BAUGRUNDGUTACHTEN

Projektnummer: **p / 2113910**

Projekt: Neubau Feuer- und Rettungswache 3,
Hohe Geest (Merkureck) in 48165 Münster

Grundlage:

Auftraggeber/
Bauherr: Stadt Münster
Der Oberbürgermeister
Amt für Immobilienmanagement
Albersloher Weg 33
48155 Münster

Münster, den 15. November 2022

Anlagen:

Nr. 1 Lageplan mit eingetragenen Bodenaufschlusspunkten, Maßstab ca. 1 : 500

Nr. 2 Ergebnisse von Kleinbohrungen / Rammsondierungen in Schichtenprofilen gem. DIN 4023 und Rammdiagrammen gem. DIN EN ISO 22476/2, Maßstab d. H. 1 : 50 (Anlagen 2.1 bis 2.6)

Nr. 3 Auswertung von Versickerungsversuchen

Nr. 4 Körnungslinien (Anlagen 4.1 bis 4.8)

Nr. 5 Glühverluste (Anlagen 5.1 + 5.2)

Inhaltsverzeichnis

1.	**Vorbemerkungen**	3
2.	**Baugrunduntersuchung**	7
2.1	Gelände- und Laborarbeiten	7
2.2	Untergrundverhältnisse	10
2.2.1	Baugrundschichtung / Bodenmechanische Eigenschaften	10
2.2.2	Grundwasser, hydraulische Kennwerte	14
2.3	Charakteristische Bodenkenngrößen, Bodengruppen, Frostempfindlichkeitsklassen	16
3.	**Bautechnische Folgerungen**	20
3.1	Bodenklassen gem. DIN 18 300 (2012)	20
3.2	Allgemeine Verwendungs- bzw. Verwertungsmöglichkeiten von Aushubmaterial unter bodenmechanischen / bodenphysikalischen Gesichtspunkten	21
3.3	Allgemeine Verwendungs- bzw. Verwertungsmöglichkeiten von Aushubmaterial unter umwelttechnischen / umweltrelevanten Gesichtspunkten auf Grundlage organoleptischer Befunde	23
3.4	Homogenbereiche (2015)	25
3.5	Tragfähigkeitseigenschaften des Baugrundes für die anvisierten Hochbauten, Bodenaustausch- und Bodenauftragsarbeiten, Gründungsempfehlung	27
3.6	Bemessung von Gründungskörpern, Bauwerkssetzungen	32
3.7	Bauzeitliche Wasserhaltungsmaßnahmen, Schutz der Gebäude vor Vernässungsschäden	36
3.7	Baugruben- und Bestandssicherung, Verfüllung von Arbeitsräumen	38
3.8	Versickerungsmöglichkeit von Niederschlagswasser	39
4.	**Weitere Hinweise**	41

1. Vorbemerkungen

Das **Amt für Immobilienmanagement der Stadt Münster**, Albersloher Weg 33, 48155 Münster, beabsichtigt den Neubau der Feuer- und Rettungswache 3 in 48165 Münster, östlich der Straße Hohe Geest. Das nunmehr zur Realisierung angedachte Grundstück stellt einen Alternativstandort zu dem ursprünglich vorgesehenen Standort „Merkureck“ westlich der Straße Hohe Geest dar.

Nachdem die neue Feuer- und Rettungswache 3 nunmehr definitiv im Bereich des Alternativstandortes realisiert wird, wurde das Baugrundsachverständigenbüro – basierend auf den Ausführungen der Baugrundbewertung – mit präzisierenden Baugrunderkundungen bei einer insbesondere im Bereich der anvisierten Hochbauten vorzunehmenden Verdichtung des bisherigen Aufschlussrasters und der Erstellung eines detaillierteren Baugrundgutachtens beauftragt.

Die detaillierteren Untersuchungen mit der Ausarbeitung des „vertiefenden“ Baugrundgutachtens sollen in erster Linie präzisierende erdbau- und gründungstechnische Sachverhalte als Grundlage der Planung und Realisierung der Hochbauten berücksichtigen und ferner auch konkretere Bewertungsmöglichkeiten der Versickerung von anfallendem Niederschlagswasser im rückwärtigen Grundstücksabschnitt erlauben.

Technische Aussagen zur Verlegung von Entwässerungskanälen sowie zum Bau versiegelter Verkehrsflächen / Bewegungsflächen, ferner auch zur Realisierung eines geplanten Sportfeldes, sind nicht Bestandteil des Baugrundgutachtens. Diesbezüglich werden zunächst weiterhin die Ausführungen / Empfehlungen der Baugrundbewertung vom 07. Juni 2021 als Planungsgrundlage herangezogen. Bei Bedarf sind hinsichtlich dieser Gewerke in einer späteren Planungsphase noch ergänzende Bodenaufschlüsse mit Nachträgen zu diesem Baugrundgutachten vorgesehen.

Bereits im Zuge der orientierenden Baugrundbewertung galt es auch grobe Aussagen zur Wiedereinbaumöglichkeit sowie zur externen Verwertungsmöglichkeit der im Abtrag bzw. Aushub denkbaren Bodengemenge sowohl unter bodenmechanischen als auch unter umwelttechnischen Gesichtspunkten zu treffen, wobei die Bewertung der im Zuge der Abtrags- und Aushubarbeiten tangierten Bodenpartien unter umweltrelevanten Gesichtspunkten zunächst ausschließlich auf Grundlage der organoleptischen, sprich der optischen und geruchlichen Auffälligkeiten der im Rahmen der Baugrundvorerkundung entnommenen Bodenproben erfolgte und umwelttechnische Laboruntersuchungen an den zunächst rückgestellten und mittlerweile entsorgten Bodenproben nicht vorgenommen wurden.

Die im Zuge der detaillierteren Baugrunduntersuchungen entnommenen Bodenproben sollen nunmehr im Hinblick auf grobe Kalkulationen der externen Entsorgung- bzw. Verwertungsmöglichkeiten der in erster Linie oberflächennah anfallenden Bodengemenge auf jeden Fall orientierenden umwelttechnischen Laboruntersuchungen unterzogen werden, wobei der Untersuchungsumfang nach Vorlage und Durchsicht dieses Baugrundgutachtens noch mit den zuständigen Mitarbeitern der Stadt Münster abgestimmt und die Ergebnisse dieser Laboruntersuchungen in einer separaten Gutachterlichen Stellungnahme als Nachtrag zu diesem Baugrundgutachten dargelegt werden.

Der Planraum liegt im äußersten Norden des südlichen Stadtteils Münster-Hiltrup zwischen der Straße Hohe Geest im Westen und einer Trasse der Deutschen Bahn im Osten. Im Norden grenzen Gartengrundstücke der Wohnbebauung Gorenkamp an.

Das künftige Baugrundstück weist ca. in Ost-West-Richtung Ausmaße von rd. 120 bis 160 m und ca. in Nord-Süd-Richtung Ausmaße von knapp 90 m auf (vgl. Anlage 1) und repräsentiert den nördlichen/nordwestlichen Abschnitt des Flurstücks 557 der Flur 007 der Gemarkung Hiltrup in der Gemeinde Münster. Es handelt sich gegenwärtig weitestgehend um eine Pferdekoppel mit Grasvegetation.

Die aktuelle Geländeoberkante verläuft im Bereich des Planraums allein auf Grundlage des Höhennivellements der Ansatzpunkte der Bodenaufschlüsse der Baugrundvorerkundung des Jahres 2021 sowie der aktuellen Detailuntersuchungen in Grössenordnungen zwischen rd. 61.9 m ü. NN im Südosten und 65.2 m ü. NN im Nordwesten. Tendenziell fällt das Gelände demzufolge in östliche bis südöstliche Richtungen ab.

Die Straße Hohe Geest weist auf Höhe des Planraums eine Fahrbahnoberkante zwischen knapp unter 65 m ü. NN im Süden und knapp über 65.4 m ü. NN im Norden auf.

Die **aktuelle Planung** (vgl. auch Anlage 1) sieht im Übergang zur Straße Hohe Geest das bis max. 4-geschossige **„Hauptgebäude“** mit einer Länge von knapp

100 m in Nord-Süd-Ausrichtung und einer Tiefe von rd. 24/27 m in Ost-West-Ausrichtung vor. Die Ausführung von Kellern / Teilkellern ist im Bereich des „Hauptgebäudes“ nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand nicht vorgesehen.
In das künftige Erdreich werden nur die Unterfahrten der Aufzugsschächte einbinden.

Im zentralen Norden wird ein hallenförmiges **Logistiklager** mit integriertem **Notstrom-Netzersatz** und **Tankanlage** bei einer Grundfläche inklusive Vordach von rd. 60 m (West-Ost-Richtung) x 22 m errichtet.

Weitere **„Nebengebäude“** für Fahrräder, Abfall, Lagerkapazitäten samt einem **Übungsturm** sind im nördlichen Anschluss zu einem im zentralen Süden angedachten **Sportfeld** vorgesehen. Nach Rücksprache mit dem Tragwerksplaner soll der Übungsturm eine einfache Unterkellerung, sprich eine Art Technikkeller, erhalten.

Jenseits des Sportfeldes wird im Südosten des Areals ein **PKW-Parkplatz** für die Mitarbeiter eingerichtet.

Die östlichsten Grundstücksabschnitte sollen zunächst weiterhin einer Grünflächennutzung unterliegen, optional aber als Baufeld für eine mittel- bis langfristige Gebäudeerweiterung eingeplant werden.

Im rückwärtigen Abschnitt des künftigen Logistiklagers ist eine größere Versickerungsmulde für anfallende Dachwässer angedacht, deren exakte Lage sich aber noch ändern kann.

Hinsichtlich der möglichen Höhenentwicklung der künftigen Außenanlagen samt der Erdgeschoss-Fertig-Fußboden-Höhen (OKFF-EG) bzw. Hallenfußböden (OK-Hallensohle) des künftigen Hochbauten liegen noch keine endgültigen Angaben vor.

Die Vorplanung sieht die OKFF-EG des „Hauptgebäudes“ im Westen an der Straße Hohe Geest gegenwärtig mit rd. 65.65 m ü. NN, die OK-Hallenboden des Logistiklagers mit rd. 65.30 m ü. NN und die OKFF-EG der „Nebengebäude“ im nördlichen Anschluss zum künftigen Sportfeld mit rd. 65.2 m ü. NN vor. Auch der im Osten des Planraums geplante PKW-Parkplatz ist gegenwärtig mit einer Fahrbahnoberkante von rd. 65.2 m ü. NN angedacht.

Demzufolge wären dann im Bereich der künftigen Hochbauten und der künftigen Verkehrsflächen / Bewegungsflächen / Spielflächen vergleichsweise aufwendige Geländeausgleichsmaßnahmen in Form einer großflächigen Geländeanhebung in Größenordnungen zwischen einigen Dezimetern im äußersten Nordwesten und bis zu 2,5 m im südöstlichsten Abschnitt des künftigen PKW-Parkplatzes im Südosten des Standortes einzukalkulieren.

Die verbleibenden Grünflächen im äußersten Osten / Südosten des Areals dürften zunächst weitestgehend auf dem heutigen Niveau belassen und nur im direkten Übergang zu den künftigen Hochbauten / Verkehrsflächen mit einer Erdberme als stützender Erdkörper überschüttet werden.

Die charakteristischen Punkt- bzw. Stützenlasten werden seitens des Tragwerksplaners im Bereich des „Hauptgebäudes“ in Größenordnungen bis rd. 2.500 kN, die charakteristischen Linienlasten der tragenden Wandscheiben in Größenordnungen bis rd. 300 kN/m abgeschätzt. Als idealisierte „mittlere“ charakteristische Flächenlast des mehrgeschossigen Abschnitts des „Hauptgebäudes“ werden Größenordnungen zwischen $\sigma \approx 100$ und 125 kN/m^2 angegeben.

Im Bereich des unterkellerten Übungsturmes sind – je nach Überstand des Gründungskörpers – idealisierte „mittlere“ charakteristische Flächenlasten zwischen rd. 80 und 140 kN/m^2 zu erwarten.

Das vorläufige statische Konzept sieht im Bereich des „Hauptgebäudes“ als Gründungsart eine Flächengründung über eine mindestens 40 cm dicke Stahlbetonsohle mit im Bereich höherer Stützenlasten voutenförmigen Plattenverstärkungen bzw. integrierten „Einzelfundamenten“ und randlich linienförmigen Verstärkungen (Frostschürzen) vor. Unter tragenden Wandscheiben werden die Schürzen ggf. als Magerbetonunterfütterung der Stahlbetonsohle umgesetzt.

Das hauptsächlich als Hallengebäude geplante Logistiklager dürfte eine konventionelle Flachgründung über bewehrte Einzel- und Streifenfundamente samt einer davon konstruktiv getrennten Industriesohle erhalten.

Im Bereich der nichtunterkellerter Nebengebäude nördlich des geplanten Sportfeldes / Spielfeldes sind konventionelle Flachgründungen über bewehrte Einzel- und Streifenfundamente wahrscheinlich, während der unterkellerte Übungsturm eine Flächengründung über eine bewehrte Stahlbetonsohle / Fundamentplatte einheitlicher Stärke erhalten soll.

Die für die weiteren Ausführungen dieses Baugrundgutachtens maßgebende Gründungsebene (Fundament- sowie Plattenunterkante) wird in den nichtunterkellerten Abschnitten des „Hauptgebäudes“ an der Straße Hohe Geest vorläufig in Größenordnungen zwischen rd. 0,6 und 1,2 m unter OKFF-EG, sprich zwischen rd. 64.4 und 65.1 m ü. NN, im Bereich von Aufzugsunterfahrten – je nach erforderlicher lichter Höhe der Unterfahrt – zwischen rd. 1,5 und 1,8 m unter OKFF-EG, sprich zwischen rd. 63.8 und 64.1 m ü. NN, angenommen.

Im Bereich des hallenförmigen Logistiklagers wird das Gründungsniveau (hier Fundamentunterkante) in Abhängigkeit von der Hallenkonstruktion und auch der aufzunehmenden H-Lasten in Größenordnungen zwischen rd. 0,8 und 1,5 m unter OK-Hallenboden, sprich zwischen rd. 63.8 und 64.5 m ü. NN, kalkuliert.

