

*Dr. E. Horsthemke
Ingenieurgeologisches Büro
Hagenberg 30
49186 Bad Iburg
Tel.:05403/780279 Fax: 780318*

Gemeinde Bad Rothenfelde,
Bebauungsplan Nr. 4
„Südlich der Hannoverschen Straße“

Bauvorhaben
Senioren - Service - Wohnen
Pflegezentrum mit betreuten
Wohnungen und barrierefreien
Mehrfamilienhäusern
in Bad Rothenfelde

Baugrunduntersuchung

03.01.2014

Auftraggeber :

Gemeinde Bad Rothenfelde
Postfach 11 40
49206 Bad Rothenfelde

Inhaltsverzeichnis

1. Vorgang	2
2. Geplante Baumaßnahme / Standortbeschreibung	2 - 3
3. Durchgeführte Untersuchungen	3
4.1 Bodenaufbau	4 - 5
4.2 Grundwasserverhältnisse	6
4.3 Kornverteilungen	7
4.4 Zustandsgrenzen bindiger Böden	8
4.5 Organische Bestandteile	8
5. Bautechnische Beurteilung der Böden	9 - 12
Bodenkennwerte	9 - 10
Wiederverwendung auszuhebenden Erdreichs, Baugrubenherstellung	11
Wasserhaltung, Auftrieb	12
6. Möglichkeiten zur Versickerung von Niederschlagswasser	12 - 13
7. Herstellung von Oberflächenbefestigungen in den Außenbereichen	13
8. Gründung der Gebäude	14 - 17

Anlagenverzeichnis

Anlage 1.	Lageplan, Lage der durchgeführten Sondierungen
Anlagen 2.1 - 2.9	Bodenaufbau Profildarstellungen, Rammdiagramme (RKS und DPH)
Anlagen 3.1 - 3.4	Ergebnisse der Drucksondierungen (CPT)
Anlagen 4.1 - 4.2	zusammenfassende höhenvergleichende Profildarstellungen
Anlage 5	Summenkurven zu den Korngrößenverteilungen
Anlagen 6	Darstellungen zu den ermittelten Zustandsgrenzen
Anlage 7	Laborergebnisse zu den Grundwasseranalysen

1. Vorgang

Die Gemeinde Bad Rothenfelde sieht für das Gelände des Meierhofs südlich der Hannoverschen Straße eine zukünftige Nutzung als Wohnbaugbiet vor. Geplant ist die Errichtung der Anlage Senioren-Service-Wohnen, eines Pflegezentrums mit betreuten Wohnungen und barrierefreien Mehrfamilienwohnhäusern durch die Erste Hasselmann Grundstücksverwaltungs- und Beteiligungs GmbH.

Durch die Gemeinde Bad Rothenfelde wurde ich beauftragt, in der Planungsfläche Bodenuntersuchungen vorzunehmen, um die Baugrundsituation und die hydrogeologischen Bedingungen zur Beseitigung des Niederschlagswassers zu erkunden.

Zur Ausarbeitung des Gutachtens wurde mir ein Lageplan mit Kennzeichnung der Positionen vorgesehener Gebäude- und Tiefgaragenflächen zur Verfügung gestellt.

2. Geplante Baumaßnahme, Standortbeschreibung

Die Planungsfläche von insgesamt etwa 1,1 ha erstreckt sich über das Meierhofgelände, dem ehemals landwirtschaftlichen und zuletzt als Gaststätte genutzten Anwesen Hannoversche Straße 10 und dem südlich und westlich angrenzenden Weideland. An der Westgrenze verläuft der in Abschnitten verrohrte Kolk-Salzbach, dem westlich die an der Frankfurter Straße vorhandene Bebauung mit Wohn- und Geschäftshäusern anschließt. An der Ostseite und der Südseite schließen landwirtschaftlich genutzte Flächen an.

Von der Hannoverschen Straße erstreckt sich das Planungsgelände über eine Länge von 240 m nach Süden. Im Bereich des Meierhofanwesens weist die Fläche zwischen dem Kolk-Salzbach und der Straße auf der Stöwwe eine Breite von etwa 80 m auf. In der Geländemitte reduziert sich die Ost-West-Erstreckung auf ca. 30 m (Lageplan in Anlage 1).

