, Website des Gewässerkundlichen Dienstes Bayern

### 2.2 Projektspezifische Unterlagen

- [2.1] Intergeo GmbH, Geotechnischer Bericht, 18.02.2025
- [2.2] Goldbeck, Lageplan/Grundriss *AKO2550-3-OP-LP-XX-00905.pdf*
- [2.3] Vermessungsbüro Heinen + Fischer, Bestands-/Höhenplan, *BC51154-V\_01\_Bestandsaufnahme\_West\_A0\_M500\_20251210.pdf*
- [2.4] Detail zum Gleisanschluss, *AKO2550-3-OP-LP-XX-00906.pdf*
- [2.5] Detail zur geplanten Weiche, per E-Mail vom 10.12.2025

## 3 Ausgangssituation

Die großräumliche Lage des Projektareals ist Abb. 1 zu entnehmen. Demnach befindet es sich im Norden Mellrichstadts auf einer bislang landwirtschaftlich genutzten Fläche. Das Areal schließt im Süden an vorhandene Gewerbeflächen (mit dazwischen noch brach liegenden unbebauten Arealen) an, während im Norden und Osten sowie im Westen jenseits einer bislang eingleisigen und bis auf sporadischen Museumsbetrieb stillgelegten Bahnlinie weitere Agrarflächen folgen.

Die UTM-Koordinaten des Mittelpunktes des Grundstücks sind nach [1.1] ca.

- Ostwert (32) 59 24 25
- Nordwert 55 88 680

Das Gelände fällt nach Südwesten hin deutlich ab. Die höchsten Geländepunkte liegen im Nordosten auf ca. 302 mNHN, wogegen an der Bahnlinie im Westen bis Südwesten nur noch ca. 279 mNHN erreicht werden.

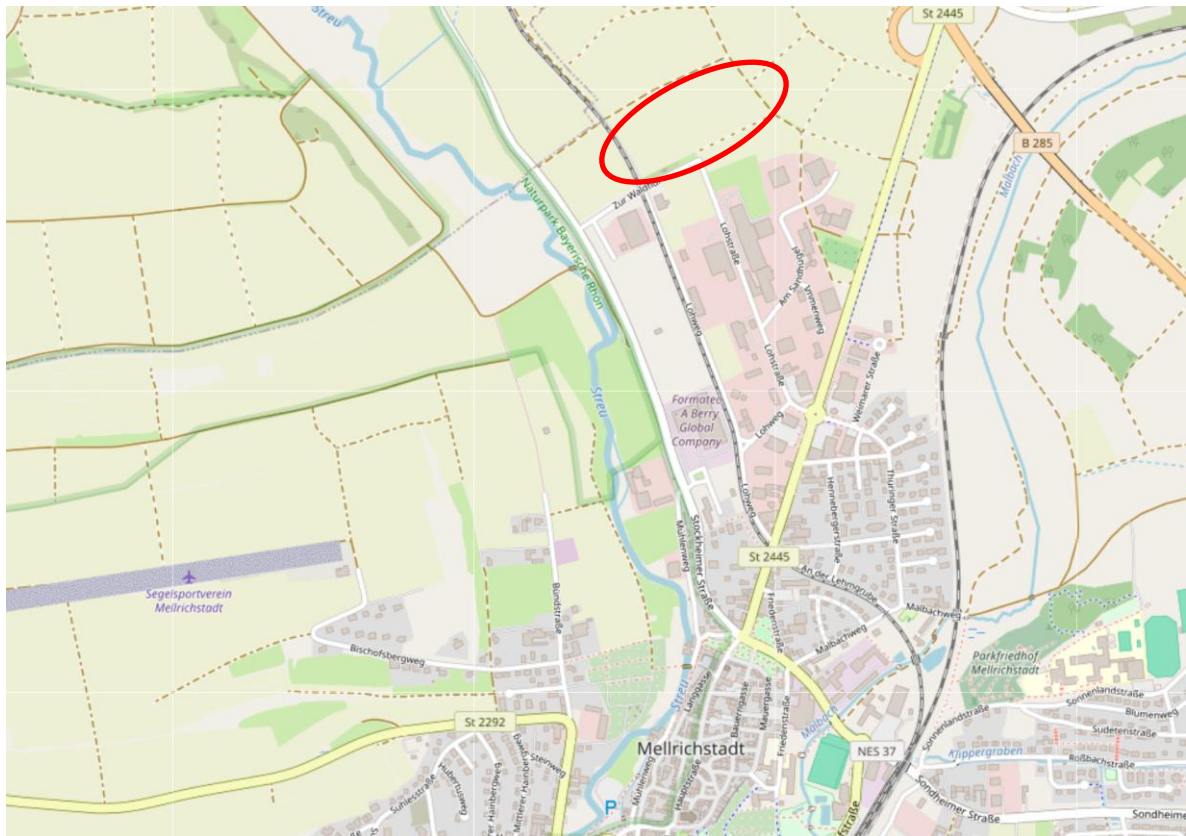


Abb. 1 Lage gemäß [1.1]



Abb. 2 Ansicht des Areal  
(Aufnahme im Dezember 2025, Blick nach Süden bis Südwesten)

## 4 Baugrundverhältnisse

### 4.1 Allgemeine geologische Angaben

Die geologische Karte [1.2] zeigt für den südwestlichen Part des Baufelds „Hangablagerungen“ (Hanglehm, -sand oder -schutt), wogegen im nordöstlichen Bereich mit Gesteinen der „Ostheim-Formation“ zu rechnen ist (siehe Abb. 3). Bei letzterer Einheit handelt es sich um „Ton, grau bis bunt, karbonatfrei, Sand, gelblich oder Kies, lehmig bis sandig, z. T. kohlige Einschaltungen“ [1.2].



Abb. 3 Auszug aus der geologischen Kartierung [1.3]

Das vorliegende Gutachten von Intergeo [2.1] beschreibt i.A. folgenden Baugrundaufbau:

Schichtbezeichnung und –beschreibung			
0	Oberboden		
1	schluffig-tonige Deckschicht (Hang- bzw. Solifluktionslehm, Terrassenlehm)		
2	kiesige Deckschicht (Terrassenkies, untergeordnet Hangschutt)		
3	Mittlerer Muschelkalk	3a	Verwitterungs- und Zersatzschicht (Tonmergel)
		3b	Ton-, Tonmergel-, Mergel- und Kalkmergelstein

Abb. 4 Baugrundaufbau nach [2.1]

### 4.2 Geogefahren

Das Areal befindet sich außerhalb von Erdbebenzonen. Hieraus resultieren keine weiteren Maßnahmen.

Der Umweltatlas Bayern [1.2] zeigt für das Baufeld keine Geogefahren wie beispielsweise Erdfälle. Dies ist so auch in [2.1] formuliert.

### 4.3 Untersuchungsumfang

Unser Außendienst hat Zeitraum vom 01.-05.12.2025 sowie am 11.12.2025 im Gelände folgende Aufschlüsse ausgeführt:

- 28 Kleinbohrungen mittels Rammkernsondierungen (RKS, d = 60 mm nach DIN EN ISO 22475)
- 6 schwere Rammsondierungen (DPH, Spitzenquerschnitt 15 cm<sup>2</sup>, Fallgewicht 500 N nach DIN EN ISO 22476-2)

Die Ansatzpunkte der Aufschlüsse sind im Lageplan in Anlage 1 dargestellt. Die Aufschlussresultate sind Anlage 2 zu entnehmen.

Die Aufschlusspunkte wurden durch unseren Außendienst lage- und höhenmäßig mit GPS eingemessen.