Das Gründungsniveau (hier Fundamentunterkante) der nichtunterkellerten Nebengebäude im nördlichen Anschluss zum künftigen Sportfeld / Spielfeld wird gegenwärtig zwischen rd. 64.2 und 64.4 m ü. NN, das Gründungsniveau (hier Plattenunterkante) des unterkellerten Übungsturmes in Größenordnungen zwischen rd. 61.7 und 62.0 m ü. NN abgeschätzt.

2. Baugrunduntersuchung

2.1 Gelände- und Laborarbeiten

Zur Erfassung der bodenmechanischen, der geologischen und der hydrologischen Untergrundverhältnisse sowie auch zur Entnahme von Boden- und Materialproben für weiterführende gutachterliche Bewertungen der Bodengemenge im Erdbaulabor und auch zur Durchführung bodenphysikalischer / umwelttechnischer Laboruntersuchungen wurden ergänzend zu den im Zuge der Baugrundvorerkundung zwischen dem 10. und 12.05.2021 bereits durchgeführten 13 Kleinbohrungen (RKS 1 bis RKS 13) im Zeitraum zwischen dem 10. und 12.10.2022 noch weitere 16 Kleinbohrungen (RKS 14 bis RKS 29) im Rammkernsondierverfahren (gewählter Schlitzdurchmesser 50 bis 36 mm) abgeteuft.

Wie bereits im Rahmen der orientierenden Baugrunderkundung des Jahres 2021 dienen die ergänzenden Rammkernsondierbohrungen primär zur Ermittlung der Material- und Korngrößenzusammensetzung der mit möglichen Erdarbeiten tangierten sowie von Lasteinträgen der künftigen Hochbauten erfassten Baugrundabschnitte und auch zur Ermittlung des Grundwasserstandes bzw. der Bodenfeuchte.

Zur präzisierenden Bewertung der Lagerungsdichte (rollige bzw. korngestützte Böden) bzw. Konsistenz (bindige bzw. plastische Böden) der erdbau- und gründungsrelevanten Tiefenabschnitte wurden die direkten Aufschlüsse bereits im Rahmen der Baugrunderkundung des Jahres 2021 durch insgesamt 7 Rammsondierungen (DPL 1 bis DPL 5 sowie DPH 1 und DPH 2) mit der leichten Rammsonde (DPL gem. DIN EN ISO 22476/2) sowie der schweren Rammsonde (DPH gem. DIN EN ISO 22476/2) ergänzt. Die detaillierte Baugrunduntersuchung des Jahres 2022 enthält insgesamt 14 weitere Rammsondierungen (DPL 7 bis DPL 19) mit der leichten Rammsonde (DPL gem. DIN EN ISO 22476/2), im Bereich der DPL 10 sowie der DPL 12 kombiniert mit der schweren Rammsonde (DPH gem. DIN EN ISO 22476/2).

Aufgrund möglicher Kampfmittelbeeinflussung mussten Teilbereiche des Untersuchungsgeländes – wie bereits im Rahmen der Baugrunderkundung des Jahres 2021 – von Bodenaufschlüssen ausgeschlossen werden.

Die Endteufen der Kleinrammbohrungen der Baugrundvorerkundung sowie der

detaillierteren Baugrunduntersuchungen variieren zwischen 5 und 9 m unter aktueller Geländeoberkante. Die leichten Rammsondierungen wurden bis zwischen rd. 1 und 6 m Tiefe, die schweren Rammsondierungen einheitlich bis 6 m Tiefe geführt, wobei die „flachen“ DPL 1, DPL 10 und DPL 12 infolge eines sehr hohen Eindringwiderstandes bereits oberflächennah, sprich zwischen 1 und 2 m Tiefe, eingestellt werden mussten.

Bei der Durchführung der Rammsondierungen DPL/DPH 10 sowie DPL/DPH 12 ist anzumerken, dass diese zunächst als leichte Rammsondierungen begonnen wurden. Nach dem Erreichen eines sehr hohen Rammwiderstandes, der eine fachgerechte Bewertung der Lagerungsdichte mittels der DPL nicht mehr zulässt, wurde die DPL jeweils eingestellt und das nach Ziehen des leichten Rammgestänges kurzzeitig offene Rammloch direkt mit dem Gestänge der schweren Rammsonde überrammt.

Die gewählten Aufschlusstiefen reichen bei den angetroffenen Untergrundverhältnissen entsprechend der geltenden Regelwerke des Erd- und Grundbaus für eine fachgerechte Bewertung des Untergrundes im Hinblick auf die angestrebten Baumaßnahmen aus.

Im Hinblick auf die Bewertung der Versickerungsmöglichkeiten für das anfallende Dachflächenwasser wurden im direkten Anschluss zu den Bohrungen RKS 26, 27, 28 und 29 weitere flache Kleinbohrungen (RKS V 1 bis RKS V 4) größeren Durchmessers bis zwischen 1,4 und 1,5 m unter aktueller GOK abgeteuft und zu temporären „Versickerungsbrunnen“ mit offenem PVC-Filterrohr zwecks Durchführung örtlicher Versickerungsversuche nach dem Earth-Manual-Verfahren ausgebaut. Unmittelbar nach Durchführung der Versickerungsversuche mit konstanter Wassersäule im durch das Filterrohr gestützten Bohrloch wurden die temporären „Versickerungsbrunnen“ wieder rückgebaut. Die Auswertungen der örtlichen Versickerungsversuche werden auf der Anlage 3 des Baugrundgutachtens dargelegt.

Die Lage der Kleinbohrungen und der Rammsondierungen der Baugrundvorerkundung sowie der detaillierteren Baugrunduntersuchungen samt der Lage der örtlichen Versickerungsversuche ist dem Lageplan auf der Anlage 1 dieses Baugrundgutachtens zu entnehmen.

Die im Gelände entnommenen Bodenproben wurden im Erdbaulabor der igb durch den Baugrundsachverständigen zunächst einer optischen und sensorischen (Fingerprobe) bodenmechanischen Beurteilung unterzogen.

Zur Absicherung der sensorisch bestimmten Korngrößenzusammensetzung einzelner Baugrundpartien wurden anschließend an insgesamt 8 repräsentativ ausgewählten Bodenproben die Körnungslinien mittels Naßsiebung gemäß

DIN 18 123 ermittelt. Diese Körnungslinien sind dem Gutachten als Anlage 4 beigefügt.

Ferner wurden zur genaueren Abschätzung der humosen Bestandteile eines „Übergangshorizontes“ zwischen Mutterboden und humusfreiem Baugrund an insgesamt 9 Bodenproben die Glühverluste mittels Verbrennung im Muffelofen gemäß DIN 18 128 bestimmt. Die Glühverluste sind auf der Anlage 5 dokumentiert.

Auf Grundlage der sensorischen bodenmechanischen Beurteilung der Bodenproben, der ergänzenden bodenmechanischen / bodenphysikalischen Laborversuche und der Rammdiagramme der niedergebrachten Rammsondierungen sowie auch auf Grundlage vorliegender Erfahrungswerte wurden anschließend die für erd- und grundbautechnische Belange maßgebenden charakteristischen Bodenkenngrößen der einzelnen Baugrundpartien zur Durchführung erdstatischer Berechnungen festgelegt.

Entsprechend der sensorisch abgeschätzten sowie labortechnisch ermittelten Korngrößenzusammensetzungen und der Lagerungsdichte des Baugrundes wurden diesem – unterstützt durch die örtlichen Versickerungsversuche – gleichzeitig die für hydraulische Fragestellungen relevanten Durchlässigkeitsbeiwerte k_f zugeordnet.

Parallel zu der Bewertung der bodenmechanischen sowie der hydraulischen Eigenschaften des Untergrundes wurden die entnommenen Bodenproben auch einer organoleptischen (d.h. optischen und geruchlichen) Bewertung hinsichtlich möglicher Belastungen des Untergrundes mit umweltrelevanten Schadstoffen unterzogen.

In Abstimmung mit dem zuständigen Mitarbeiter der Stadt Münster sollen die im Rahmen der detaillierteren Baugrunduntersuchung 2022 entnommenen Bodenproben zwecks orientierender Bewertung der Wiedereinbau- und Verwertungsmöglichkeiten von Aushub- bzw. Abtragsmaterial unter umweltrelevanten Gesichtspunkten noch zu Mischproben zusammengestellt und weiterführenden laboranalytischen / umwelttechnischen Untersuchungen zugeführt werden.

Der Untersuchungsumfang der umwelttechnischen Laboruntersuchungen wird nach Vorlage und Durchsicht dieses Baugrundgutachtens durch die relevanten Mitarbeiter der Stadt Münster ergänzend mit dem Baugrundsachverständigen abgestimmt, die Ergebnisse der Analysenergebnisse in einer separaten Gutachterlichen Stellungnahme als Nachtrag zu diesem Baugrundgutachten dokumentiert / erläutert.

Im Hinblick auf die noch ergänzend angestrebten chemischen Laboranalysen werden die im Rahmen der detaillierteren Baugrunduntersuchungen entnom-

menen Bodenproben noch bis max. 6 Monate nach Durchführung der örtlichen Untersuchungen in den Räumen der igb GbR rückgestellt und erst dann einer geregelten Verwertung / Entsorgung zugeführt.

Die Ergebnisse der Rammkernsondierbohrungen (Kleinbohrungen) sowie der Rammsondierungen der „Detailuntersuchungen“ des Jahres 2022 und der „Vorerkundungen“ des Jahres 2021 sind in Schichtenprofilen in Anlehnung an die DIN 4023 sowie in Rammdiagrammen gem. DIN EN ISO 22476/2 auf der Anlage 2 des Baugrundgutachtens dargestellt.

Als Bezugsniveau für das höhenmäßige Nivellement der Bohr- und Rammansatzpunkte wurde der im Lageplan auf der Straße Hohe Geest auf Höhe des „Hauptgebäudes“ gekennzeichnete Kanaldeckel mit der absoluten Höhe von 65.17 m ü. NN gewählt.

Diese Höhenangabe entstammt einer Auskunft des Tiefbauamtes der Stadt Münster vom 03.05.2021 und ist im Zuge der weiteren Planungen – sofern nicht bereits erfolgt – noch durch einen öffentlich bestellten Vermessungsingenieur zu überprüfen bzw. zu bestätigen.

Es handelt sich dabei um den Deckel des Schachtes S0012538 der städtischen Schmutzwasserkanalisation.

2.2 Untergrundverhältnisse

2.2.1 Baugrundschichtung / Bodenmechanische Eigenschaften

Gemäß den Ausführungen der relevanten Geologischen Karte von Nordrhein-Westfalen, 1 : 100 000, Blatt C 4310 Münster, sind im Bereich des Untersuchungsareals als natürlicher oberflächennaher Baugrund (in der Regel werden in den Darstellungen der Geologischen Karte die oberen 2 bis 3 m des Baugrundprofils berücksichtigt) Schmelzwasserablagerungen der Saale-Kaltzeit des Pleistozän in Form von Fein- bis Grobsanden, z.T. auch von Kiesen und Steinen, des Münsterländer Kiessandzuges ausgewiesen.

Die Ausführungen der Geologischen Karte werden durch die Ergebnisse der orientierenden Baugrundbewertung des Jahres 2021 sowie der detaillierteren Baugrunduntersuchungen des Jahres 2022 weitestgehend bestätigt, wobei neben im obersten Profilabschnitt generell vielfach recht feinkörnigen Sanden in den westlichen Grundstücksabschnitten – sprich ca. bis zum geplanten Logistiklager sowie bis zum geplanten Sportfeld – im meist gut korngestützten Sand bis zwischen rd. 2 und 4 m unter GOK vielfach eingeschaltete Lagen bindiger/lehmiger Sande sowie sand- und tonhaltiger Schluffe angetroffen worden sind.

In den östlichsten Aufschlüssen lagern die Ablagerungen des Münsterländer Kiessandzuges im tieferen Aufschlussniveau bereits Grundmoränenablagerungen der Saale-Kaltzeit auf.

Anthropogene Auffüllungen bzw. Umlagerungsböden wurden im Bereich des Untersuchungsgeländes bei einer hier auch vormals vornehmlich unterstellten landwirtschaftlichen Nutzung des Areals – wenn überhaupt – nur in den obersten Profilabschnitten als geringmächtiges Produkt untergeordneter Geländeausgleichsmaßnahmen sowie Pflugarbeiten, ggf. auch als Verfüllungen im Areal verlegter „Felddrainagen“, erfasst.

Größerflächigere Auffüllungen/Umlagerungsböden etwas größerer Schichtstärke wurden nicht erbohrt.

Entsprechend der Schichtenprofile der Anlage 2 ist vereinfacht die nachfolgende Gliederung des Baugrundes möglich.

- **Oberboden / Mutterboden**
  einschl. anthropogener Auffüllungen / Umlagerungsböden

Ein offensichtlich durch vormalige landwirtschaftliche Nutzung gestörter, teilweise im Zuge geringfügiger Geländeausgleichsmaßnahmen anthropogen aufgefüllter / umgelagerter **Mutterboden** einschließlich **weiterer anthropogener Auffüllungen / Umlagerungsböden** wurde im Bereich des künftigen Baugrundstücks in Stärken zwischen rd. 0,4 (RKS 20) und 1,0 m (RKS 8 + RKS 29) mit einer Basis zwischen rd. 60.9 (RKS 29) und 64.3 m ü. NN (RKS 1) erbohrt.

Hierbei findet sich zuoberst bei einer recht deutlich in Größenordnungen zwischen ca. 0,3 (RKS 4, 11, 13, 14, 22, 27, 29) und 0,6 m (RKS 1, 9, 10 und 17) variierenden Schichtstärke ein **Mutterboden** bzw. ein **„Mutterbodenäquivalent“** aus nichtbindigen bis leicht bindigen (max. „schwach schluffig“) Feinsanden sowie Fein- bis Mittelsanden mit einem generell deutlich erhöhten Humusanteil und Wurzelresten aus der vorhandenen Vegetation, vereinzelt auch mit Einschlüssen von Gesteinsbruch sowie Resten von Bauschutt.

Im Sinne der DIN 1054 handelt es sich um organogene Böden / Lockergesteine mit einer infolge des möglichen Humuszersatzes bei Sauerstoffzutritt generell stark eingeschränkten Raumbeständigkeit.

Die **weiteren Auffüll- bzw. Umlagerungsböden** werden durch nichtbindige bis leicht bindige (max. „schwach schluffig“) Feinsande sowie Fein- bis Mittelsande bei einer zumeist sehr geringen bis geringen Humusführung (dann max. „schwach humos“; Glühverluste unter 3 Masse-%) und sporadischen Resten von Ziegelbruch sowie vereinzelten Einschlüssen von Gesteinsbruch repräsentiert. In den Aufschlüssen RKS 7 und RKS 25 wurde ein „Umlagerungssand“ mit noch

mäßiger bis deutlicher Humusführung (dann „schwach humos bis humos“ bzw. „humos“) bei einer im Falle von Saustoffzutritt noch eingeschränkten Raumbeständigkeit erfasst. ***Demzufolge kann nicht ausgeschlossen werden, dass sich im Planraum auch an anderer Stelle unter dem Mutterboden i.e.S. noch Flächenabschnitte mit mäßig bis deutlich humosen „Umlagerungssanden“ befinden.***

Im Sinne der DIN 1054 handelt es sich überwiegend um nichtbindige bis gemischtkörnige Böden / Lockergesteine mit meist geringen, teilweise nahezu fehlenden bindigen Anteilen und einer vergleichsweise günstigen Kornstützung. Nur die örtlich erfassten mäßig bis deutlich humosen Sandpartien stellen bereits Übergänge zu organogenen Böden / Lockergesteinen dar.

Die Lagerungsdichte der anthropogenen Umlagerungsböden ist teilweise mitteldicht, vielfach jedoch nur locker.

Im Falle einer Wassersättigung neigen die feinkörnigen Sande im Anschnitt zum Fließen.

- **Lockergesteine des Pleistozän des Quartär**

Der „gewachsene“ Baugrund wird in den östlichsten Aufschlüssen RKS 27 und 29 bis ca. 4,6 bzw. 3,3 m unter aktueller GOK, sprich bis rd. 58.2 respektive 58.6 m ü. NN, in den anderen Aufschlüssen mindestens bis zur jeweiligen Aufschlusstiefe zwischen 5 und 9 m unter aktueller GOK, aus **Schmelzwasserablagerungen der Saale-Kaltzeit des Pleistozän als Teil des „Münsterländer Kiessandzuges“** aufgebaut, wobei es sich im aufgeschlossenen Tiefenabschnitt **vorwiegend** um **Sande** der Fein- bis Grobsand-Fraktion **mit fehlenden bis geringen bindigen Anteilen** (dann max. „schwach schluffig“) handelt.

Im Sinne der DIN 1054 repräsentieren diese Sande überwiegend nichtbindige, teilweise (dann „schwach schluffig“) gemischtkörnige Böden / Lockergesteine mit fehlenden bis reduzierten bindigen Anteilen und einer vergleichsweise günstigen Kornstützung.

Die Lagerungsdichte wird überwiegend mit mitteldicht, untergeordnet auch mit Übergängen zu einer dichten Lagerung beziffert. Locker gelagerte Sandpartien wurden im Niveau des „gewachsenen“ Baugrundes nicht angetroffen. Die teilweise im tieferen Niveau des Baugrundprofils abnehmenden N_{10}-Werte (Schlagzahlen je 10 cm Eindringtiefe) der Rammdiagramme der leichten und schweren Rammsondierungen sind in der Regel der Lage unterhalb des Grundwasserspiegels sowie der gleichzeitig recht engen Kornabstufung geschuldet und an dieser Stelle nicht als Kriterium für eine lockere oder gar sehr lockere Lagerung zu deuten.

Hauptsächlich die Feinsande, ferner z.T. auch die Mittelsande, neigen im Falle einer Wassersättigung im Anschnitt zum Fließen.

In den Aufschlüssen RKS 1, 2, 4, 8, 14, 15, 18, 19, 20 und 21 des westlichen Grundstücksabschnitts wurden innerhalb der überwiegend nichtbindigen bis leicht bindigen Sande bis in Tiefen zwischen rd. 1,9 (RKS 21) und 4,2 m (RKS 4) unter aktueller GOK bzw. bis zwischen rd. 59.8 (RKS 4) und 62.4 m ü. NN (RKS 21) rd. 0,1 (RKS 8 und RKS 21) bis 0,9 m (RKS 4) starke **Zwischenlagen mäßig bis deutlich bindiger, vielfach verlehmter Sande** der Feinsand- sowie Fein- bis Mittelsand-Fraktion sowie **wechselnd sand- und tonhaltige Schluffe** erbohrt.

Hierbei scheint es sich zumindest im nördlichen Bereich des künftigen „Hauptgebäudes“ bis hin zur Nordwestecke des künftigen Logistiklagers, ferner im Osten des künftigen Hauptgebäudes in südliche Richtungen bis zur Bohrung RKS 18, um eine durchhaltende Schicht mit einer Oberkante zwischen rd. 62.3 und knapp 63.0 m ü. NN sowie einer Basis zwischen rd. 61.6 und 62.4 m ü. NN zu handeln, während die im Südwesten des Planraums darunter in unterschiedlicher Tiefe und Stärke erfassten Gemenge mit erhöhten bindigen Anteilen vermutlich demgegenüber kleinere Linsen innerhalb des nichtbindigen bis leicht bindigen Baugrundes bilden.

Im Sinne der DIN 1054 handelt es sich bei den Sanden um gemischtkörnige Böden / Lockergesteine mit mäßig bis deutlich erhöhten bindigen Anteilen und z.T. bereits leichten plastischen Eigenschaften, bei den Schluffen um bindige Böden / Lockergesteine mit leichten bis deutlichen plastischen Eigenschaften.

Den wechselnd bindigen Sandzwischenlagen sowie z.T. nur sehr leicht plastischen Schluffpartien kann in den Aufschlüssen durchweg eine mitteldichte Lagerung zugesprochen werden, während plastische Schluffpartien in natürlicher Ablagerungsstruktur in den Aufschlüssen eine steife Konsistenz aufweisen.

Nach Offenlegung können die bindigen Sandzwischenlagen sowie nur sehr leicht plastische Schluffpartien bei konzentriertem Wasserzutritt zuoberst verschlammen, die mäßig bis deutlich plastischen Schluffpartien stärker aufweichen. Zudem reagieren diese Böden im Falle temporär erhöhter natürlicher Wasserge-halte (dann feucht, z.T. auch wassergesättigt) in unterschiedlichem Maße strukturempfindlich gegenüber dynamischen Lasteinträgen, wobei dann infolge zeitweise aufgebauter Porenwasserüberdrücke mitunter Übergänge des Bodensubstrates in breiige bis weiche Zustände mit einer deutlichen Verschlechterung der ursprünglichen Tragfähigkeitseigenschaften sowie der für erdstatische Belange maßgebenden Scherparameter zu besorgen sind.

Auch die wechselnd bindigen Sandpartien neigen im Falle einer Wassersättigung im Anschnitt zum Fließen.

Im östlichsten Abschnitt des Planraums bilden **Grundmoränenablagerungen der Saale-Kaltzeit** die Basis des aufgeschlossenen Baugrundprofils.

Hierbei handelt es sich um einen kalkhaltigen **Geschiebemergel**, teilweise durchsetzt mit Sandlinsen.

Entsprechend des Korngrößenspektrums handelt es sich bei dem Geschiebemergel um ein Gemenge der Ton-, Schluff- und Sand-Fraktion mit Einschlüssen von Kies bis hin zu Steinen (Geschiebe) bei stets deutlich erhöhten bindigen Anteilen und demzufolge im Sinne der DIN 1054 um bindige bis gemischtkörnige Böden / Lockergesteine mit wechselnden plastischen Eigenschaften.

Die Konsistenz des Geschiebemergels wird mit steif beziffert.

Im Falle einer Offenlegung kann das wasserempfindliche Bodensubstrat bei konzentriertem Wasserzutritt zuoberst stärker aufweichen, im Extremfall verschlammen. Konsistenzminderungen sind auch bei dynamischen Lasteinträgen in temporär feuchte bis wassergesättigte Partien des Mergels zu besorgen.

2.2.2 Grundwasser, hydraulische Kennwerte

Während der Aufschlussarbeiten im Rahmen der Baugrundvorerkundung zwischen dem 10. und 12.05.2021 wurde der Wasserspiegel des zusammenhängenden Porengrundwasserkörpers zumeist mittels Klopfnässe am entnommenen Bohrgut, teilweise jedoch auch direkt mittels Lichtlotmessung im kurzzeitig standfesten Bohrloch, in Tiefen zwischen ca. 4,1 (RKS 10) und 6,6 m (RKS 10) unter aktueller Geländeoberkante bzw. um rd. 58.6 m ü. NN ermittelt. Eine eindeutige Grundwasserfließrichtung war dabei nicht erkennbar.

Die im Rahmen der detaillierteren Baugrunduntersuchungen zwischen dem 10. und 12.10.2022 festgestellten Grundwasserstände lagen zwischen 4,0 (RKS 27) und knapp 6 m (RKS 16) unter aktueller GOK bzw. zwischen rd. 58.65 m ü. NN im Südwesten (RKS 10) und 58.85 m ü. NN im Nordosten (RKS 24) des Areals, wobei ein marginales Gefälle des Grundwasserspiegels in südliche bis südwestliche Richtungen vorlag.

Exakte Aussagen zu max. Hochständen des zusammenhängenden Porengrundwasserkörpers können generell nur auf Grundlage von Langzeitmessungen in eigens hierfür eingerichteten Grundwassermeßstellen erfolgen und sind für den Planraum im Rahmen des Baugrundgutachtens mangels fehlenden Datenmaterials nicht verifizierbar.

Zu beachten ist, dass sich das Untersuchungsgelände in der Wasserschutzzone III der gegenwärtig noch aktiven Wasserwerke Münster-Geist befindet und die

Grundwasserstände im Planraum demzufolge noch von der Grundwasserförderung beeinflusst sein dürften. Wird die Wasserförderung künftig eingestellt, was nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand für das Jahr 2030 anvisiert ist, muss mit einem generellen Anstieg des Grundwasserspiegels im Umfeld der Förderanlagen gerechnet werden. *Hinsichtlich der möglichen Auswirkungen eines Grundwasseranstiegs nach der Schließung der Wasserwerke Geist auf das nähere Umfeld haben die Stadtwerke Münster wissentlich ein hydrogeologisches Gutachten in Auftrag gegeben. Sofern für die Realisierung der Neubaumaßnahme überhaupt relevant (gilt z.B. für den Fall der Ausführung von Kellern / Teilkellern), sollten diesbezüglich im Rahmen der weiteren Planungsphase noch klärende Gespräche zwischen der Stadt Münster, den Planern der Neubaumaßnahme und den Stadtwerken geführt werden.*

Die zur groben Einschätzung möglicher Grundwasserspiegelschwankungen des Planraums eingesehene Datenbank ELWAS-WEB des Ministeriums für Umwelt, Landwirtschaft, Natur- und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen weist für eine knapp 1,5 km nördlich des Planraums auf einer Geländehöhe von knapp über 64 m ü. NN (vergleichbar dem Planraum) gelegene Grundwassermeßstelle für den Zeitraum 1958 bis 2010 Grundwasserspiegelschwankungen zwischen rd. 56 und knapp 60 m ü. NN aus. Ob das Grundwasser im Planraum nach der Schließung des Wasserwerkes noch über die Kote von 60 m ü. NN ansteigen kann, entzieht sich der Kenntnis des Unterzeichners (s.o.).

Zieht man zur Bewertung möglicher Grundwasserhöchststände nach Einstellung der Grundwasserförderung die Rammdiagramme der durchgeführten Rammsondierungen hinzu, sind Koten bis zwischen rd. 60.5 und 61 m ü. NN denkbar.

Neben dem zusammenhängenden flächigen Porengrundwasserkörper muss im Planraum nach ergiebigen Niederschlagsperioden örtlich auch in reduzierter Tiefe mit einer erhöhten Durchfeuchtung des Untergrundes bis hin zur Ausbildung geringmächtiger Schichtenwasserkörper durch den zeitweisen Aufstau nur verzögert versickernder Oberflächenwässer gerechnet werden.

Dies betrifft im Planraum dann direkt oberhalb eingeschalteter lehmiger Sande und Schluffe befindliche Sandpartien mit fehlenden bis geringen bindigen Anteilen, ferner die bindigen, z.T. verlehmten Sandzwischenlagen sowie die wechselnd tonhaltigen Schluffzwischenlagen selbst.