Aus den Kleinbohrungen wurden gestörte Bodenproben gemäß Anlage 2 entnommen und nach DIN 18196 und DIN EN ISO 14688 klassifiziert.<sup>1</sup>

Folgende Laborversuche wurden ausgeführt:

- Bodenmechanische Laborversuche gemäß Anl. 3 und 4
- Umwelttechnische Analysen gemäß Anl. 4

Der Umfang des bodenmechanischen Labors wurde gegenüber dem ursprünglichen Erkundungskonzept deutlich erhöht, um eine genauere Differenzierung der vor Ort anfallenden bindigen Böden zu ermöglichen.

### 4.4 Aufschlussresultate

Der Baugrundaufbau nach [2.1] wurde durch unsere Aufschlüsse bestätigt:

- |   |                    |
|---|--------------------|
| 1 | Oberboden          |
| 2 | Schluff            |
| 3 | Kies               |
| 4 | Muschelkalk/Mergel |

Auffüllungen wurden nicht festgestellt und sind auch bis auf oberflächige anthropogene Überprägungen nicht abzusehen, allerdings auch nicht völlig ausgeschlossen.

#### 4.4.1 Oberboden

Auf dem zurzeit landwirtschaftlich genutzten Areal liegen ca. 20-40 cm an Oberboden vor, was den Pflughorizont darstellt. Es handelt sich dabei um einen humosen Schluff mit changierenden Sandanteilen. Die Konsistenz war aufgrund der zum Zeitpunkt der Erkundungsarbeiten herrschenden feuchten Witterung recht weich.

Den Glühverlust des Oberbodens haben wir anhand der Mischproben MP O1-MP O4 (Einteilung siehe Kap. 8.1, Tab. 5) mit 8,7 % - 10,5 % im Labor bestimmen lassen (siehe Anlage 4.4).

---

<sup>1</sup> Die Proben werden für 6 Wochen nach Berichtsvorlage eingelagert und danach entsorgt.



#### 4.4.2 Schluff

Unter dem Oberboden folgt an nahezu jeder Aufschlussstelle zunächst ein brauner, teilweise braungrauer Schluff. Dabei handelt es sich um einen Hanglehm, der teilweise auch darin eingebettete Kieslagen aufweisen kann. Der Schluff ist zumeist kalkfrei, an wenigen Stellen jedoch deutlich kalkhaltig bzw. kann vereinzelt auch Kalksteinbruch in Kiesform enthalten. Er wirkt mitunter auch löss-/lösslehmartig, zumal unweit vom Baufeld auch Lössdecken in der geologischen Karte dokumentiert sind.

Wir haben an 3 Proben des Schluffs die Konsistenzgrenzen im Labor bestimmen lassen (siehe auch Anlage 3):

Probe		RKS 8/GP2	RKS 15/GP4	RKS 19/GP2
Wassergehalt	w [%]	24,9	21,4	27,8
Fließgrenze	w <sub>L</sub> [%]	53	54	67
Ausrollgrenze	w <sub>P</sub> [%]	14	14	18
Konsistenzzahl	I <sub>c</sub> [-]	0,71 (weich)	0,77 (steif)	0,77 (steif)
Plastizitätszahl	I <sub>P</sub> [%]	39	40	49
Bodengruppe nach DIN 18196		TA	TA	TA

Tab. 1 Konsistenzgrenzen Schluff

Demnach ist die zumeist eher dünne Schlufflage als ausgeprägt plastischer Ton (TA) zu bezeichnen, auch wenn die Granulometrie (siehe Abb. 5) eindeutig das Schluffkorn als dominierende Fraktion gegenüber dem Ton dokumentiert.

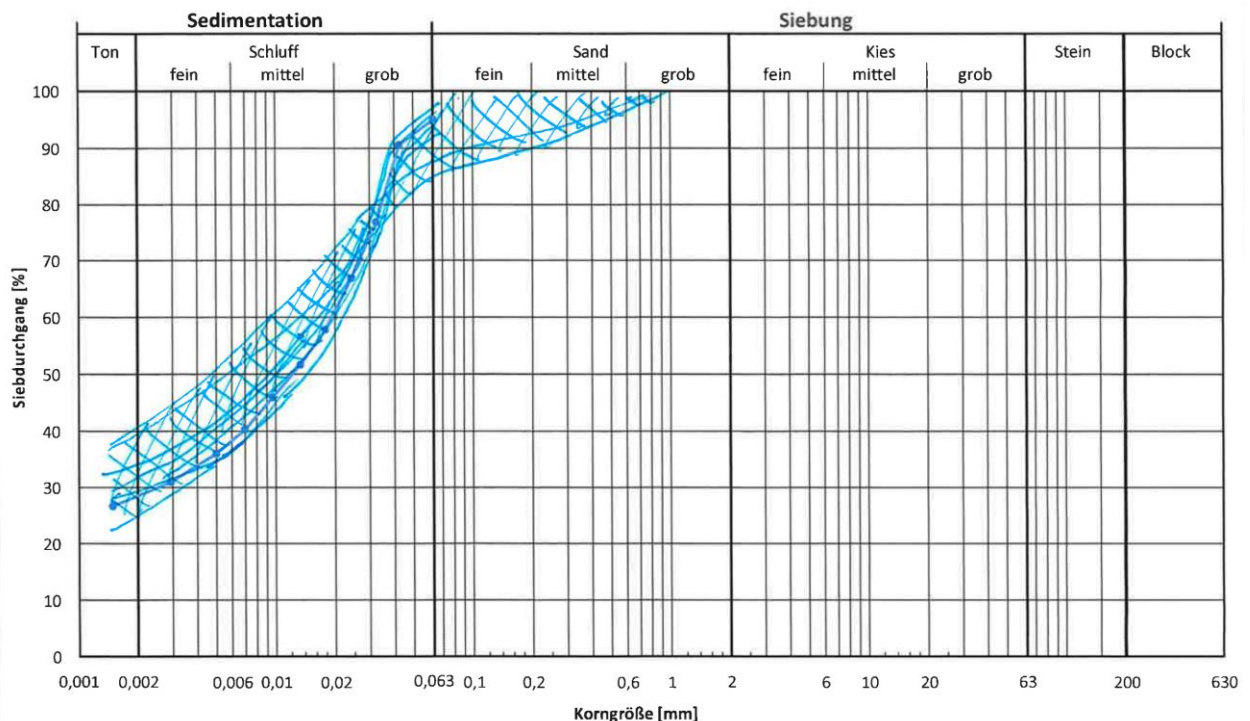


Abb. 5 Korngrößenband (ermittelt aus den relevanten Korngrößenanalysen nach Anlage 3)

Die Konsistenz liegt nach Tab. 1 im Übergangsbereich von weich zu steif. Die weiteren Wasser-gehaltsanalysen nach Anlage 3 zeigen jedoch ebenso wie die Feldansprache, dass teilweise auch mit halbfester Konsistenz gerechnet werden muss.

Die Mächtigkeit des Schluffs ist oftmals nur wenige Dezimeter bis unter 1,5 m. Sie kann aber auch, wie z.B. bei RKS 7 oder RKS 10 nicht genau feststellbar sein. Hier war ihre Unterkante nicht zweifelsfrei feststellbar, weshalb wir hier tiefer reichende Böden als „worst-case-Betrachtung“ der Schluffschicht und nicht der tragfähigeren Muschelkalklagen zugeordnet haben.

Die unter diesen Rahmenbedingungen interpolierte Basis der Schluffschicht ist im Isolinienplan in Abb. 6 dargestellt.

Gemäß Anlage 4.4 liegt der Glühverlust im Schluff bei den untersuchten Mischproben MP 1-MP 4 in der Spanne 4,9-5,5 % (siehe auch Mischprobeneinteilung nach Kap. 8.2, Tab. 6).