Die für hydraulische Betrachtungen (z.B. bauzeitliche Wasserhaltungsmaßnahmen, Versickerung von anfallendem Niederschlagswasser) relevanten Durchlässigkeitsbeiwerte k_f der aufgeschlossenen Baugrundes werden – unterstützt durch die im Labor bestimmten Körnungslinien und die im Gelände mittels Versickerungsversuchen ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte k_f – wie folgt abgeschätzt:

- Oberböden / Mutterböden, anthropogen aufgefüllt bzw. umgelagert — $k_f = 5 \times 10^{-5}$ bis 5×10^{-6} m/s
- weitere anthropogen aufgefüllte / umgelagerte Sande mit meist reduzierter, nur untergeordnet mäßig bis deutlich erhöhter Humusführung — $k_f = 1 \times 10^{-4}$ bis 1×10^{-5} m/s
- weitestgehend nichtbindige (max. nur partiell „schwach schluffig“) bis teilweise leicht bindige („schwach schluffig“) Sande des Münsterländer Kiessandzuges — $k_f = 7 \times 10^{-4}$ bis 3×10^{-5} m/s
- wechselnd sand- und tonhaltige Schluff-Zwischenlagen — $k_f = 1 \times 10^{-6}$ bis 1×10^{-8} m/s
- mäßig („schwach schluffig bis schluffig“) bis deutlich („stark schluffig“) bindige, z.T. leicht verlehmte Sandzwischenlagen — $k_f = 1 \times 10^{-5}$ bis 5×10^{-7} m/s
- Geschiebemergel — $k_f = 5 \times 10^{-7}$ bis 1×10^{-8} m/s

2.3 Charakteristische Bodenkenngrößen, Bodengruppen, Frostempfindlichkeitsklassen

Die charakteristischen Bodenkenngrößen des aufgeschlossenen Baugrundes werden wie folgt angesetzt, die Einstufung in Bodengruppen gemäß DIN 18 196 und in Frostempfindlichkeitsklassen gemäß ZTVE-StB 09 wie folgt vorgenommen:

Oberböden / Mutterböden, anthropogen aufgefüllt bzw. gestört/umgelagert

Bodengruppen gem. DIN 18 196: OH bzw. [OH]

Frostempfindlichkeitsklasse gem. ZTVE-StB 09: F 2 bis F 3 (gering bis sehr frostempfindlich) primär aufgrund der Humusführung

Feuchtraumgewicht γ_k :	17 - 18	kN/m³	(Rechenwert 17,5 kN/m³)
Wichte unter Auftrieb γ'_k :	9 - 10	kN/m³	(Rechenwert 9,5 kN/m³)
Kohäsion c'_k :	0	kN/m²	(Rechenwert 0 kN/m²)
Reibungswinkel φ'_k :	25 - 30	°	(Rechenwert 27,5 °)
Steifemodul $E_{s,k}$:	-	MN/m²	(Angabe eines Rechenwertes entfällt aufgrund deutlich eingeschränkter Raumbeständigkeit durch möglichen Humuszersatz)

weitere anthropogen aufgefüllte/umgelagerte Sande mit den meisten Aufschlüssen reduzierter, nur in einigen Aufschlüssen mäßig bis deutlich erhöhter Humusführung

Bodengruppen gem. DIN 18 196: überwiegend [SE] + [SU]
im Falle bereichsweise mäßig bis deutlich erhöhter humoser Anteile auch Übergänge zu [OH]

Frostempfindlichkeitsklasse gem. ZTVE-StB 09: F 1 bis F 2 (nicht bis gering frostempfindlich)

Feuchtraumgewicht γ_k	:	18	-	18,5	kN/m^3	(Rechenwert 18 kN/m^3)
Wichte unter Auftrieb γ'_k	:	10	-	10,5	kN/m^3	(Rechenwert 10 kN/m^3)
Kohäsion c'_k	:	0			kN/m^2	(Rechenwert 0 kN/m^2)
Reibungswinkel φ'_k	:	30	-	32,5	°	(Rechenwert 30 ° bei z.T. lockerer, Rechenwert 32,5 ° bei z.T. mitteldichter Lagerung)
Steifemodul $E_{s,k}$	:	10	-	40	MN/m^2	(Rechenwert 30 MN/m^2 bei mind. mitteldichter Lagerung, ansonsten auf < 20 MN/m^2 abnehmend, bei bereichsweise höherem Humusanteil nur bedingt raumbeständig)

nichtbindige, z.T. auch leicht bindige (dann „schwach schluffig“) Sande des Münsterländer Kiessandzuges

Bodengruppen gem. DIN 18 196: SE, SU, ggf. z.T. SW und SI

Frostempfindlichkeitsklasse gem. ZTVE-StB 09: überwiegend F 1 (nicht frostempfindlich)

Feuchtraumgewicht γ_k	:	18	-	19	kN/m^3	(Rechenwert 18,5 kN/m^3)
Wichte unter Auftrieb γ'_k	:	10	-	11	kN/m^3	(Rechenwert 10,5 kN/m^3)
Kohäsion c'_k	:	0			kN/m^2	(Rechenwert 0 kN/m^2)
Reibungswinkel φ'_k	:	30	-	35	°	(Rechenwert 32,5 ° bei mind. mitteldichter Lagerung)
Steifemodul $E_{s,k}$	:	30	-	80	MN/m^2	(Rechenwert 40 MN/m^2 im Falle mind. mitteldichter Lagerung)

in Teilbereichen erfasste Schluff-Zwischenlagen

Bodengruppen gem. DIN 18 196: überwiegend TL, z.T. TM, z.T. UL

Frostempfindlichkeitsklasse gem. ZTVE-StB 09: F 3 (sehr frostempfindlich)

Feuchtraumgewicht γ_k	:	19	- 20	kN/m^3	(Rechenwert 19,5 kN/m^3)
Wichte unter Auftrieb γ'_k	:	9,5	- 10,5	kN/m^3	(Rechenwert 10 kN/m^3)
Kohäsion c'_k	:	2,5	- 15	kN/m^2	(Rechenwert 5 kN/m^2 im Falle fehlender bis reduzierter Anteile der Ton-Fraktion = max. schwach tonig / Rechenwert 10 kN/m^2 im Falle erhöhter Anteile der Ton-Fraktion = tonig)
Reibungswinkel φ'_k	:	25	- 30	°	(Rechenwert 27,5 ° im Falle fehlender bis reduzierter Anteile der Ton-Fraktion = max. schwach tonig / Rechenwert 25 ° im Falle erhöhter Anteile der Ton-Fraktion = tonig))
Steifemodul $E_{s,k}$	:	10	- 20	MN/m^2	(Rechenwert 15 MN/m^2 bei jeweils steifer Konsistenz)

in Teilbereichen erfasste, dann mäßig bis deutlich bindige, z.T. leicht verlehmte Sandzwischenlagen

Bodengruppen gem. DIN 18 196: überwiegend SU*
mit partiellen Übergängen zu SU, ST und ST*

Frostempfindlichkeitsklasse gem. ZTVE-StB 09: F 2 bis F 3 (mittel bis sehr frostempfindlich)

Feuchtraumgewicht γ_k	:	18,5	- 19,5	kN/m^3	(Rechenwert 19 kN/m^3 bei mitteldichter Lagerung)
Wichte unter Auftrieb γ'_k	:	10	- 11	kN/m^3	(Rechenwert 10,5 kN/m^3)
Kohäsion c'_k	:	0	- 2,5	kN/m^2	(Rechenwert 0 kN/m^2)
Reibungswinkel φ'_k	:	27,5	- 32,5	°	(Rechenwert 30 °)
Steifemodul $E_{s,k}$	:	20	- 30	MN/m^2	(Rechenwert 20 MN/m^2 stark bindig, Rechenwert 30 MN/m^2 mäßig bindig, bei jeweils mind. mitteldichter Lagerung)

in östlichsten Teil des Grundstücks im basalen Abschnitt des aufgeschlossenen Baugrundprofils erfasste Geschiebemergel

Bodengruppen gem. DIN 18 196: überwiegend TL, TM, z.T. auch ST*

Frostempfindlichkeitsklasse gem. ZTVE-StB 09: F 3 (sehr frostempfindlich)

Feuchtraumgewicht γ_k	:	19,5 -	20,5	kN/m^3	(Rechenwert 20 kN/m^3)
Wichte unter Auftrieb γ'_k	:	10 -	10,5	kN/m^3	(Rechenwert 10 kN/m^3)
Kohäsion c'_k	:	5 -	15	kN/m^2	(Rechenwert 10 kN/m^2)
Reibungswinkel φ'_k	:	25 -	30	°	(Rechenwert 27,5 °)
Steifemodul $E_{s,k}$	:	15 -	25	MN/m^2	(Rechenwert 20 MN/m^2 bei steifer Konsistenz)

3. Bautechnische Folgerungen

3.1 Bodenklassen gem. DIN 18 300(2012)

Gem. DIN 18 300 (2012) kann der angetroffene Baugrund rein *lösetechnisch* den nachfolgenden Bodenklassen zugeordnet werden:

• Oberböden /Mutterböden, anthropogen aufgefüllt/ umgelagert	Bodenklasse	1 (bei größerer Schichtstärke oder Erdüberdeckung mit Übergängen in Klasse 3)
• weitere anthropogen aufgefüllte/ umgelagerte Sande mit meist geringer, bereichsweise mäßig bis deutlich erhöhter Humusführung	Bodenklasse	3
• nichtbindige bis max. leicht bindige (max. „schwach schluffig“) Sande des Münsterländer Kies-sandzuges	Bodenklasse	3
• in Teilbereichen erfasste Schluff-Zwischenlagen	Bodenklasse	4 (bei Verschlammung nach Aushub in Bodenklasse 2 übergehend)
• in Teilbereichen erfasste, mäßig bis deutlich bindige, z.T. leicht verlehmte Sand-Zwischenlagen	Bodenklasse	überwiegend 4 / nur z.T. 3 (Klasse 4 bei Wassersättigung bereits teilweise im Zuge des Aushubs, ansonsten bei Ver-schlammung nach Aushub in Bodenklasse 2 übergehend)
• Geschiebemergel	Bodenklasse	überwiegend 4 / bei höheren Steinanteil ggf. auch Klasse 5 (bei Verschlammung nach Aushub in Bodenklasse 2 übergehend)

3.2 Allgemeine Verwendungs- bzw. Verwertungsmöglichkeiten von Aushubmaterial unter bodenmechanischen / bodenphysikalischen Gesichtspunkten

Die im Rahmen von Erdarbeiten zuoberst anfallenden, weitestgehend **anthropogen aufgefüllten/umgelagerten Oberböden / Mutterböden sowie auch bereichsweise darunter erfasste „Umlagerungssande“ mit einer mäßigen bis erhöhten Humusführung** (s. z.B. RKS 7 + RKS 25) sind infolge des möglichen Humuszersatzes bei Sauerstoffzutritt in ihrer Raumbeständigkeit in unterschiedlichem Maße eingeschränkt.

Folglich sind diese Bodengemenge allein unter bodenmechanischen Gesichtspunkten ausschließlich zur Modellierung künftiger Grünflächen (auch in Erdwällen / Lärmschutzwällen) und/oder künftig begrünter Deponien vorzusehen. Ein Einbau in Kanal- und Leitungstrassen künftiger Grünflächen ist nur oberhalb der in sachgemäßem Material gebetteten Kanalrohre / Leitungen denkbar. Kleinere Nachsackungen der Geländeoberkante können hier in der Regel toleriert und bei Bedarf nachgearbeitet werden.

Die darüber hinaus im Rahmen von Erdarbeiten anfallenden, **anthropogen umgelagerten Sandpartien mit fehlenden bis geringen bindigen Anteilen (dann max. „schwach schluffig“) und gleichzeitig fehlender bis geringer Humusführung (dann max. „schwach humos“)** sowie **leicht bindige (dann „schwach schluffig“) Sandpartien des Münsterländer Kiessandzuges** repräsentieren im Sinne der ZTVA-StB 97 Böden der Verdichtbarkeitsklasse V 1. Es handelt sich hierbei demzufolge an für sich um ein vergleichsweise günstiges Füll- und Auftragsmaterial für künftige Hoch- und Tiefbaumaßnahmen.

Zu beachten ist aber, dass die in den besagten Sandpartien enthaltenen, wenn auch geringen bindigen Anteile der Korngröße $\leq$ 0,063 mm zu einer geringfügigen Einschränkung der kapillarbrechenden Eigenschaften, z.T. auch zu einer Einschränkung der Frostsicherheit, führen können. Folglich ist die Einbaumöglichkeit der schwach schluffigen Sandpartien in Einbaubereichen, in denen das Einbaumaterial höheren Anforderungen unterliegt (z.B. ausreichende kapillarbrechende Wirkung, uneingeschränkte Frostsicherheit, Nachweis eines dauerhaften Durchlässigkeitsbeiwertes $k_f \geq 1 \times 10^{-4}$ m/s, etc.), trotz einer Einstufung als V 1 – Material mitunter eingeschränkt.

Werden diese Sande für den Einbau in Arbeitsräumen unterkellerter Hochbauten anvisiert, sollte dies nur im Falle einer Auslegung der Kelleraußenwände für die Lastfälle „drückendes Wasser“ oder „zeitweise aufgestaute Sickerwässer“ erfolgen. In Arbeitsräumen nur gegen Erdfeuchtigkeit gedichteter Bauteile setzt der Einbau dieser Sande im Wandanschluss die zusätzliche Einrichtung von Kiessandsickerschlitzen und/oder Drainplatten in Verbindung mit einer basalen Drai-

nage, unter Bodenplatten den Einbau ausreichend dimensionierter kapillarbrechender Schüttungen voraus.

Die **weitestgehend ohne bindige Anteile oder nur mit marginaler Führung von bindigen Anteilen** (dann max. „partiell schwach schluffig“) **erbohrten Sandpartien des Münsterländer Kiessandzuges** repräsentieren im Sinne der ZTVA-StB 97 Gemenge der Verdichtbarkeitsklasse V 1 und stellen im Falle einer fachgerechten Separierung von den restlichen Abtrags-/Aushubböden bei Durchlässigkeitsbeiwerten k_f von $\geq 1 \times 10^{-4}$ m/s generell ein günstiges Füll- und Bodenauftragsmaterial für künftige Hoch- und Tiefbaumaßnahmen dar.

Die bereichsweise erfassten **mäßig bindigen** (dann „schwach schluffig bis schluffig“) **Sandzwischenlagen** entsprechen im Sinne der ZTVA-StB 97 überwiegend Böden der Verdichtbarkeitsklasse V 2, die bereichsweise erfassten **deutlich bindigen, zugleich bereits leicht verlehmten** („schluffig“ bis„stark schluffig, partiell schwach tonig“) **Sandzwischenlagen** sowie die bereichsweise erfassten **Schluff-Zwischenlagen** und der im östlichsten Flächenabschnitt im basalen Abschnitt des aufgeschlossenen Baugrundprofils erbohrte **Geschiebemergel** Böden der Verdichtbarkeitsklasse V 3.

Die Böden der Verdichtbarkeitsklassen V 2 und V 3 lassen sich im Gegensatz zu den Gemengen der Verdichtbarkeitsklasse V 1 aufgrund ihrer wechselnden Wasserempfindlichkeit grundsätzlich nur in einem max. erdfeuchten Zustand („optimaler Wassergehalt“ ist zu beachten) des Bodensubstrates bei gleichzeitig trockener Witterung fachgerecht einbauen und verdichten.

Bei zu hohen Wassergehalten ist neben natürlichen Trocknungsprozessen eine Konditionierung dieser Bodengemenge in einen einbau- und verdichtungsfähigen Zustand mittels der Zugabe von Feinkalk / Kalkhydrat zur Herabsetzung der Wassergehalte möglich. Wird dieses Bodengemenge mittels Kalk-Zement-Mischbindemitteln „vermörtelt“, kann zugleich die Eigensteifigkeit / „Druckfestigkeit“ des Einbaumaterials deutlich verbessert / erhöht werden.