#### **4.4.3 Kies**

Durch das Baufeld zieht sich – nicht völlig horizontbeständig – eine zumeist gelbliche Kiesschicht. Diese taucht zumeist mit überschaubarer Dicke  $\leq 1$  m auf, kann aber wie bei RKS 24 auch mehr als 3 m mächtig sein. Diese Kiese weisen im Regelfall auf die Herkunft als Kalksteinersatz hin und sind oftmals auch regelrecht verlehmt. An manchen Stellen handelt es sich auch eher um einen Sand als um Kies (z.B. RKS 15, RKS 20). Es treten auch immer wieder Bereiche auf, in denen der Kies nicht erkundet wurde.

Zumeist tritt der Kies als Trennschicht zwischen dem Schluff und dem darunter befindlichen Muschelkalk/Mergel auf, jedoch nicht immer.

Wir haben an einigen Stellen parallel zu den Kleinbohrungen RKS noch Schwere Rammsondierung DPH ausgeführt. Diese zeigen im Bereich der Kiese meistens keine besonders hohen Schlagzahlen, weshalb nur von einer mitteldichten Lagerung ausgegangen wird. Nur bei DPH 13 wurden sehr hohe Schlagzahlen gemessen, die hier dann auch den Abbruch der Sondierung bedingten.

#### **4.4.4 Muschelkalk/Mergel**

Als unterste Schichteinheit wurde ein aus dem Muschelkalk stammender grauer Mergel erbohrt. Mergelböden sind Gemische aus Schluff/Ton und Kalkstein.

Die graue Färbung ist ein recht zuverlässiges Unterscheidungsmerkmal zum Schluff, allerdings treten in diesem Schichtenpaket auch braune kalkhaltige Schluffe auf.

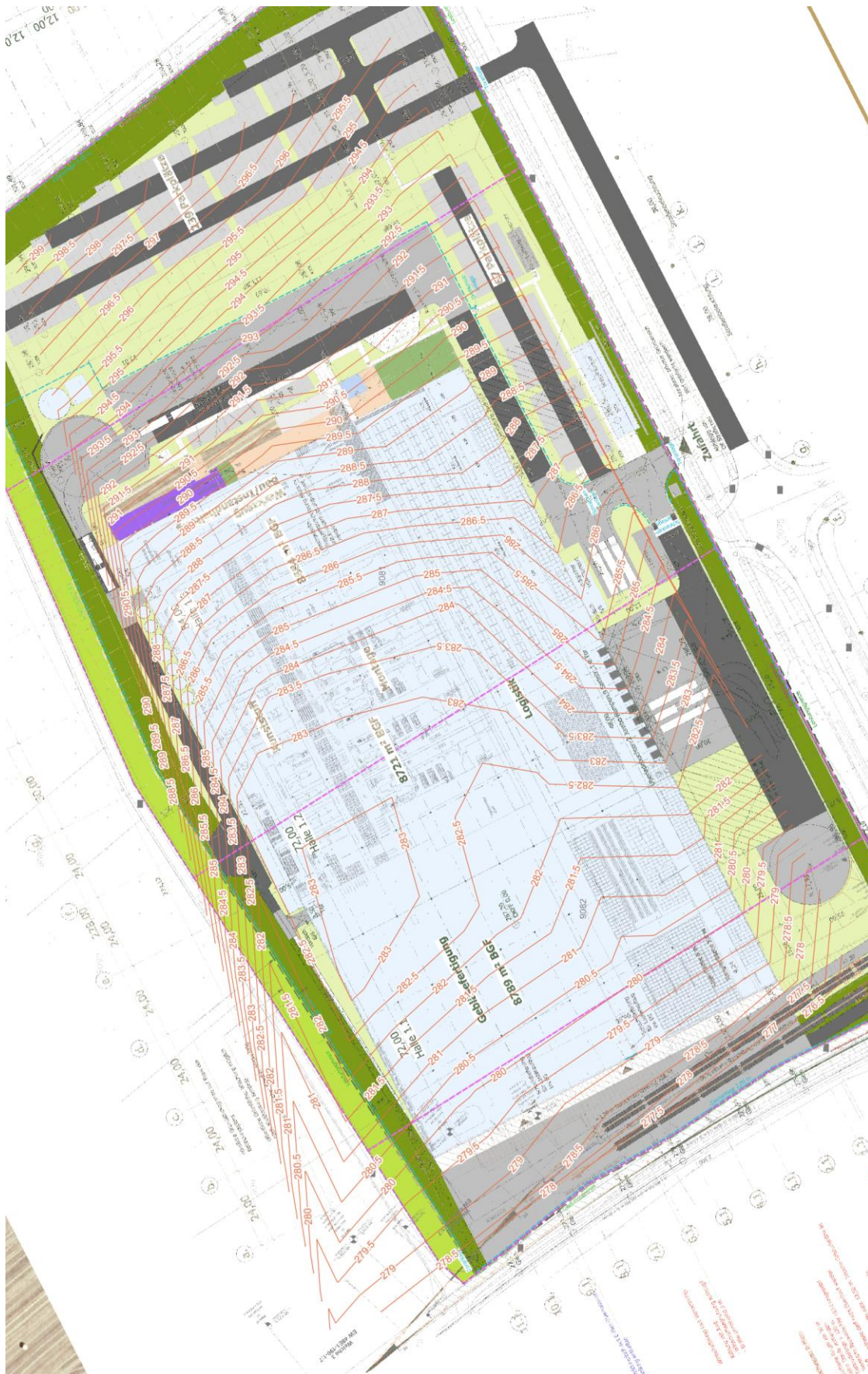


Abb. 6 Unterkante des Schlufts [mNHN]

Die Konsistenzgrenzenanalysen zeigen im Gegensatz zum darüber liegenden Schluff eine deutlich geringere Plastizität:

Probe		RKS 9/GP3	RKS 19/GP3	RKS 20/GP6	RKS 23/GP6
Wassergehalt	w [%]	8,8	20,7	25,3	17,6
Fließgrenze	w <sub>L</sub> [%]	30	31	45	35
Ausrollgrenze	w <sub>P</sub> [%]	14	19	21	17
Konsistenzzahl	I <sub>c</sub> [-]	0,99 (steif)	0,82 (steif)	0,81 (steif)	0,55 (weich)
Plastizitätszahl	I <sub>P</sub> [%]	16	12	24	18
Bodengruppe nach DIN 18196		TL	TL	TM	TL-TM

Tab. 2 Konsistenzgrenzen Mergel

Die Konsistenz im Mergel schwankt meistens zwischen steif und halbfest. Wie z.B. RKS 23/GP6 zeigt. Es treten aber auch immer wieder weiche Lagen auf, was auf wasserführende Zwischenlagen hindeutet (Schichtwässer).

Das Körnungsband des Mergels zeigt einen deutlich geringeren Tonanteil als die Schluffschicht nach Kap. 4.4.2, dafür potenziell aber fast durchgängig einen deutlichen Grobkornanteil (siehe Abb. 7).

Festgestein wurde nicht erreicht. Allerdings zeigen die Aufschlüsse im Südwesten hohe Widerstände, die dort zum vorzeitigen Sondierabbruch führten (siehe RKS 1, DPH 2, RKS 18).

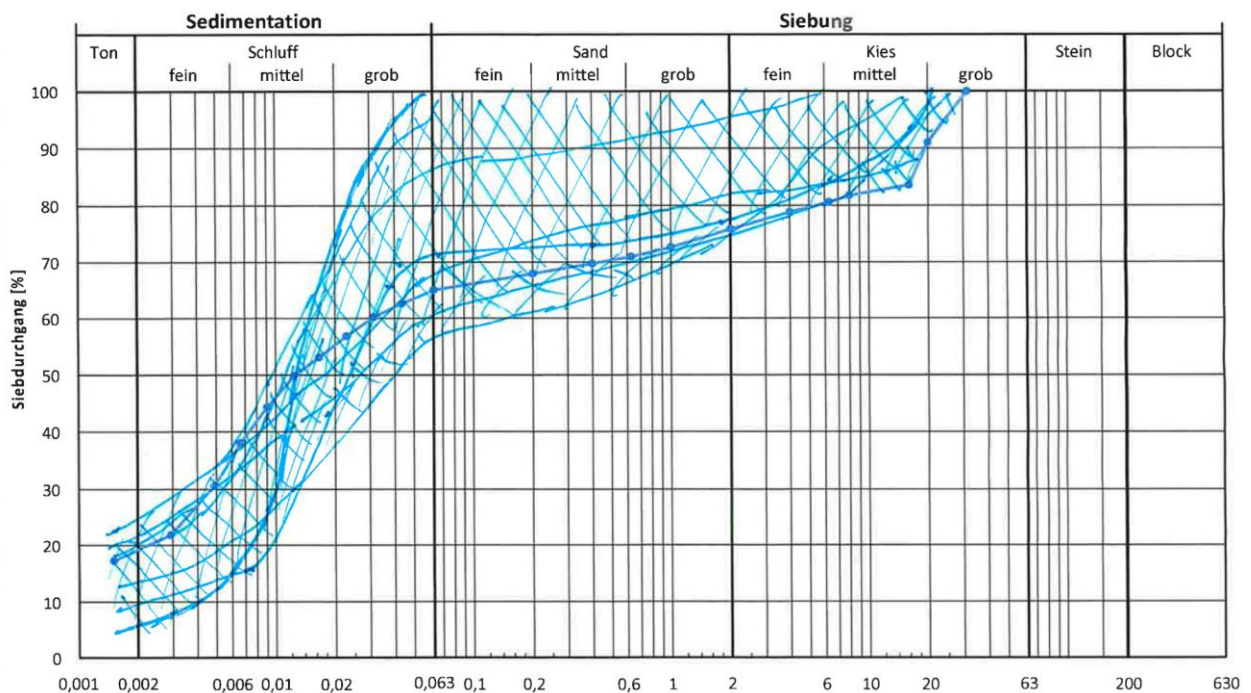


Abb. 7 Körnungsband Mergel

Festgestein wurde mit den Aufschlüssen nicht erreicht, auch wenn der Mergel teilweise mit der Tiefe schon spürbar fester wird und felszersatzähnlich ist.



## 5 Charakteristische Bodenkennwerte, Bodengruppen und -klassen

Nachstehende Tabelle 3 enthält eine Zusammenfassung aller für die vorliegende Baumaßnahme relevanten charakteristischen Kennwerte, Bodengruppen und Frostempfindlichkeitsklassen.

		Mutterboden	Schluff	Kies	Mergel
Feuchtwichte $\gamma_k$	kN/m <sup>3</sup>	18	19	19	19,5
Wichte unter Auftrieb $\gamma'_k$	kN/m <sup>3</sup>	-	10	10	10,5
wirksamer Reibungswinkel $\varphi'_k$	°	0	25	32,5	27,5
wirksame Kohäsion $c'_k$	kN/m <sup>2</sup>	0	weich – steif: 4 (halbfest: 8)	0	steif bis halbfest: 5 (weich: 1,5)
Steifemodul $E_s$ (Erstbelastung)	MN/m <sup>2</sup>	-	weich – steif: 3 (halbfest: 6)	$\geq 50$	steif bis halbfest: 12 (weich: 6)
Frostempfindlichkeitsklassen (a) (b)		F3	F3	F1-F3	F3
Bodengruppe DIN 18196		OU	TA	GW, GU, GT, GU*, GT*, SU, ST	TL-TM

(a) Bei Winterbaustellen sind die notwendigen Maßnahmen zum Schutz von Planums- und Gründungsflächen zu beachten.

(b) Nach visueller Bewertung, genaue Einstufung nur durch Zusatzuntersuchung möglich.

Alle angegebenen charakteristischen Werte sind nach DIN EN 1997-1:2009:9 als „vorsichtige Schätzung desjenigen Wertes festzulegen, der im Grenzzustand wirkt“. Sie sind maßgebend für statische Berechnungen. Es können auch höhere Werte auftreten, was insbesondere beim Lösen besonders zu beachten und im Bedarfsfall gesondert zu untersuchen ist.

Frostempfindlichkeitsklassen nach ZTVE-StB:  
F1 - nicht frostempfindlich  
F2 - gering bis mittel frostempfindlich  
F3 - stark frostempfindlich

Tab. 3 Bodenkennwerte

Nach der aktuellen VOB C (diverse ATVs) sind die bekannten Bodenklassen durch **Homogenbereiche**<sup>2</sup> zu ersetzen. Diese können aus den Schichtbeschreibungen in Kap. 4 unter Berücksichtigung des eingesetzten Bauverfahrens (ggf. nach zusätzlicher Prüfung des Chemismus) gebildet werden<sup>3</sup>. Übergangsweise geben wir gemäß nachstehender Tabelle 4 noch die Bodenklassen nach den Altfassungen der hier zu beachtenden ATVs für die relevanten Schichten an.

nicht mehr normierte Bodenklassen nach...	Mutterboden	Schluff	Kies	Mergel
DIN 18300	1	5	3-4	4 (5 – 6)
DIN 18301	BO1	BB2-3	BN1-2 (BS1)	BB2-4

Tab. 4 Bodenklassen nach früherer Normierung

<sup>2</sup> Einteilung von Boden und Fels in Homogenbereiche nach DIN 18300:2015-08: Boden und Fels sind entsprechend ihrem Zustand vor dem Lösen in Homogenbereiche einzuteilen. Der Homogenbereich ist ein begrenzter Bereich, bestehend aus einzelnen oder mehreren Boden- oder Felsschichten, der für eingesetzte Erdbaugeräte vergleichbare Eigenschaften aufweist. Sind umweltrelevante Stoffe zu beachten, so sind diese bei der Einteilung in Homogenbereiche zu berücksichtigen.

<sup>3</sup> Sofern der Ausschreibende bei der Festlegung der Homogenbereiche für Erdarbeiten genaue Eintragungen in die geotechnischen Schnitte oder Angaben zu anderen Homogenbereichen (z.B. für Bohrarbeiten, Ramm- und Rüttelarbeiten, Verbauarbeiten, Düsenstrahlarbeiten etc.) benötigt, können weitere Angaben hierzu gesondert angefordert werden.

## 6 Hydrogeologische Verhältnisse

Wir haben – ebenso wie Intergeo im Januar 2025 – kein Grundwasser festgestellt. Es muss jedoch zeitweilig und örtlich mit Schicht-/Hangwasser gerechnet werden. Ohne Drängelegenheit können sich bei größerem Andrang auch drückende Wässer einstellen. Das „regelrechte“ Grundwasser wird in größeren Tiefen im Festgestein vermutet. Genauere Angaben z.B. aus hydrogeologischen Kartierungen liegen uns nicht vor.

Auf die Angabe eines charakteristischen Grundwasserstands wird mangels Relevanz verzichtet.

## 7 Bauaufgabe und geotechnische Kategorie

Die Baumaßnahme umfasst den Bau einer Produktions- und Logistikhalle (siehe Anlage 1) mit einer Grundfläche von rund 26.000 m<sup>2</sup>. Die Höheneinordnung wurde gemäß [2.3] wie folgt angesetzt:

Bauteil	Höhe im Bauwerkssystem	Höhe im mNHN -System
OK EG FFB	± 0,00 m	≅ 287,20 mNHN

Damit schneidet das Bauwerk im Nordosten um bis zu 6-7 m in den Hang ein, wogegen im Südwesten ein Auftrag in derselben Größenordnung erforderlich wird. Vorbehaltlich des noch vorzunehmenden Cut & Fills gehen wir davon aus, dass Auf- und Abtrag hier näherungsweise ausbalanciert ist.