Vor dem Hintergrund der wechselnd reduzierten Wasserdurchlässigkeiten der Bodengemenge der Verdichtbarkeitsklassen V 2 und V 3 wird von deren Einbau in Arbeitsräumen unterkellerter Hochbauten sowie in Kanaltrassen versiegelter Verkehrswege seitens des Baugrundsachverständigen generell abgeraten.

Zu empfehlen ist ein Einbau dieser wechselnd bindigen Böden / Lockergesteine in erster Linie im Rahmen größerflächiger Geländeausgleichsmaßnahmen unter Beachtung der in unterschiedlichem Maße „wasserstauenden“ Eigenschaften. Werden diese Bodenpartien mittels Kalk-Zement-Mischbindemitteln (z.B. DOROSOL C 50) „vermörtelt“, entstehen extrem gering wasserdurchlässige „Sperrschichten“ und zudem nach Abschluss der Aushärtephase feste, z.T. annähernd felsartige, dann vergleichsweise schwer lösbarer Bodenkörper.

3.3 Allgemeine Verwendungs- bzw. Verwertungsmöglichkeiten von Aushubmaterial unter umwelttechnischen / umweltrelevanten Gesichtspunkten

Sowohl die im Zuge der durchgeführten Baugrundvorerkundung des Jahres 2021 als auch die im Rahmen der detaillierten Baugrunduntersuchungen 2022 entnommenen Bodenproben wurden seitens des Unterzeichners auch einer organoleptischen, sprich einer optischen und geruchlichen Bewertung hinsichtlich möglicher umweltrelevanter Schadstoffe und einer daraus ggf. resultierenden Gefährdung der zu berücksichtigenden Schutzgüter (z.B. Mensch und Grundwasser) unterzogen.

Organoleptische Auffälligkeiten, die auf eine erhöhte Belastung mit umweltrelevanten Schadstoffen und eine daraus ggf. resultierende Gefährdung für die Maßgebenden Schutzgüter hinweisen könnten, wurden an den gesichteten Bodenproben nicht festgestellt.

Infolge der anthropogenen Überprägung des Areals durch die Vornutzung mit zumindest im obersten Profilabschnitt nachweislichen Störungen / Umlagerungsprozessen des „gewachsenen“ Baugrundes kann jedoch nicht völlig ausgeschlossen werden, dass das anthropogen umgelagerte „Mutterbodenäquivalent“ sowie die darunter vielfach noch folgenden „Umlagerungssande“ mit sporadisch erfassten „Fremdeinschlüssen“, wie Gesteinsbruch, z.T. auch Bauschutt (hier Ziegelbruch), eine „Minderbelastung“ mit umweltrelevanten Schadstoffen aufweisen, was zu einem geringfügigen technischen und wirtschaftlichen Mehraufwand bei der externen Verwertung von Aushub- und Abtragsmaterial im Sinne der LAGA-Richtlinie, ferner auch im Sinne der Bundesbodenschutzverordnung (betrifft dann in erster Linie den „Mutterboden“), führen kann.

In der Regel wird mittlerweile eine umwelttechnische Untersuchung erdbautechnisch anfallender Schüttungen / Bodengemenge bei einer anvisierten externen Entsorgung von den zuständigen Behörden / Annahmestellen gefordert, selbst wenn das einzubauende / anzunehmende Material natürliche Böden ohne Fremdanteile sowie ohne organoleptische Auffälligkeit repräsentiert. Teilweise können auch natürliche Böden eine geogen bedingte Hintergrundbelastung mit umweltrelevanten Schadstoffen (vielfach Metalle/Schwermetalle) aufweisen, was ebenfalls zu einem technischen und wirtschaftlichen Mehraufwand bei der externen Verwertung von Aushubmaterial im Sinne der LAGA-Richtlinie und/oder der Bundesbodenschutzverordnung führen kann.

Zu Ausschreibungszwecken der Erdarbeiten und hierbei insbesondere zur orientierenden Bewertung der Verwertungs- / Entsorgungsmöglichkeiten des Abtrag- bzw. Aushubmaterials können die im Rahmen der detaillierteren Baugrunduntersuchungen des Jahres 2022 entnommenen Bodenproben zu Mischproben zusammengefasst und anschließenden umwelttechnischen Untersuchungen gemäß dem

Untersuchungsprogramm der Richtlinie LAGA-Boden (11/2004) unterzogen werden.

Diese Leistungen werden seitens der Stadt Münster auch angestrebt, wobei die Festlegung der Mischprobenzusammenstellung und der Laboranalytik erst nach Vorlage und Durchsicht des Baugrundgutachtens in Abstimmung zwischen dem Auftraggeber und ggf. weiteren relevanten Behörden der Stadt Münster, ferner auch ggf. unter Einbeziehung weiterer Fachplanern (Architekten / Bauingenieure / Freiflächenplaner) und dem Baugrundsachverständigen erfolgt.

Die Ergebnisse der umwelttechnischen Laboranalysen werden diesem Baugrundgutachten dann in einer separaten gutachterlichen Stellungnahme nachgereicht.

Aus gutachterlicher Sicht werden sich im Rahmen künftiger Erdarbeiten – auch in Abhängigkeit von der letztendlich maßgebenden, maximalen Aushubtiefe – maximal nachfolgende 6 Abtragsböden / Aushubgemenge voneinander separieren lassen, welche erfahrungsgemäß auch unterschiedliche „Schadstoff-Konzentrationen“ aufweisen können:

1) Mutterboden, anthropogen gestört bzw. umgelagert

2) weitere anthropogen umgelagerte Sande mit meist fehlender bis geringer, örtlich mäßiger bis deutlicher Humusführung und meist fehlenden bis geringen bindigen Anteilen

3) schwach schluffige Sandpartien des Münsterländer Kiessandzuges

4) weitestgehend Schluff-freie bis „partiell schwach schluffige“ Sandpartien des Münsterländer Kiessandzuges

5) mäßig bis deutlich bindige, partiell leicht verlehmte Sand-Zwischenlagen des Münsterländer Kiessandzuges

6) wechselnd sand- und tonhaltige Schluff-Zwischenlagen

7) Geschiebemergel

Aus gutachterlicher Sicht scheint bei den erwarteten Erdeingriffen zunächst die Bildung von mindestens 3 Mischproben zielführend, wobei die Mischprobe MP 1 den „Mutterboden“, die Mischprobe MP 2 die weiteren „Umlagerungssande“ und die Mischprobe MP 3 die Sande aus 3) und 4) beinhalten sollte. *Da das Areal recht groß ist, wäre zu überlegen, ob die Mischproben nicht vorher mit dem AG festgelegte Teilflächen berücksichtigen und dann in ihrer Anzahl entsprechend erhöht werden sollen.*

Für den Fall, dass die Festlegung des Umfangs der umwelttechnischen Untersuchungen seitens des Auftraggebers und/oder seiner Fachplaner zunächst auf eine spätere Planungsphase vertagt werden soll, werden die im Zuge der detaillierteren Baugrunduntersuchungen **entnommenen Bodenproben noch bis max. 6 Monate nach Durchführung der örtlichen Bodenaufschlüsse in den Räumen der igb GbR zurückgestellt**.

Erst nach Ablauf dieser Frist werden die zunächst rückgestellten Proben einer geregelten Entsorgung zugeführt.

3.4 Homogenbereiche (2015)

Auf Grundlage der 2015 novellierten DIN 18 300 (Erdarbeiten), DIN 18301 (Bohrarbeiten) und DIN 18304 (Rammarbeiten) lässt sich der erkundete / angetroffene Baugrund – basierend auf den Ausführungen in Kapitel 2.2.1 sowie 2.3 – allein unter Beachtung der Korngrößen- und Materialzusammensetzung in erster Linie in nachfolgende Schichten und die im Anschluss dem jeweiligen Gewerk zugeordneten „Homogenbereiche“ differenzieren:

Schicht 1	**in erster Linie durch landwirtschaftliche Nutzung gestörter, bzw. anthropogen umgelagerter, *Mutterboden*** in Form stärker humushaltiger Sande mit meist geringen bindigen Anteilen sowie Wurzelresten aus der vorhandenen Vegetation
Schicht 2	**weitere anthropogene Umlagerungsböden** aus vornehmlich nichtbindigen bis leicht bindigen Sanden mit meist fehlender bis geringer, nur bereichsweise (s. z.B. RKS 7 + RKS 25) mäßig bis deutlich erhöhter Humusführung und nur sporadisch erfassten Einschlüssen von Bauschutt (hier Ziegelbruch) sowie von natürlichem Gesteinsbruch
Schicht 3	**Quartär (Pleistozän)** hier: nichtbindige bis gemischtkörnige Böden (Sande) mit fehlenden bis geringen bindigen Anteilen
Schicht 4	**Quartär (Pleistozän)** hier: gemischtkörnige Böden (Sande) mit mäßig bis deutlich erhöhten bindigen Anteilen und einer teilweise leichten Verlehmung
Schicht 5	**Quartär (Pleistozän)** hier: bindige Böden (Schluffe) mit leichtem bis deutlichem plastischen Verhalten
Schicht 6	**Quartär (Pleistozän)** hier: bindige bis gemischtkörnige Böden (Geschiebemergel) mit mäßigem bis deutlichem plastischen Verhalten

Hinsichtlich der **Lösbarkeit** lassen sich die Schichten 1 bis 6 nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand gemäß DIN 18 300 (Erdarbeiten – Lösen) zu dem „Homogenbereich“ LÖS-A zusammenfassen, wobei sich dieser Baugrundabschnitt ausschließlich mit dem Einsatz glatter Schneiden lösen lässt.

Hinsicht der **Einbaufähigkeit** der Aushubböden empfiehlt sich aus gutachterlicher Sicht unter Beachtung der DIN 18 300 (Erdarbeiten – Einbauen) eine Differenzierung in nachfolgende „Homogenbereiche“:

Schicht 1 bei örtlich (s. RKS 7) z.T. mäßig erhöhter Humusführung auch Teile von Schicht 2	EIN-A	(Einbau in künftigen Grünflächen, deponietechnische Verwertung, Verwertung in Aufbereitungsanlagen für stärker humushaltige Produkte)
Schichten 4, 5 + 6	EIN-B	(gemischtkörnige Böden mit mäßig bis deutlich erhöhten bindigen Anteilen, entsprechender Wasserempfindlichkeit und entsprechend reduzierter Wasserdurchlässigkeit)
Schichten 2 + 3	EIN-C	(nichtbindige bis gemischtkörnige Böden mit fehlenden bis geringen bindigen Anteilen / an für sich günstiges Füll- und Bodenauftragsmaterial, bei Schicht 2 z.T. geringe Einschränkungen durch Humusführung möglich)

Hinsicht der **Bohrbarkeit** des Untergrundes empfiehlt sich aus gutachterlicher Sicht unter Beachtung der DIN 18 301 (Bohrarbeiten) nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand die Schichten 1 bis 6 zu einem „Homogenbereich“ BOHR-A zusammenzufassen.

Hinsicht der **Rammbarkeit** des Untergrundes empfiehlt sich aus gutachterlicher Sicht unter Beachtung der DIN 18 304 (Rammarbeiten) nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand ebenfalls, die angetroffenen Schichten 1 bis 6 zu einem „Homogenbereich“ RAMM-A zusammenzufassen.

3.5 Tragfähigkeitseigenschaften des Baugrundes für die anvisierten Hochbauten, Bodenaustausch- und Bodenauftragsarbeiten, Gründungsempfehlung

a) „Hauptgebäude“

Das in Kapitel 1 angenommene Gründungsniveau (Fundament- bzw. Plattenunterkante) des „Hauptgebäudes“ verläuft entsprechend der Schichtenprofile und Rammdiagramme der Anlagen 2.1 und 2.2 zumeist oberhalb des Abtragplanums (Basis Mutterboden / „Mutterbodenäquivalent“), teilweise noch im Niveau anthropogener „Umlagerungssande“ und nur sehr untergeordnet (Aufzugsunterfahrten) ggf. noch im Niveau des „gewachsenen“ Baugrundes mit hier überwiegend nichtbindigen, untergeordnet leicht bindigen (dann max. „schwach schluffig“) Sanden der Fein- und Mittelsand-Fraktion.

Darunter folgen im Hauptlastabtragsbereich vorwiegend nichtbindige bis max. leicht bindige (max. „schwach schluffig“) Sande insgesamt guter Kornstützung, in welche sich bereichsweise und in unterschiedlicher Tiefe wechselnd bindige / lehmige Sandlagen sowie Schlufflagen variierender Schichtstärke (in Größenordnungen zwischen rd. 0,1 und 1 m angetroffen) einschalten.

Während die anthropogenen „Umlagerungssande“ z.T. nur eine mindere, sprich dann lockere Lagerung und bereichsweise noch eine mäßige bis deutliche Humusführung aufweisen, kann dem „gewachsenen“ Baugrund durchweg eine mindestens mitteldichte Lagerung (Sande sowie weitestgehend tonfreie Schluffe) oder steife Konsistenz (tonhaltige plastische Schluffe) zugeordnet werden.

Zur Vermeidung unverträglicher Bauwerkssetzungen und insbesondere unverträglicher Setzungsdifferenzen ist im Hauptlastabtragsbereich konventioneller Fundament- oder Plattengründungen in der Regel ein mindestens mitteldicht gelagerter und/oder steifer Baugrund zu fordern. Diese Rahmenbedingungen werden in den Bodenaufschlüssen für das „Hauptgebäude“ stets eingehalten.