Im Westen des Areals werden zwei Anschluss-/Verladegleise geplant, die im Nordwesten des Baufelds mittels einer Weiche an das Bestandsgleis angeschlossen werden [2.4, 2.5]. Im Südosten soll zudem eine Erschließungsstraße entstehen.

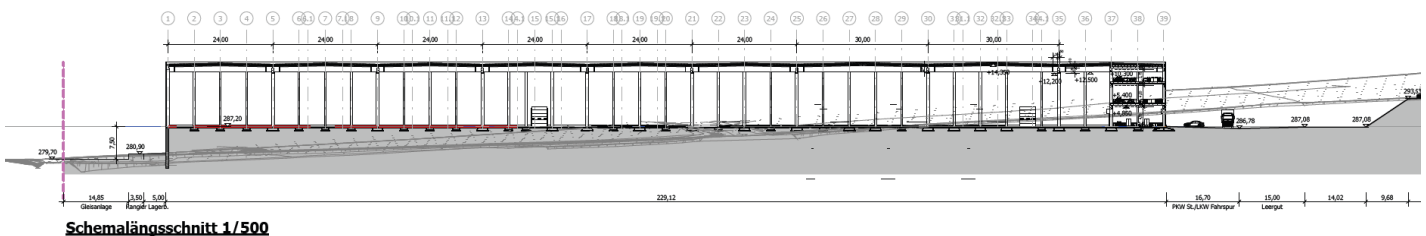


Abb. 8 Schnitt durch das Bauwerk [2.2]

Sofern sich im Zuge der weiteren Planungen größere Abweichungen von obigen Annahmen (insbesondere Höhen) ergeben, müssen unsere Empfehlungen geprüft bzw. gegebenenfalls überarbeitet werden. Die Bauaufgabe ist in die geotechnische Kategorie GK 2 nach DIN 1054:2010-12 einzuordnen<sup>4</sup>.

<sup>4</sup> Diese Einstufung gilt nach derzeitigem Kenntnisstand und ist im Zuge der weiteren Planung zu verifizieren.

## 8 Umwelttechnische Erkundungen

### 8.1 Untersuchungen nach BBodSchV

Wir haben 4 Mischproben MP O1 - MP O4 vom Oberbodenmaterial entnommen und auftragsgemäß nach BBodSchV (Wirkungspfad Boden-Nutzpflanze, Ackerflächen) untersuchen lassen. Die Ergebnisse finden sich in Anlage 4.1 und zeigen keine Auffälligkeiten. Einer Weiternutzung als Ackerboden steht diesbezüglich nichts im Wege.

Mischprobe	Aufschluss	Schicht	Einstufung
MP O1	RKS 27, RKS 28, RKS 29	Oberboden im Bereich der Weiche und der Erschließungsstraße	Prüf- und Maßnahmenwerte eingehalten
MP O2	RKS 1, RKS 3, RKS 4, RKS 5, RKS 6, RKS 17	Oberboden im Westen	Prüf- und Maßnahmenwerte eingehalten
MP O3	RKS 7-15	Oberboden im zentralen Baufeld	Prüf- und Maßnahmenwerte eingehalten
MP O4	RKS 20-26	Oberboden im östlichen Baufeld	Prüf- und Maßnahmenwerte eingehalten

Tab. 5 Oberbodenanalytik

### 8.2 Untersuchungen nach EBV

Wir haben gemäß nachstehender Tabelle 6 Mischproben auf die Parameter der ErsatzbaustoffV (EBV) für Bodenmaterial/Baggergut untersuchen lassen (siehe Anlage 4.2). Die Böden sind demnach als BM-0 bis BM-0\* einzustufen. Einer Wiederverwertbarkeit steht demnach nichts im Wege, so dass der Auffüllbereich mit dem Aushubmaterial ausgeglichen werden kann.

Mischprobe	Probe	Schicht	Einstufung
MP 1	RKS 27-29, jeweils GP2	Schluff im Bereich der Weiche und der Erschließungsstraße	BM-0
MP 2	RKS 16-18, jeweils GP 2	Schluff im Bereich der Anschlussgleise	BM-0
MP 3	RKS 7/GP2 RKS 8/GP2 RKS 9/GP2+3 RKS 19/GP2+3 RKS 11/GP2-5 RKS 12/GP3+4	Schluff im zentralen Baufeld	BM-0*
MP 4	RKS 13/GP2+3 RKS 14/GP2-4 RKS 15/GP2-4	Schluff im östlichen Hallenbereich	BM-0
MP 5	RKS 7/GP3 RKS 13/GP4+6 RKS 23/GP4 RKS 24/GP4	Kies inkl. gelblichem Sand und Schluff	BM-0
MP 6	RKS 12/GP6 RKS 13/GP7+8 RKS 15/GP7 RKS 16/GP3 RKS 20/GP6 RKS 22/GP5 RKS 23/GP6	Mergel/Muschelkalk	BM-0

Tab. 6 Analytik nach EBV (Bodenmaterial)

### 8.3 Untersuchungen auf PFAS

Die 4 Mischproben des Oberbodens MP O1-MP O4 (siehe Tab. 5) wurden auf die in Tab. 7 angegebenen PFAS untersucht (siehe auch Anlage 4.4). Dabei wurden Überschreitungen der Bestimmungsgrenze nur bei MP O1 festgestellt – die 3 restlichen Mischproben waren dahingehend unauffällig. Allerdings liegen die Messwerte sehr deutlich unter den jeweiligen Geringfügigkeits-schwellenwerten (GFS) bzw. gesundheitlichen Orientierungswerten (GOW). Daher spricht hier nichts gegen eine Weiternutzung.

Parameter		MP O1	MP O2	MP O3	MP O4	GFS	GOW
Perfluorbutansäure (PFBA)	µg/l	<b>0,020</b>	<0,01	<0,01	<0,01	10	
Perfluorbutansulfonsäure (PFBS)	µg/l	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	6	
Perfluorpentansäure (PFPeA)	µg/l	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	-	3
Perfluorhexansäure (PFHxA)	µg/l	<b>0,014</b>	<0,01	<0,01	<0,01	6	-
Perfluorhexansulfonsäure (PFHxS)	µg/l	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	0,1	-
Perfluorheptansäure (PFHpA)	µg/l	<b>0,011</b>	<0,01	<0,01	<0,01	-	0,3
Perfluorheptansulfonsäure (PFHpS)	µg/l	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	-	0,3
Perfluoroktansäure (PFOA)	µg/l	<b>0,013</b>	<0,01	<0,01	<0,01	0,1	-
Perfluoroktansulfonat (PFOS)	µg/l	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	0,1	-
Perfluoroktansulfonsäureamid (PFOSA)	µg/l	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	-	0,1
Perfluordecansäure (PFDA)	µg/l	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	-	0,1
1H,1H,2H,2H-Perfluoroktansulfonsäure (H4PFOS)	µg/l	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	-	0,1
Perfluoronansäure (PFNA)	µg/l	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	0,06	-

Tab. 7 Ergebnisse der PFAS-Untersuchungen

### 8.4 Untersuchungen auf Betonangriff

Die beiden Mischproben MP 3 und MP 4 (Schluff im Baufeld, siehe Tab. 6) wurden im Hinblick auf etwaige Fundamentierungen in diesem Boden auf die Parameter für Betonangriff Boden untersucht. Die Ergebnisse finden sich in Tab. 8 bzw. Anlage 4.4. Demnach ist der Boden als nicht angreifend einzustufen.

Parameter	Einheit	MP 3	MP 4
Säuregrad	ml/kg	n.b.	n.b.
Sulfat	%	<0,030	<0,030
Sulfid	mg/kg	7,9	31
Chlorid	Gew%	<0,010	<0,010

Tab. 8 Analytik auf Betonangriff (Boden)

## 9 Geotechnische Empfehlungen

### 9.1 Erdbau und Geländemodellierung

Beim Abtrag fallen alle Böden nach Kap. 4.4 an. Mit Festgestein ist nach den Erkundungen nicht zu rechnen, der Mergel kann aber im Anschnittbereich, wo der Einschnitt tiefer reicht, Halbfestgesteinscharakter annehmen und in die Bodenklasse 6 übergehen.

Wir schätzen ab, dass rund 50% der Abtragsmasse (nach Abzug des Oberbodens) die Schicht „Schluff“ umfasst. Dabei handelt es sich um einen tonigen und eher grobkornarmen Schluffboden, der nur bereichsweise kalkhaltig ist. Die Bodengruppe ist nach den Konsistenzgrenzenanalysen durchgängig TA, es ist aber auch mit TM zu rechnen. Diese Schicht hebt sich durch die braune Färbung recht gut vom überwiegend grauen Mergel ab. Dieser nimmt zusammen mit dem Kies jeweils geschätzt 50% des restlichen Abtrags (also je rund 25% der Gesamtmasse) ein. Der Mergel ist sandig bis stark sandig und mitunter auch nicht unerheblich kiesig. Die Bodengruppe ist TL. Für weitere Details wird auf Kap. 4.4 verwiesen.

Im Vorfeld wurde angefragt, ob eine genauere Differenzierung zwischen dem Schluff und dem Mergel mittels geoelektrischer Erkundung sinnvoll wäre. Nach Sichtung der Erkundungsergebnisse bestätigen wir hier unsere zum damaligen Zeitpunkt ausgesprochene Ansicht, dass hier keine zutreffende Differenzierung – auch nicht nach „Kalibrierung“ an den Erkundungsergebnissen – in Verhältnismäßigkeit zum Aufwand erreichbar ist.

Prinzipiell eignen sich alle organikarmen Böden unter der Oberbodendecke für einen Wiedereinbau am Standort. Der Schluff muss auf jeden Fall durch Zugabe eines Bindemittels konditioniert werden, damit er auch tragfähig eingebaut werden kann.

Hierzu ist ein Mischbinder einzuplanen, der mit einem eher geringen Zementanteil auskommen wird. Wir schätzen ab, dass ein Mischbinder (75 % Kalk : 25 % Zement) hier sinnvoll ist.

Vorbehaltlich einer Eignungsprüfung unter Auswertung der dann vorliegenden Wassergehalte schätzen wir die Zugabemenge mit 3-4 % ab, um einen  $E_{v2}$  – Wert von mindestens 60 MN/m<sup>2</sup> zu erhalten und noch stichfesten Boden zu haben. Damit kann das Material lagenweise im Auftragsbereich eingebaut werden, so dass ein tragfähiger und setzungsarmer Baugrund generiert wird.

Der Mergel hat teilweise so einen hohen Grobkornanteil, dass er dort bei moderatem Wassergehalt bestenfalls sogar ohne Zugabe von Bindemitteln einbau- und verdichtungsfähig ist. Wir empfehlen für die Kalkulation jedoch von 2 % Mischbinder (50:50) auszugehen.

Der Kies dürfte weitestgehend ohne Konditionierung einbaubar und ausreichend verdichtbar sein.

Vorläufig gehen wir für das hydraulisch stabilisierte Aufbaumaterial von folgenden Systemparametern/Ersatzparametern aus:

- Raumgewicht des feuchten Bodens  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Reibungswinkel  $\varphi = 27,5^\circ$
- Kohäsion  $c = 10 \text{ kN/m}^2$
- Steifemodul  $E_s = 30 \text{ MN/m}^2$

Da das Cut and Fill nicht zwingend völlig ausbalanciert sein wird, ist u.U. weiteres Aufbaumaterial (Fremdmaterial) anfahren zu lassen. Das Fremdmaterial muss mindestens die gleichen Parameter wie oben abgeschätzt erfüllen. Vorläufig muss daher für den gesamten Aufbau mit o.g. Kennwerten gerechnet werden. Bei Einbringen von Fremdmaterial sollte dies lagenweise und horizont-

beständig über den gesamten Baubereich mit gleichem Material erfolgen, damit nicht ein inhomogener Baugrund entsteht, der zu erheblichen Setzungsdifferenzen durch unterschiedliche Materialeigenschaften führen kann.

Wir gehen davon aus, dass im Großteil der Auffüllung Einbauweise 2 nach EBV vorliegt, was dann angesichts des günstigen hydrogeologischen Randbedingung (Grundwasserabstand > 1,5 m) den Einbau bis BM-F3 bzw. RC-3 ermöglichen dürfte. Lediglich in den nicht wirksam abgedeckten Randbereichen (Pflaster, Grünstreifen) wird der Einbau weiter eingeschränkt sein. Hier sollte dann vorzugsweise Abtragsmaterial (BM-0) eingebaut werden.

Durch den hohen Auftrag stellen sich in den unter der Auffüllung liegenden Böden Setzungen in der Größenordnung von bis zu einigen Zentimetern ein. Diese werden teilweise unmerklich durch den laufenden Aufbau bei Erreichen der Sollhöhe abgeklungen sein, ein Teil wird aber zeitverzögert eintreten. Wir empfehlen daher nach Herstellung eines Grobplanums eine Zwangspause von ein paar Wochen einzulegen. Das Setzungsverhalten und Abklingen der Konsolidierung ist am besten im Bereich der höchsten Aufschüttung messtechnisch zu überwachen. Geeignet sind hierzu u.a. ein geodätisches Messprogramm z.B. durch Nivellements einiger Messpunkte im Wochenrhythmus, um sicherzustellen, dass die Kriech- und Konsolidierungssetzungen bis zum Beginn der Baumaßnahme von verschiebungssensitiven Bauteilen auch hinreichend abgeklungen sind.

Im Südwesten weist der Geländeauftrag einen Sprung um 6-7 m Höhe auf, da die beiden Verladegleise auf rund 280 mNHN liegen werden. Nach der vorliegenden Planung [2.2] soll der Geländesprung auf der Bauwerkskante liegen.

Dieser Geländesprung soll mittels einer rückverankerten Bohrpfahlwand realisiert werden. Da ein Großteil des Lastbodens aus Auffüllmaterial besteht, wird kann die Rückverankerung als „Tote Männer“ oder Ankerwände in die Auffüllung installiert werden. Verpressanker sind hier weniger sinnvoll, da diese nachträglich nicht ohne Vorschüttung erstellt werden können.

Die Einbindung der Bohrpfähle in den Untergrund wird mit ca. 5 m abgeschätzt. Nach den Erkundungsergebnissen ist dann noch kein Festgestein erreicht, allerdings wird die „Halbfestgesteinszone“ mindestens touchiert (siehe RKS 1, DPH 2). Dann muss mit Gestein analog zur alten Felsklasse 6 gerechnet werden. Für genauere Angaben zum tieferen Untergrund sind im Bedarfsfall noch maschinelle Bohrungen vorzusehen, sofern dies überhaupt für die Planung der Verbauwand erforderlich sein sollte.