Ferner darf der Baugrund – je nach Bauwerkslast und Lastverteilung sowie der Setzungsempfindlichkeit der tragenden Hochbaukonstruktionen – zwecks Vermeidung unverträglicher Setzungsdifferenzen im Hauptlastabtragsbereich keine zu großen Inhomogenitäten in dessen Eigensteifigkeit / „Druckfestigkeit“ aufweisen. So könnten ggf. unverträgliche Setzungsdifferenzen der tragenden Hochbaukonstruktion im relevanten Baufeld z.B. auftreten, falls höher konzentrierte Lasten einerseits direkt in dichter gelagerte Sande guter Kornstützung, anderseits aber direkt in Schluffe mit einem demgegenüber deutlich minderen Steifemodul eingeleitet werden. Dieser Fall tritt bei der geplanten Höhenentwicklung des Erdgeschossfußbodens und einem Mindestabstand der erbohrten Schluffe zur kalkulierten Gründungsebene von ≥ 1,5 m (im Bereich der Aufzugsunterfahrten ≥ 1 m)

nicht ein. Zudem führt die seitens der Tragwerksplaner anvisierte Flächengründung über bewehrte Bodenplatten mit nur im Bereich höher belasteter Stützen sowie im Randbereich integrierten „Einzelfundamenten“ / „Frostschürzen“ (meist als voutenförmige Plattenverstärkungen, ggf. z.T. als Magerbetonunterfütterungen) zu einer Vergleichmäßigung der Lastverteilungen bzw. zu einer Reduzierung der Lastspitzen an der Unterkante des Gründungskörpers.

Bei der angedachten Höhenentwicklung der einzelnen Geschoss-Ebenen und der seitens der Tragwerksplaner angedachten Gründungsart ist zur Vermeidung unverträglicher Setzungen und insbesondere unverträglicher Setzungsdifferenzen zunächst dafür Sorge zu tragen, dass auf Höhe des Abtragplanums (Basis Mutterboden / „Mutterbodenäquivalent“) u.U. partiell noch mit erhöhtem Humusanteil behaftete und dann mittel- bis langfristig in ihrer Raumbeständigkeit eingeschränkte „Umlagerungssande“ vollständig bis auf max. schwach humose „Umlagerungssande“ oder bis auf den „gewachsenen“, dann weitestgehend humusfreien Sandboden aufgenommen und z.T. minder gelagerte Abschnitte der max, schwach humosen „Umlagerungssande“ fachgerecht mittels geeigneter Walzen in eine mindestens mitteldichte Lagerung überführt werden.

Auf diesem „baureifen“ Untergrund sind dann als zusätzlicher Niveauausgleich nichtbindige bis gemischtkörnige, zugleich humusfreie Sande im Sinne DIN 1054 mit < 10 Gew-% bindigen Anteilen und einer generell fehlenden Ton-Fraktion (Bodengruppen SE / SW / SU gem. DIN 18 196; Bodenklasse 3 gem. DIN 18 300) mit einer zuoberst unter der Stahlbetonsohle eingebauten, kapillarbrechenden „Grobschüttung“ (Kies oder Schotter; Mindeststärke 0,3 m) zu empfehlen. In den morphologisch höchsten Flächenabschnitten sowie im Bereich der Aufzugsunterfahrten wird die kapillarbrechende Grobschüttung ggf. direkt dem „Umlagerungssand“ oder gar dem „gewachsenen“ Sandboden aufgelagert.

Die im Sohlen- und Fundamentunterbau vorgesehenen Einbaugemenge sind in Lagen von max. 0,3 m einzubringen und mittels adäquater Verdichtungsgeräte auf 100 % der einfachen Proctordichte zu verdichten.

Wird die Verdichtung der Einbausande und/oder die Nachverdichtung max. schwach humoser „Umlagerungssande“ mittels dynamischer Plattendruckversuche überprüft, sollte auf dem Sand ein dynamischer Verformungsmodul E_{vdyn} in Größenordnungen zwischen 25 und 30 MPa angestrebt werden. Auf der kapillarbrechenden „Grobschüttung“ sollte dieser Wert zwischen 40 und 50 MPa liegen.

b) Logistiklager

Das in Kapitel 1 angenommene Gründungsniveau (Fundamentunterkante) des hallenförmigen Logistiklagers mit integriertem Notstromnetzersatz und Tankanlage verläuft entsprechend der Schichtenprofile und Rammdiagramme der Anlagen

2.3 und 2.4 weitestgehend oberhalb des Abtragplanums (Basis Mutterboden / „Mutterbodenäquivalent“) und nur sehr untergeordnet ggf. noch im Niveau anthropogener „Umlagerungssande“ von z.T. lockerer, z.T. mitteldichter Lagerung.

Darunter folgen im Hauptlastabtragsbereich als „gewachsener“ Baugrund weitestgehend nichtbindige, nur partiell leicht bindige (dann max. „schwach schluffig“) Sande von mindestens mitteldichter Lagerung und insgesamt guter Kornstützung,

Die im Bereich des „Hauptgebäudes“ noch verstärkt angetroffenen Zwischenlagen bindiger/lehmiger Sande sowie wechselnd sand- und tonhaltiger Schluffe wurden hier in den Aufschlüssen – mit Ausnahme einer rd. 0,1 m starken Schluff-Lage in RKS 21 – nicht erbohrt.

Zur Gewährleistung einer fachgerechten Gründung der tragenden „Hallenkonstruktion“ und auch eines fachgerechten Unterbaus der hier geplanten Industriesohle ist dafür Sorge zu tragen, dass auf Höhe des Abtragplanums (Basis Mutterboden / „Mutterbodenäquivalent“) u.U. partiell noch mit erhöhtem Humusanteil behaftete und dann mittel- bis langfristig in ihrer Raumbeständigkeit eingeschränkte „Umlagerungssande“ vollständig bis auf max. schwach humose „Umlagerungssande“ oder bis auf den „gewachsenen“, dann weitestgehend humusfreien Sandboden aufgenommen und z.T. minder gelagerte Abschnitte der max. schwach humosen „Umlagerungssande“ fachgerecht mittels geeigneter Walzen in eine mindestens mitteldichte Lagerung überführt werden.

Auf diesem „baureifen“ Untergrund sind dann – analog zum „Hauptgebäude“ – als zusätzlicher Niveauausgleich nichtbindige bis gemischtkörnige, zugleich humusfreie Sande im Sinne DIN 1054 mit < 10 Gew-% bindigen Anteilen und einer generell fehlenden Ton-Fraktion (Bodengruppen SE / SW / SU gem. DIN 18 196; Bodenklasse 3 gem. DIN 18 300) mit einer zuoberst unter der Industriehallensohle eingebauten Tragschicht zur fachgerechten Aufnahme der erwarteten Verkehrs- und Stapellasten zu empfehlen. Als Material für die Tragschicht bietet sich in erster Linie güteklassifizierter Hartkalkstein-Schotter der Körnung 0/45 mit bindigen Anteilen von < 5 Gew.-%, einer generell fehlenden Ton-Fraktion sowie einer stetig steigenden Körnungslinie bei einem seitens des Lieferanten bzw. des ausführenden Tiefbauunternehmens dauerhaft nachgewiesenen Durchlässigkeitsbeiwert k_f in Größenordnungen von $\geq 1 \times 10^{-4}$ m/s an.

Die im Sohlen- und Fundamentunterbau vorgesehenen Einbaugemenge sind in Lagen von max. 0,3 m einzubringen und mittels adäquater Verdichtungsgeräte auf 100 % der einfachen Proctordichte zu verdichten. Wird die Verdichtung der Einbausande und/oder die Nachverdichtung max. schwach humoser „Umlagerungssande“ mittels dynamischer Plattendruckversuche überprüft, sollte auf dem Sand ein dynamischer Verformungsmodul E_{vdyn} in Größenordnungen zwischen 25 und 30 MPa angestrebt werden.

Die Mindeststärke der Tragschicht unter der Hallensohle wird auf den o.a. Einbausanden mit 30 cm empfohlen. Diese Mindeststärke basiert auch auf der Annahme, dass der Hallenbauer in Anlehnung an vergleichbare Hochbaumaßnahmen auf der Tragschicht bei Durchführung statischer Lastplattendruckversuche in Abhängigkeit von der Ausführung mit Mattenbewehrung oder Stahlfaserbeton einen Verformungsmodul E_{v2} in Größenordnungen zwischen rd. 80 und 100 MPa bei einem E_{v2}/E_{v1}-Verhältnis ≤ 2,5 fordern wird. Sollte alternativ eine Ausführung der Hallensohle in Walzbeton angestrebt werden, ist eine Verstärkung der Tragschicht auf rd. 40 cm zielführend, wobei dann ein Verformungsmodul E_{v2} in Größenordnungen von mind. 120 MPa bei einem E_{v2}/E_{v1}-Verhältnis ≤ 2,3 erreicht werden sollte.

c) Nebengebäude nördlich des künftigen Sportfeldes / Spielfeldes einschließlich Übungsturm

Das in Kapitel 1 angenommene Gründungsniveau (Fundamentunterkante) der **nichtunterkellerten Nebengebäude** verläuft entsprechend der Schichtenprofile und Rammdiagramme der Anlage 2.5 stets noch deutlich oberhalb des Abtragplanums (Basis Mutterboden / „Mutterbodenäquivalent“).

Darunter folgen im Hauptlastabtragsbereich – analog zu den anderen Flächenabschnitten – anthropogene „Umlagerungssande“ mit hier überwiegend lockerer Lagerung und zumindest in den Bodenaufschlüssen RKS 7 sowie RKS 25 nachweislich mäßig bis deutlich erhöhten humosen Anteilen bei einer entsprechend eingeschränkten Raumbeständigkeit infolge des möglichen Humuszersatzes bei Sauerstoffzutritt.

Demzufolge sollte im Hinblick auf die anstehenden Neubaumaßnahmen davon ausgegangen werden, dass auch die anthropogenen „Umlagerungssande“ hier im Bereich massiver Hochbauten zur Vermeidung künftiger Setzungsschäden größtenteils aufgenommen und gegen geeignetes Bodenmaterial ersetzt werden müssen.

Als „gewachsener“ Baugrund folgen hier überwiegend nichtbindige, z.T. auch leicht bindige (dann max. „schwach schluffig“) Sande von mindestens mitteldichter Lagerung, einer insgesamt guten Kornstützung und demzufolge guter Tragfähigkeit.

Zur Gewährleistung einer fachgerechten Gründung der tragenden Konstruktionen nichtunterkellerter Nebengebäude sind als Niveauausgleich zwischen den Fundamenten und den Bauwerkssohlen, ferner auch als Austauschmaterial für die mit wechselnd erhöhten bindigen Anteilen behafteten „Umlagerungssande“ – analog zum „Hauptgebäude“ – nichtbindige bis gemischtkörnige, zugleich humusfreie Sande im Sinne DIN 1054 mit < 10 Gew-% bindigen Anteilen und einer generell fehlenden Ton-Fraktion (Bodengruppen SE / SW / SU gem. DIN 18 196; Boden-

klasse 3 gem. DIN 18 300) mit einer direkt unter den Bauwerkssohlen eingebauten kapillarbrechenden „Grobschüttung“ (Schotter oder Kies; Mindeststärke 0,3 m) zu empfehlen.

Die im Sohlen- und Fundamentunterbau vorgesehenen Einbaugemenge sind in Lagen von max. 0,3 m einzubringen und mittels adäquater Verdichtungsgeräte auf 100 % der einfachen Proctordichte zu verdichten.

Wird die Verdichtung der Einbausande und/oder die Nachverdichtung max. schwach humoser „Umlagerungssande“ mittels dynamischer Plattendruckversuche überprüft, sollte auf dem Sand ein dynamischer Verformungsmodul E_{vdyn} in Größenordnungen zwischen 25 und 30 MPa angestrebt werden. Auf der kapillarbrechenden „Grobschüttung“ sollte dieser Wert zwischen 40 und 50 MPa liegen.

Das in Kapitel 1 kalkulierte Gründungsniveau (Plattenunterkante) des **unterkellerten Übungsturmes** verläuft in Abgleich mit dem Schichtenprofil der RKS 25 sowie dem Rammdiagramm der DPL 19 in einem leicht bindigen (dann max. „schwach schluffig“) Sand von mitteldichter Lagerung und gleichzeitig günstiger Kornstützung.

Da es sich hierbei in der kalkulierten Gründungsebene noch um recht feinkörnige Sande (hier schwach schluffige Feinsande) mit der bei Starkregen bestehenden Gefahr eines zeitweisen Einstaus von Niederschlagswasser in der Baugrubensohle mit temporären Instabilitäten der Aushubebene samt möglichen Ausspülungen von sandigem Bodensubstrat handelt, sollte die Aushubebene entweder unmittelbar nach dem Aushub mit einer stärkeren Lage unbewehrten Betons / Magerbetons angedeckt oder mit einem mindestens 30 cm starken Schotterpolster (zu empfehlen ist dann HKS 0/45 mit bindigen Anteilen von < 5 Gew.-%, einer generell fehlenden Ton-Fraktion sowie einer stetig steigenden Körnungslinie bei einem seitens des Lieferanten bzw. des ausführenden Tiefbauunternehmens dauerhaft nachgewiesenen Durchlässigkeitsbeiwert k_f in Größenordnungen von $\geq 1 \times 10^{-4}$ m/s) stabilisiert werden.

Bei Durchführung dynamischer Plattendruckversuche auf dem Schotterpolster sollte ein dynamischer Verformungsmodul E_{vdyn} in Größenordnungen zwischen 40 und 50 MPa angestrebt werden.

3.6 Bemessung von Gründungskörpern, Bauwerkssetzungen

a) „Hauptgebäude“

Bei der statischen Bemessung der in Abstimmung mit dem Statiker / Tragwerksplaner anvisierten Flächengründung des „Hauptgebäudes“ nach dem Bettungsmodulverfahren ist unter Beachtung der zunächst in Kapitel 1 kalkulierten charakteristischen Gebäudelasten samt der im Bereich tragender Stützen und Wandscheiben maximal erwarteten Punkt- und Linienlasten sowie der daraus an der Unterkante des Gründungskörpers abgeschätzten charakteristischen Sohldrücke im Bereich konzentrierter Lasteinträge (hier unter tragenden Stützen und Wandscheiben, sprich auch im Bereich in die Platte integrierter „Einzel- und Streifenfundamente“ bzw. voutenförmiger Plattenverstärkungen) der Ansatz eines statischen Bettungsmoduls $k_{s,k}$ in Größenordnungen zwischen **17,5** und 20 **MN/m³** realistisch. Dieser Bettungsmodul berücksichtigt Abschnitte des Baugrundes, in denen sich die im gut korngestützten Sand eingeschalteten Schluffe / Lehme noch auf das Setzungsverhalten auswirken, wobei als „worst case“ das Profil der RKS 2 gewählt worden ist. Strebt der Statiker an, die statische Bemessung der Flächengründung mit variierenden Bettungsmoduln durchzuführen, wäre im Bereich flächiger belasteter Plattenabschnitte ein Bettungsmodul $k_{s,k}$ in Größenordnungen zwischen rd. 10 und 12,5 MN/m³ zielführend.

Den höheren Bettungsmoduln liegt unter Beachtung der in Kapitel 1 vorläufig kalkulierten charakteristischen Linienlasten der tragenden Wandscheiben sowie Punktlasten der tragenden Stützen ein bei Durchführung von Setzungsberechnungen an der Unterkante der Gründungsplatte für eine linienförmige Ersatzfläche mit einer Breite $b \approx 1{,}25$ m sowie eine quadratische / kreisförmige Ersatzfläche mit einem Querschnitt von knapp über 3 m berücksichtigter charakteristischer Sohldruck bis $\sigma \approx 250$ kN/m² und ein im äußersten Randbereich von Gründungsplatten maximal kalkulierter charakteristischer Sohldruck bis $\sigma \approx 300$ kN/m² zugrunde. Der reduzierte Bettungsmodul basiert auf „geringeren“ Sohldrücken in Größenordnungen um $\sigma = 100$ kN/m² bei einer rechnerisch berücksichtigten „Ersatzfläche“ bis 10 x 10 m.

Da die Stahlbetonsohle bei der anvisierten Plattenstärke mit Ausnahme voutenförmiger Verstärkungen weitestgehend als „elastischer“ Körper auf dem Baugrund gebettet werden dürfte und annähernd starre Plattenabschnitte größerer Grundfläche eher unwahrscheinlich sind, scheint insgesamt zunächst eine Bemessung der Flächengründung mit den “höheren“ Bettungsmoduln, sprich mit ca. **17,5 MN/m³**, angebracht.

Stellt man im Hauptlastabtragsbereich günstigere Baugrundverhältnisse mit im „best case“ durchgehend nichtbindigen bis leicht bindigen (max. „schwach schluffig“) Sanden guter Kornstützung dem gegenüber, wäre hier im Bereich konzentrierter Lasteinträge ein statischer Bettungsmodul $k_{s,k}$ in Größenordnungen zwischen

22,5 und 25 MN/m^3, im Bereich flächigerer, dann annähernd starrer Plattenabschnitte in Größenordnungen um 15 MN/m^3 realistisch. Da diese „günstigeren" Baugrundpartien ohne Zwischenlagen bindiger/lehmiger Sande und/oder wechselnd sand- und tonhaltiger Schluffe nicht exakt von den „ungünstigeren" Baugrundpartien abgegrenzt werden können, sollte diese „besseren" Bettungsmoduln bei der statischen Bemessung der Flächengründung des „Hauptgebäudes" vernachlässigt werden.

Die Bauwerkssetzungen bzw. die maximalen Verformungen an der Unterkante der Gründungsplatte werden unter Ansatz einer „mittleren" Gebäudelast in Größenordnungen zwischen rd. 100 und 125 kN/m^2 für die mehrgeschossigen Gebäudeabschnitte rechnerisch in Größenordnungen zwischen rd. s = 0,7 und 1,2 cm kalkuliert.

Die unter tragenden Wandscheiben sowie tragenden Stützen bei linienförmigen Ersatzflächen von b ≈ 1,25 m bzw. quadratischen / kreisförmigen Ersatzflächen mit einem Querschnitt von knapp über 3 m unter Ansatz eines charakteristischen Sohldrucks bis σ = 250 kN/m^2 durchgeführten Berechnungen führen zu Verformungen / Setzungen bis max. s = 1,5 cm. Infolge der Flächengründung mit der entsprechenden Vergleichmäßigung / Reduzierung der Sohldrücke im Bereich konzentrierter Lasteinträge dürften die maximalen Verformungen der Platte demgegenüber im Bereich der Lastspitzen tatsächlich einige Millimeter geringer ausfallen.

Die allein auf Grundlage der unter dem Gründungskörper verbleibenden Baugrundinhomogenitäten (hier einerseits Beeinflussung durch Schluffe / Lehme, anderseits ausschließlich Sande guter Kornstützung) resultierenden Setzungsdifferenzen werden in Größenordnungen von Δ s ≤ 0,5 cm auf einer Entfernung von ≥ 10 m abgeschätzt, was dann einer Winkelverdrehung α ≤ 1/2.000 entspricht.

b) Logistiklager zzgl. nichtunterkellerter Nebengebäude im nördlichen Anschluss zum geplanten Spielfeld / Sportfeld

Bei der statischen Bemessung von **bewehrten Streifenfundamenten / Gründungsbalken** sowie von bewehrten **Einzelfundamenten** der **nichtunterkellerten Logistiklagers** sowie **nichtunterkellerter Nebengebäude im Übergang zum künftigen Spielfeld / Sportfeld** ist unter Beachtung der Vorgaben der DIN 1054: 2005-01 mit dem zu führenden Nachweis des Grenzzustandes GZ 1B (Versagen von Bauwerken und Bauteilen / hier speziell der Nachweis der Grundbruchsicherheit) und einer seitens des Unterzeichners rechnerisch zunächst auf s ≤ 1 cm begrenzten Fundamentsetzung, ein rechnerischer Ansatz maximal nachfolgender **charakteristischer Sohldrücke** (früher mittlere Sohlnormalspannung bzw. zulässige Bodenpressung) zu empfehlen:

Streifenfundamente/Gründungsbalken (rechnerische Mindesteinbindung d = 0,8 m)

Einbindetiefe d (m)	Fundamentbreite b (m)	charakteristischer Sohldruck σ (kN/m^2)	Setzung s (cm)	Bettungsmodul $k_{s,k}$ (MN/m^3)
0,8	0,4	241	0.43	56
0,8	0,5	255	0.55	46.5
0,8	0,6	270	0.67	40.5
0,8	0,7	284	0.8	35.5
0,8	0,8	298	0.93	32
0,8	0,9	296	1.0	29.5
0,8	1,0	278	1.0	28

Einzelfundamente quadratischer bis rechteckiger Grundfläche – a/b ≤ 1,5 (rechnerische Mindesteinbindung d = 0,8 m)

Einbindetiefe d (m)	Fundamentbreite b (m)	charakteristischer Sohldruck σ (kN/m^2)	Setzung s (cm)
0,8	0,5	303	0.33
0,8	1,0	358	0.77
0,8	1,5	325	1.0
0,8	2,0	254	1.0
0,8	2,5	212.5	1.0

Zwischenwerte können in den beiden Tabellen jeweils linear interpoliert werden.

Die rechnerische Mindesteinbindetiefe der Fundamente beträgt d = 0,8 m unter künftiger GOK bzw. unter OK-Erdgeschossfußboden / OK-Hallenboden.

Die benannten charakteristischen Sohldrücke gelten stets für den Lastfall LF 1 der DIN 1054:2005-01 bei lotrechter Sohldruckbeanspruchung.

Im Falle einer zumindest zeitweise ausmittigen Belastung ist der aufnehmbare

charakteristische Sohldruck seitens des Statikers / Tragwerksplaners entsprechend der reduzierten Ersatzfläche / Ersatzbreite zu wählen.

Die Fundamenteigenlasten sind bei der rechnerischen Ermittlung der tatsächlichen Sohldrücke mit zu berücksichtigen.

Im Falle einer Bemessung der Fundamente gemäß DIN 1054:2010 / EC 7-1 sind die charakteristischen Sohldrücke der DIN 1054: 2005-01 mit dem Faktor 1,4 zu multiplizieren und entsprechen dann dem Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstandes.

Die rechnerische Setzung der Fundamente liegt unter Beachtung der Schichtenprofile und Rammdiagramme der Anlage 2 und unter Ansatz der in Kap. 2.3 angeführten charakteristischen Bodenkenngrößen des angetroffenen Baugrundes bei vollständiger Ausnutzung der in den Tabellen dargelegten charakteristischen Sohldrücke – je nach Fundamentbreite bzw. Fundamentgrundfläche sowie aktivierter „Ersatzfläche“ – für ein „mittleres“ Baugrundprofil in Größenordnungen zwischen s = 0,3 und 1,0 cm.

Die allein durch verbleibende natürliche Baugrundinhomogenitäten zu erwartenden Setzungsdifferenzen zwischen benachbarten Gebäudestützen und / oder zwischen tragenden Wandscheiben werden bei Beachtung der Schichtenprofile der Anlage 2 rechnerisch in Größenordnungen von $\Delta S \leq 0{,}5$ cm auf einer Entfernung von ≥ 10 m abgeschätzt, was dann einer Winkelverdrehung von $\alpha \leq 1/2.000$ entsprechen würde.

c) Übungsturm

Bei der statischen Bemessung der Flächengründung des mit Kellergeschoss geplanten Übungsturmes nach dem Bettungsmodulverfahren ist unter Beachtung der zunächst in Kapitel 1 kalkulierten charakteristischen Gebäudelasten und der erwarteten Sohldruckverteilungen an der Unterkante der Stahlbetonsohle der Ansatz eines statischen Bettungsmoduls $k_{s,k}$ in Größenordnungen um **20 MN/m³** realistisch.

Hierbei wird davon ausgegangen, dass die Stahlbetonsohle zunächst einen Überstand von rd. 0,5 m über das aufgehende Bauwerk und somit mit einer Grundfläche von rd. 9 x 5 m realisiert wird.

Unterstellt man einschließlich des Gründungskörpers einen idealisierten, sprich gleichmäßig auf den Baugrund einwirkenden „mittleren“ charakteristischen Sohldruck von rd. $\sigma = 100$ kN/m², maximale charakteristische Sohldrücke im Einflußbereich der tragenden Wandscheiben bis $\sigma = 200$ kN/m² und berücksichtigt bei der erwarteten Einbindung der Baugrube von rd. 1,5 m unter das aktuelle Gelände eine Vorbelastung des zum Lastabtrag genutzten sandigen Untergrundes von rd. $\sigma = 25$ kN/m², liegen die rechnerischen Setzungen des geplanten Bauwerks in Größenordnungen von $s \leq 0{,}7$ cm.

3.7 Bauzeitliche Wasserhaltungsmaßnahmen, Schutz der Gebäude vor Vernässungsschäden

Während der Erd- und Gründungsarbeiten ist nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand bei Erdeingriffen oberhalb einer absoluten Kote von rd. 61 m ü. NN nicht mit einem Eingriff in den zusammenhängenden Porengrundwasserkörper zu rechnen.

Unterstellt man eine Umsetzung der künftigen Gebäudesohlen und auch der im Übergang zu den Hochbauten neu modellierten Freiflächen gemäß der Ausführungen in Kapitel 1 wäre dann sowohl während der Erd- und Gründungsarbeiten zur Realisierung der anvisierten Hochbauten als auch während der Verlegung neuer Entwässerungskanäle nur das anfallende Tageswasser und ggf. örtlich über bindigeren Sandzwischenlagen sowie Schluffzwischenlagen reduzierter Wasserdurchlässigkeit zu geringmächtigen Schichtenwasserkörpern aufgestautes Sickerwasser in offener Wasserhaltung gemäß VOB abzuführen, sofern dieses nicht unmittelbar in den überwiegend recht gut wasserdurchlässigen Sandpartien des Münsterländer Kiessandzuges versickert.

Sollten die hydrogeologischen Gutachten der Stadtwerke Münster (s. Ausführungen in Kapitel 2.2.2) zu dem Schluss kommen, dass der Wasserspiegel des zusammenhängenden Porengrundwasserkörpers im Planraum nach der Schließung des Wasserwerkes Münster-Geist wider Erwarten über eine Kote von 61 m ü. NN bzw. bis in ein planseitig von Erdarbeiten tangiertes Tiefenniveau ansteigen kann, wäre hier in den meist recht gut wasserdurchlässigen Sanden des Münsterländer Kiessandzuges bauzeitlich optional eine Grundwasserabsenkung in geschlossener Wasserhaltung mittels Vakuumtiefbrunnen und/oder mittels Gravitationsbrunnen einzukalkulieren.

Eine alleinige Abdichtung erdberührter Bauteile gegen Bodenfeuchte bzw. gegen nichtdrückendes Wasser setzt gemäß der seit 2017 seitens der planenden Bauingenieure zu beachtenden DIN 18 533-1 bis mindestens 0,5 m unterhalb der untersten Abdichtungsebene einen sehr gut wasserdurchlässigen Baugrund mit Durchlässigkeitsbeiwerten $k_f \geq 1 \times 10^{-4}$ m/s voraus, der gleichzeitig dauerhaft „wasserfrei“ gehalten werden kann.

Werden die nichtunterkellerten Neubauabschnitte mit den in Kapitel 1 dargelegten Erdgeschoss-Fertigfußboden-Höhen realisiert, erfolgt der flächige Bodenauftrag mit nichtbindigen bis gemischtkörnigen Sanden mit fehlenden bis deutlich reduzierten bindigen Anteilen bei gleichzeitig fehlender Ton-Fraktion und wird unter den Gebäudesohlen eine kapillarbrechende Grobschüttung sehr guter Wasserdurchlässigkeit in einer Mindeststärke von 0,3 m eingebaut, dürften die Vorgaben der DIN 18 533-1 für eine alleinige Abdichtung der erdberührten Bauteile gegen Bodenfeuchte bzw. gegen nichtdrückendes Wasser erfüllt werden. Unterstellt wird dabei zugleich eine Modellierung der Gebäudeanschlussflächen mit leichtem Ge-

fälle vom jeweiligen Hochbau in die Freiflächen hinein, damit der bei Starkregen auftretende Oberflächenabfluss fachgerecht vom jeweiligen Hochbau abgehalten werden kann.

Fahrstuhlunterfahrten im Bereich des „Hauptgebäudes“ sollten vor dem Hintergrund der Ausbildungsmöglichkeit isolierter Schichtenwasserkörper über im Untergrund eingeschaltete Schluffe/Lehme sowie auch bindiger Sande reduzierter Wasserdurchlässigkeit generell für den Lastfall „zeitweise aufgestaute Sickerwässer“ ausgelegt und als wasserdichte Betonkonstruktion in WU-Beton mit wasserdichter Haltung von Fugen und Leitungsdurchlässen konzipiert werden, sofern diese Anlagen nicht ohnehin als wasserdichte Wannen für den Fall von Havarien der Aufzugstechnik realisiert werden.