Für die Bohrpfahlwand schätzen wir folgende Kennwerte ab:

- Mantelreibung:
  - Schluff:  $q_{s,k} = 40 \text{ kN/m}^2$
  - Kies:  $q_{s,k} = 100 \text{ kN/m}^2$
  - Mergel:  $q_{s,k} = 70 \text{ kN/m}^2$
- Spitzendruck:
  - Mergel:  $q_{b,k} = 400/500/900 \text{ kN/m}^2$  (s/D = 0,02/0,03/0,1)

Die Spitzendruckwerte für den Mergel können erhöht werden, wenn die Bohrpfahlwand nachweislich ca. 2 – 2,5 m im Festgestein abgesetzt wird. Dann ist größenordnungsmäßig mindestens eine Verdopplung erreichbar, jedoch darf in diesem Fall keine Mantelreibung mehr angesetzt werden. Die Notwendigkeit der Feststellung, ob ab ca. 5-6 m dann schon Festgestein folgt, ist nach Maßgabe der erforderlichen Setzungsbeschränkung festzustellen.

Wir gehen davon aus, dass auf die Bohrpfahlwand nur bis ca. OK des jetzigen Geländes errichtet wird und darauf eine weitere Mauer geplant ist. Dies kann z.B. durch in die Bohrpfähle eingestellte Träger mit Fertigteilbetonausfachung erfolgen.

Ein Großteil der Wandverformung wird sich allerdings bereits durch die Hinterfüllung einstellen. Die Wandverformung ist durch geodätische Messungen zu überwachen, um sicherzustellen, dass die aus der Hinterfüllung entstandenen Verformungen beim Bau der Halle hinreichend abgeschlossen sind.

Im Nordosten bis Osten sind ebenfalls Geländesprünge zu sichern, hier können u.E. jedoch größere Winkelstützwände hergestellt werden.

Für die Winkelstützwände kann – ggfs. mit geringfügigem Bodenaustausch gegen Beton – eine Gründung auf dem Mergel realisiert werden.

Für eine Vorbemessung schätzen wir hierzu charakteristische Sohlwiderstände für ein H/V-Verhältnis von 0,3 wie folgt ab:

Fundamentbreite bei Streifenfundamenten b [m]	charakteristischer Wert des Sohlwiderstandes <sup>5</sup> $\sigma_{R;k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	geschätzte Setzung s [cm]
1,0	300	1-1,5
3,0	400	2 – 3,5

Tab. 9: Charakteristische Werte des Sohlwiderstandes zur Vorbemessung von Winkelstützwänden im Mergel (t = 1,0 m)

Anmerkungen zu charakteristischen Sohlwiderständen und geschätzten Setzungen:

- Die Sohlwiderstände gelten für rein vertikale Belastungen.
- Zwischenwerte dürfen interpoliert werden, Extrapolationen sind nicht zulässig.
- Der charakteristische Wert des Sohlwiderstandes resultiert aus Grundbruchberechnungen im Bruchzustand mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054:2010-12:  $\gamma_{R;v} = 1,0$  und mittlerer Belastung.
- Der charakteristische Wert des Sohlwiderstandes ist keine zulässige Bodenpressung nach DIN 1054:1976-11 und kein zulässiger Sohldruck nach DIN 1054:2005-01.
- Die geschätzte Setzung gilt für den erwarteten Gebrauchszustand bei  $0,4 \dots 0,5 \cdot \sigma_{R;k}$ .

Das Grundwasser steht nach den Erkundungsergebnissen nicht im Bereich des Bodeneingriffs, sondern wird erst in irrelevant großer Tiefe erwartet.

Allerdings weist der Baugrund immer wieder wechselnde Durchlässigkeiten auf, i.W. die Kieslagen auf Schluff oder Mergel, deren Schichtverlauf dann auch hangparallel sein kann. Generell ist witterungsbedingt mit Hang- bzw. Schichtwasser zu rechnen. Die Hinterfüllung der Stützwände ist daher mit durchlässigem Material und/oder mit Dränagen vorzusehen, um Drücke durch aufstauendes Wasser auszuschließen.

<sup>5</sup> Der charakteristische Wert des Sohlwiderstandes ist bei der weiteren Fundamentbemessung mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054:2010-12 entsprechend der jeweiligen Bemessungssituation zu versehen. Hieraus resultiert der Bemessungswert des Sohlwiderstandes  $\sigma_{R;d}$ , der größer oder gleich dem Bemessungswert der Sohldruckbeanspruchung  $\sigma_{E;d}$  sein muss ( $\sigma_{E;d} \leq \sigma_{R;d}$ ). Falls bei der Fundamentbemessung

- genauere Angaben zu den zu erwartenden Setzungen bzw. Differenzsetzungen oder
- konkrete Grundbruchberechnungen nach DIN 4017 benötigt werden, bzw.
- andere geometrische Situationen oder Lasten zu untersuchen sind,

stehen wir nach Übermittlung der Bemessungswerte der Einwirkungen (aufgeteilt in ständig und veränderlich) hierfür zur Verfügung.

Auch für Einschnittböschungen sind Schichtwasseraustritte ins Kalkül zu ziehen. Sollte aus den Böschungen Wasser austreten, sind die betreffenden Bereiche durch Belastungsfilter aus Grobschotter (z. B. 50/150) zu sichern. Diese sind mindestens 0,5 m tief und mit einer an die Wasseraustritte angepassten Breite die in die Böschung einzuarbeiten. Das Wasser ist mit einer Böschungfußdränage zu fassen und einer offenen Wasserhaltung zuzuführen.

Generell können temporäre Böschungen bis 5 m Höhe im mindestens steifen bindigen Boden (Schluff und Mergel) mit 60° realisiert werden, wogegen im Kies auf 45° abzuflachen ist. Es gelten dafür die Randbedingungen der DIN 4124.

Dauerböschungen können bei kleinerer Höhe < 3 m mit 1:1,5 geneigt werden.

Bei größeren Böschungshöhen oder Lasten am Böschungskopf ist die Standsicherheit zwingend rechnerisch nachzuweisen.

Es wird darauf hingewiesen, dass die bindigen Böden und auch die stärker verlehmtten Partien des Kieselwasserempfindlich sind und rasch aufweichen.

Daher sind die Sohlen nur rückschreitend freizulegen und nur vor Kopf zu überschütten. Eine Befahrung mit Baumaschinen ist vor einer Verfestigung (hydraulische Stabilisierung) zu vermeiden. Verdichtungsarbeiten sind in Planumsnähe rein statisch auszuführen.

Eine offene Wasserhaltung und Dränagen im Planum sind vorsorglich mit einzuplanen, um das Planum trocken zu halten

Sofern Planumsbereiche längere Zeit offenstehen müssen, sind sie mit einem Gefälle auszuführen und zur Entwässerung Tiefpunkten zuzuführen. Eine Tagwasserhaltung ist vorzuhalten.



## 9.2 Gründung

Für die Gründung der Stützen sind 2 unterschiedliche Konstellationen zu betrachten:

- Die südwestliche ungefähre Hälfte des Bauwerks liegt im Auftragsbereich. Hier wird die Tragfähigkeit durch das zurzeit noch unbekanntes Auftragsmaterial definiert. Für eine Vorbemessung können die auf die Kennwerte gemäß Vorkapitel ausgelegten Sohlwiderstände nach Tab. 10 angesetzt werden.
- Im Nordosten dagegen ist der gewachsene Boden entscheidend. Hier gelten die Sohlwiderstände nach Tab. 11 für eine Gründung im unverbesserten Mergel. Es zeigt sich anhand der Setzungen, dass dies nur für kleinere bis mittlere Fundamente und Lasten wirtschaftlich ist. Für Fundamente > 2 m müsste hier die Bemessung auf eine maximale Einwirkungsspannung von ca. 300-350 kN/m<sup>2</sup> begrenzt werden, um die Setzungen auch auf ca. 2,5 cm zu limitieren oder es ist alternativ ein noch zu definierendes Schotterpolster oder Polster aus hydraulisch stabilisiertem Schluff unterhalb der Fundamente einzuplanen. Dies erfordert eine gesonderte Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsbetrachtung. Für eine Vorbemessung können die Sohlwiderstände nach Tab. 10 verwendet werden. Damit der hydraulisch stabilisierte Mergel auch wie ein Erdbeton wirkt, muss er eine hohe Festigkeit erreichen. Wir schätzen ab, dass hierfür eine Zugabe von ≥ 5 % Mischbinder erforderlich ist, was im Zuge einer Eignungsprüfung genauer festzulegen ist.
- Der Kies als Lastboden würde bei ausreichender Schichtstärke sehr hohe Sohlwiderstände erlauben – zumeist liegt er jedoch nur in einer Mächtigkeit < 1m vor, so dass – auch angesichts der unregelmäßigen Schichtenfolgen – eine Berücksichtigung bei der Fundamentbemessung nicht sinnvoll umsetzbar ist. Hier ist auf der sicheren Seite liegend mit den Kenngrößen für Mergel zu arbeiten.
- Im Übergangsbereich in der Mitte ist am besten mittels unbewehrtem Beton durch die hier geringe Schluffschicht durchzugründen, um damit den tragfähigeren Mergel oder Kies zu erreichen.