Der unterkellerte Bauabschnitt des Übungsturmes bindet gemäß dem Schichtenprofil der RKS 25 in einen schwach schluffigen Feinsand mit gemäß der Körnungslinie auf Anlage 4.5 abgeschätzten Durchlässigkeitsbeiwerten k_f in Größenordnungen um 4×10^{-5} m/s ein. Wird der Keller als höherwertigeres Bauteil analog eines „normalen“ Nutzkellers ausgebaut und ein Anstieg des Wasserspiegels des zusammenhängenden Porengrundwasserkörpers bis zum Niveau der Kellersohle auch nach der Schließung der Wasserwerke Münster-Geist gemäß der hydrogeologischen Gutachten der Stadtwerke Münster ausgeschlossen (s. Ausführungen in Kapitel 2.2.2), ist bei strikter Auslegung der DIN 18 533-1 bei dem unter 1×10^{-4} m/s gelegenen Durchlässigkeitsbeiwert der schwach schluffigen Feinsande eine Ausbildung der erdberührten Bauteile des Kellers gegen Bodenfeuchte bzw. gegen nichtdrückendes Wasser nur in Verbindung mit einer unter dem Sohlenniveau ausgeführten Drainage zulässig.

Demzufolge empfiehlt sich, die erdberührten Bauteile des Kellergeschosses in wasserundurchlässigem Stahlbeton herzustellen, dabei aber nur die Sohle mit einer entsprechenden Rissbreitenbeschränkung für die Einwirkung eines geringfügig denkbaren Wasserdrucks bei gleichzeitig wasserdichter Haltung aller Fugen und Leitungsdurchlässen zu konzipieren, während diese Rissbreitenbeschränkung in den aufgehenden Betonwänden vernachlässigt werden könnte. Zugleich wäre der Arbeitsraum im direkten Anschlussbereich zu den aufgehenden Kellerwänden mit gut wasserdurchlässigen Sanden / Kiessanden bei einem Durchlässigkeitsbeiwert $k_f \geq 1 \times 10^{-4}$ m/s zu verfüllen.

Nur für den Fall, dass die hydrogeologischen Gutachten der Stadtwerke Münster zu dem Schluss kommen sollten, dass der höchste Wasserspiegel des zusammenhängenden Porengrundwasserkörpers bis über das Niveau der Kellersohle, sprich bei den aktuell angenommenen Ausführungshöhen bis über eine Kote von rd. 62 m ü. NN ansteigen kann (ist aus Sicht des Baugrundsachverständigen nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand unwahrscheinlich), wäre der Bemessungswasserstand für die Konzipierung der wasserdichten Stahlbetonwanne entsprechend nach oben zu korrigieren.

3.7 Baugruben- und Bestandssicherung, Verfüllung von Arbeitsräumen

Durch Baustellenpersonal begangene Abgrabungen / Baugruben mit einer Tiefe von ≥ 1,25 m können in dem angetroffenen, überwiegend kohäsionslosen Baugrund sowie in einem vergleichbaren Bodenauftragsmaterial unter Beachtung der DIN 4124 bis max. 45 ° abgeböscht werden. Dieser Böschungswinkel gilt für max. 5 m hohe Baugruben- und Grabenwände ohne zusätzliche Einträge aus angrenzenden Verkehrs- und Stapellasten (z.B. auch Baukran) sowie auch ohne Lasteinträge aus ggf. bereits angrenzend realisierter Bebauung.

Sollte der angeführte Böschungswinkel im Bereich der Baugrubenwände ggf. örtlich nicht eingehalten werden können oder sind zusätzliche Lasteinträge in die Abgrabungswände zu erwarten, ist hier eine Baugrubensicherung mittels eines statisch nachgewiesenen Verbaus erforderlich, wobei sich dann in erster Linie Träger-Bohlwand-Verbauten („Berliner Verbau“), ggf. mit einer Stahlplattenausfachung, empfehlen.

Tiefere Kanalgräben können zur Reduzierung von Aushub-und Verfüllmassen bei Bedarf im Schutz endgesteifter Platten-Systeme („Krings-Verbau“) ausgehoben und wieder verfüllt werden. Im öffentlichen Verkehrsnetz sind die üblichen Normverbauten der DIN 4124 zu berücksichtigen.

Im Anschluss zu ggf. bereits realisierten Hochbauten sind die Erd- und Gründungsarbeiten generell unter Beachtung der DIN 4123 umzusetzen, wobei dies dann in erster Linie hinsichtlich der einzuhaltenden Abgrabungsgrenzen zu Bestandsgründungen zwecks Wahrung einer ausreichenden bauzeitlichen Grundbruchsicherheit der Bestandsfundamente gilt.

Für die Verfüllung von Arbeitsräumen empfiehlt sich im Planraum generell der Einbau nichtbindiger, raumbeständiger, verdichtungsfähiger und auch ausreichend wasserdurchlässiger Lockergesteinsmaterialien (z.B. nichtbindige Sande gem. DIN 1054 mit < 5 Gew.-% bindigen Anteilen und fehlender Ton-Fraktion; Bodengruppen SE / SI / SW gem. DIN 18 196; Bodenklasse 3 gem. DIN 18 300).

Bei dem lagenweisen Einbau (Lagenstärke max. 0,3 m) und der Verdichtung der letztendlich für den Einbau gewählten Füllmaterialien ist gem. ZTVE-StB 09 ein Verdichtungsgrad zwischen 98 und 100 % (entspricht mitteldichter Lagerung) der einfachen Proctordichte anzustreben.

In den später mit Oberflächenversiegelungen (Gebäudezuwegungen, Verkehrsflächen, etc.) ist auf den zusätzlichen Einbau frostsicherer Tragschichten, unter künftigen Gebäudesohlen nichtunterkellerter Hochbauabschnitte auf den Einbau kapillarbrechender Schüttungen zu achten.

3.8 Versickerungsmöglichkeit von Niederschlagswasser

Für die Bemessung von zu versickerndem, nicht schädlich verunreinigtem Niederschlagswasser ist das **DWA-Regelwerk, Arbeitsblatt A 138 (April 2005),** maßgebend.

Gemäß diesem Regelwerk kommen für eine Versickerung nur Lockergesteine mit einem Durchlässigkeitsbeiwert zwischen $k_f = 5 \times 10^{-6}$ und 1×10^{-3} m/s in Frage.

Darüber hinaus sollte zwischen der Basis der Versickerungsanlage und dem Grundwasserspiegel ein gewisser Mindestabstand eingehalten werden, um eine Filterung ggf. im Sickerwasser enthaltener Schadstoffe in der ungesättigten Bodenzone zu ermöglichen. Dieser wird bei Rigolen-Systemen gem. ATV mit 1 m zum mittleren Grundwasserhochstand angegeben, kann bei Versickerungsmulden nach Absprache mit Trägern öffentlicher Belange jedoch u.U. auch weiter reduziert werden.

Ferner wird zwischen den Anlagen und angrenzenden Bauwerken ein Mindestabstand empfohlen, der eine negative Beeinflussung des Untergrundes sowie tangierter Bauwerke (z.B. Herabsetzung der Scherparameter, Vernässungen von Kellergeschossen, etc.) verhindert.

Gleichzeitig muss sichergestellt werden, dass das Wasser nicht in Auffüllgemenge mit ggf. unverträglichen Schadstoffen eingeleitet wird, was eine mögliche Gefährdung des darunter befindlichen Porengrundwasserkörpers nach sich ziehen könnte.

In Abgleich mit den Schichtenprofilen der Anlage 2 stehen in den östlichen, gegenwärtig für die Einrichtung von Versickerungsanlagen vorgesehenen Flächenabschnitten des Planraums weitestgehend nichtbindige bis leicht bindige (max. „schwach schluffig“) Sande an, welche allein entsprechend deren Durchlässigkeitsbeiwerte (s. Ausführungen in Kapitel 2.2.2) für eine Versickerung von Niederschlagswasser gut geeignet sind.

Nur in den westlichen Flächenabschnitten mit hier im Sand z.T. auch in geringerer Tiefe (s. z.B. RKS 2) eingeschalteten Schluffen bis bindigen/lehmigen Sanden geringer bis sehr geringer Wasserdurchlässigkeit ist die Versickerungsmöglichkeit des anfallenden Niederschlagwassers über herkömmliche Versickerungsanlagen, wie Mulden und/oder Rohr-Rigolen-Systeme, je nach geplanter Basis / Tiefenlage der geplanten Versickerungsanlage in unterschiedlichem Maße eingeschränkt.

Die gegenwärtig in den östlichen Flächenabschnitten des Planraums anvisierte Regenwasserversickerung wird den in den Bodenaufschlüssen nachgewiesenen Untergrundverhältnissen somit gerecht.

Unterstellt man zunächst nach Einstellung der Wassergewinnung der Wasserwerke Münster-Geist einen maximalen Anstieg des Grundwasserspiegels auf Koten bis max. 61 m ü. NN, wäre die Basis der Versickerungsanlagen unter Beachtung der Vorgaben des geltenden DWA-Regelwerkes, A 138, mit Koten von ≥ 61.5 m ü. NN zu planen.

Unter Beachtung der Schichtenprofile der Anlage 2 finden sich im Osten des Planraums unter anthropogen gestörten / umgelagerten „Mutterböden“ und weiteren „Umlagerungssanden“ mit dann reduzierten humosen Anteilen und vereinzelten Einschlüssen von Bauschutt sowie von natürlichem Gesteinsbruch zum einen Feinsande, teilweise auch Mittelsande, mit jeweils geringen bindigen Anteilen (dann meist „schwach schluffig“) und Durchlässigkeitsbeiwerten k_f in Größenordnungen zwischen rd. 3×10^{-5} und 8×10^{-5} m/s, zum anderen Mittelsande mit nahezu fehlenden bis sehr geringen bindigen Anteilen und Durchlässigkeitsbeiwerten k_f in Größenordnungen zwischen rd. 1×10^{-4} und 4×10^{-4} m/s.

Der für die Dimensionierung der Versickerungsanlage letztendlich in Ansatz gebrachte Durchlässigkeitsbeiwert ist im Zuge der Ausführungsplanung in Abhängigkeit von der anvisierten Positionierung und Basis der Versickerungsanlage, ferner auch von dem Anlagensystem, noch zwischen dem Anlagenplaner und dem Baugrundsachverständigen abzustimmen. Bei Bedarf sind hier noch weitere Bodenaufschlüsse bis ausreichend tief unter die anvisierte Anlagenbasis zwecks weiterer Präzisierung des maßgebenden Durchlässigkeitsbeiwertes durchzuführen.

Wird die Maßnahme noch vor Schließung der Wassergewinnung der Wasserwerke Münster-Geist realisiert, sind bzgl. der Genehmigungsfähigkeit und der technischen Ausführungsmöglichkeiten von Versickerungsanlagen noch planseitige Abstimmungen mit der zuständigen Wasserbehörde / Umweltbehörde der Stadt Münster zu treffen, da sich das Areal noch in der Wasserschutzzone III befindet.

4. Weitere Hinweise

Gemäß der DIN 4149 (neu) liegt der Planraum außerhalb der Erdbebenzonen der Bundesrepublik Deutschland. Der Lastfall Erdbeben kann bei der statischen Bemessung der Hochbaukonstruktionen demnach vernachlässigt werden.

Während der Erd- und Gründungsarbeiten kann der Baugrundsachverständige bei Bedarf mit präzisierenden Baustellenterminen beauftragt werden.

Im Zuge dieser Ortstermine werden dann die bautechnischen Abläufe gemeinsam mit den ausführenden Bauunternehmen und den zuständigen Fachingenieuren – den örtlichen Gegebenheiten und der endgültigen Ausführungsplanung entsprechend – nochmals erörtert und endgültig festgelegt.

Werden ggf. örtlich von den Ausführungen des Gutachtens abweichende Untergrundverhältnisse angetroffen, ist ein Baustellentermin durch den Baugrundsachverständigen zur Präzisierung der weiteren Vorgehensweise auf jeden Fall erforderlich.

Die im Planraum auf Höhe des Abtragplanums (Basis „Mutterbodenäquivalent“, z.T. auch Basis mäßig bis deutlich humushaltiger „Umlagerungssande“) anstehenden Sandböden vielfach sehr enger Kornabstufung mit einem Überwiegen der Feinsand- und Mittelsand-Fraktion sollten zur Vermeidung von Strukturstörungen in erster Linie nur mit kettenbetriebenen Baustellenfahrzeugen sowie Walzenfahrzeugen befahren werden. Gleiches gilt für das bauzeitliche Befahren eines Bodenaustausches / Bodenauftrags aus vergleichbarem Sandmaterial.

Insbesondere schwererer bereifter Baustellenverkehr sollte stets auf eigens dafür über dem Sandboden eingerichteten Baustraßen aus gröberem Schüttgut gehalten werden, welches später wieder abgefahren oder in neu herzustellende Verkehrsflächen sowie Sohlenunterbauten integriert wird.

Für den Einsatz von schwerem LKW-Verkehr scheinen auf dem Sandboden in Abhängigkeit von der Witterung bzw. der Durchfeuchtung des Areals Baustraßenstärken von mindestens 0,3 m realistisch. Gleiches gilt für Bereiche der Baustelleneinrichtung.

Bei einem Befahren von Teilflächen mit sehr schweren Fahrzeugen (Mobilkran, etc.) sind bei Bedarf zusätzliche Stahlplatten oder vergleichbare lastverteilende Elemente zu verlegen.

Für den Fall einer Umplanung der Gebäudekubatur und/oder einer deutlichen Abweichung der endgültigen Ausführungshöhen der künftigen Hochbauten von den in diesem Gutachten angenommenen Höhenkoten mit den daraus abgeleiteten Gründungssohlen ist der Baugrundsachverständige hiervon in Kenntnis zu setzen.

Bei deutlichen Planänderungen ist bei Bedarf ein Nachtrag zum Baugrundgutachten erforderlich.

Sollten sich bei der weiteren Planung noch Fragen ergeben, die in diesem Baugrundgutachten, ferner auch in der für die Gewerke „Verkehrsflächen“ / „Kanalbau“ nach wie vor maßgebenden Baugrundbewertung vom 07. Juni 2021, nicht oder nur peripher behandelt wurden, wird um eine Rücksprache mit dem Unterzeichner gebeten.