Fundamentbreite bei Einzelfundamenten b [m]	charakteristischer Wert des Sohlwiderstandes $\sigma_{R;k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	geschätzte Setzung s [cm]
1,5	1000	1
2,0	1100	2

Tab. 10: Charakteristische Werte des Sohlwiderstandes für quadratische Einzelfundamente im Auftragsmaterial mit angenommenen Kennwerten nach Kap. 8.1 (t = 1,5 m)

Fundamentbreite bei Einzelfundamenten b [m]	charakteristischer Wert des Sohlwiderstandes $\sigma_{R;k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	geschätzte Setzung s [cm]
1,5	800	1,5 - 2
2,5	890	2,5 - 3
3,0	940	3 – 3,5

Tab. 11: Charakteristische Werte des Sohlwiderstandes für quadratische Einzelfundamente im unverbesserten Mergel (t = 1,5 m)

Die Setzungen der Fundamente sind mit der Verformung der Bohrpfahlwand am Geländesprung in Einklang zu bringen, damit die Differenzsetzungen nicht zu groß werden.

Streifenfundamente für tragende Wände können mit den Sohlwiderständen nach Tab. 12 bemessen werden. Hier wird von einer Gründung im unverbesserten Schluff als worst-case ausgegangen. Es können sich bereichsweise, aber mutmaßlich nur sehr lokal begrenzt Austauschmaßnahmen als notwendig erweisen. Als frostsichere Tiefe wird hier t = 0,90 m empfohlen.



Fundamentbreite bei Streifenfundamenten b [m]	charakteristischer Wert des Sohlwiderstandes $\sigma_{R;k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	geschätzte Setzung s [cm]
0,5	315	1,5 – 2
1,0	360	3 – 3,5

Tab. 12: Charakteristische Werte des Sohlwiderstandes für Streifenfundamente im weichen bis steifen Schluff (t = 0,90 m)

Für Maschinenfundamente ist eine dedizierte Betrachtung erforderlich. Dies ist nicht Bestandteil dieses Berichtes und ist gesondert zu untersuchen. Dazu sind die erforderlichen Randbedingungen wie schwingungsoptimierte Betrachtungen bzw. erhöhte Anforderungen an das Verformungsmaß vorab zu klären und zu berücksichtigen.

### 9.3 Unterbau Hallenboden

Die konkreten Anforderungen an den Hallenbodenunterbau kennen wir ebensowenig wie konkrete Nutzlasten auf dem Hallenboden. Wir gehen von einer geforderten Grundtragfähigkeit  $E_{v2} = 80 \text{ MN/m}^2$  (mit  $E_{v2}:E_{v1} \leq 2,3$ ) auf UK Bodenplatte aus.

Dies erfordert auf dem Auftragsmaterial mit mindestens 0,5 m Stärke (gemäß Kap. 8.1) ca. 25 cm zusätzlichen Schotter unter dem Hallenboden. Im nordwestlichen Bereich, wo gewachsener Schluffboden im Planum ansteht, sind dementsprechend in der Fläche 40-50 cm analog Kap. 9.1 hydraulisch zu stabilisieren und 30 cm feinkornarmer Schotter einzubauen oder der Schotterunterbau auf ca. 70-80 cm Gesamthöhe zu verstärken.

### 9.4 Abdichtung

Bei ca. 25 cm durchlässigem Bodenplattenunterbau in Form von feinkornarmem Schotter (< 5 % Feinkornanteil) liegt schon nahezu eine Situation analog Lastfall W1-E vor. Da die Halle nicht erdeingebettet wird, ist kaum vorstellbar, dass sich auch bei Verzicht auf eine kapillarbrechende Schicht/Filterschicht ein relevanter Feuchteeintrag einstellt.

Die Aufzüge im Bereich des Geländesprungs an den Gleisen sind ggfs. im Bereich der Unterfahrt als WU-Bauteile auszubilden. Das kann erst nach konkreter Planung und Festlegung der Anforderungen und Geometrien definiert werden.

### 9.5 Straßenbau

Die Verkehrsflächen werden im Norden (Anlieferung) sowie im Westen und Osten (jeweils Pkw-Stellplätze) vorgesehen. Im Auftragsbereich wird die Grundtragfähigkeit nach ZTVE-Stb/RStO von  $E_{v2} = 45 \text{ MN/m}^2$  erreicht, im Abtragsbereich ist ca. 30 cm Planumsstabilisierung einzuplanen, die am besten über eine hydraulische Verfestigung analog Kap. 9.1 erfolgt (Einfräßen des Bindemittels).

Dann kann auf dem Planum in beiden Fällen der planmäßige Verkehrsflächenaufbau nach RStO erfolgen.

## 9.6 Gleisbau

Im Bereich der zu errichtenden Gleise liegt eine Planumstragfähigkeit von ca.  $E_{v2} = 10 \text{ MN/m}^2$  im Schluff vor. Es muss daher von einer Bodenverbesserung ausgegangen werden. Die Anforderungen sind im Rahmen der Planung genau festzulegen. Für eine Planumstragfähigkeit  $E_{v2} = 60 \text{ MN/m}^2$  müssten ca. 55-60 cm Schotter lagenweise eingebaut und verdichtet werden.

## 10 Zusammenfassung und Schlussbemerkung

Der vorliegende 1. Bericht beschreibt die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse für den geplanten Neubau einer Produktions- und Logistikhalle in Mellrichstadt.

Der Baugrund besteht überwiegend aus Schluff- und Mergelböden. Das Grundwasser wurde nicht im bauwerksrelevanten Bereich festgestellt, es muss jedoch mit Schichtwässern gerechnet werden.

Eine Gründung in diesen Böden ist mit moderatem Zusatzaufwand (begrenzter Bodenaustausch) ausführbar, wobei in weiten Teilen durch den Geländeaufbau ein besser tragfähiger Boden generiert wird.

Die orientierenden Analysen des Baugrunds zeigen kein relevantes Schadstoffinventar.

Der vorliegende 1. Bericht darf nur für die benannte Bauaufgabe und in seiner Gesamtheit verwendet werden. Er gilt für die aktuelle Planungsversion und insbesondere die benannten Höhenverhältnisse. Sofern sich hieran signifikante Änderungen im Zuge der weiteren Planung ergeben, sind entsprechende Abstimmungen mit den *GeoIngenieuren* zu führen.

Gemäß gesonderten Angaben sind wir zu Sohlabnahmen und Verdichtungskontrollen entsprechend dem Baufortschritt aufzufordern.

### **GeoIngenieure FLG GmbH**

Bearbeiter: Dr.-Ing. Christian Gutberlet

Dr.-Ing. Christian Gutberlet



Dr.-Ing. Olivier Semar