Die zurzeit noch vorhandene Bebauung besteht aus den Fachwerkgebäuden des ehemaligen Meierhofs und aus einem auf der südlichen Planungsfläche zusätzlich vorhandenen Wohngebäude. Die Gebäude sind für den vollständigen Rückbau vorgesehen.

Die Planung sieht nach dem Stand vom 11.11.2013 in der nördlichen Fläche den Gebäudekomplex Senioren-Service-Wohnen vor, der auf einer Fläche von insgesamt etwa 2.180 m² mit einer Tiefgarage ausgestattet werden soll. Über einen verbindenden Erdgeschossbereich ist hier die Errichtung von sieben Einzelgebäuden mit bis zu drei oberirdischen Geschossen geplant.

Auf der südlichen Planungsfläche sollen zusätzlich vier barrierefreien Wohnhäuser errichtet werden, die sich über einer weiteren Tiefgarage der Grundfläche von etwa 2.300 m² erstrecken.

Die insgesamt elf mehrgeschossigen Gebäude liegen überwiegend in den Planungsflächen der Tiefgaragen. Zwei Gebäude liegen vollständig außerhalb der Tiefgaragen und drei weitere Gebäude ragen in Teilflächen über den Rand der Untergeschossflächen hinaus. Es wird angenommen, dass hier oberflächennahe Gründungen vorgesehen sind.

Im Bereich des Meierhof-Anwesens liegt die Geländeoberfläche auf einem Niveau von etwa 91,50 m ü NN (Bürgersteig an der Anliegerstraße Auf der Stöwwe). Der überwiegende Teil der westlich und südlich angrenzenden Planungsfläche liegt tiefer etwa zwischen 90,80 m ü NN in der nördlichen Wiese und 89,40 m ü NN am Südrand der Fläche.

Die naturräumliche Umgebung ist durch die Lage des Planungsgeländes im Nahbereich des ehemals offenen Kolk-Salzbaches gekennzeichnet, der hier am unteren Südosthang des Kleinen Berg verläuft. Die geologische Karte weist für den betreffenden Bereich unverfestigte quartäre Ablagerungen über Gesteinen der Kreide (Ton- und Mergelsteine des Turon) aus.

3. Durchgeführte Untersuchungen

In der Zeit vom 22.11. bis 05.12.2013 wurden in der Fläche des geplanten Gebäudes insgesamt neun Rammkernsondierungen (RKS, $\varnothing = 50$ mm bis 60 mm) bis in Tiefen von maximal 8 m und neun Sondierungen mit der schweren Rammsonde gemäß DIN 4094 (DPH) bis in Tiefen von maximal 9 m unter der Geländeoberfläche niedergebracht.

Die Ansatzpunkte wurden nach Lage und Höhe über NN eingemessen und in den Lageplan der Anlage 1 eingetragen. Am 19.12.2013 wurden zusätzlich vier Drucksondierungen (CPT) bis in maximal 22 m Tiefe durchgeführt.

Die Sondierung RKS 6 wurde zur Entnahme einer Grundwasserprobe als temporärer Probenahmepegel ausgebaut. Dem Grundwasser wurde eine Probe zur Überprüfung betonaggressiver Bestandteile gemäß DIN 4030 entnommen.

Das Bohrgut wurde vor Ort ingenieurgeologisch beurteilt und es wurden gestörte Proben entnommen, von denen einige Proben im bodenmechanischen Labor hinsichtlich der Korngrößenverteilungen, der Zustandsgrenzen nach DIN 18 122 sowie der Glühverlustanteile nach DIN 18 129 untersucht wurden.

4. Untersuchungsergebnisse

Die Ergebnisse der Aufschlussbohrungen und der Sondierungen gehen aus den Profildarstellungen der Anlagen 2 bis 4 hervor. Die Summenkurven der Kornverteilungsbestimmungen sind in der Darstellung der Anlagen 5 aufgezeigt. Die Ergebnisse zu den Zustandsgrenzen gehen aus den Anlagen 6 hervor. Das Resultat der Grundwasseranalyse zur Ermittlung der Betonaggressivität ist in dem Laborbericht der Anlage 7 aufgeführt.

4.1 Bodenaufbau

Zusammenfassend ist folgender Bodenaufbau festzustellen:

- Der organische Oberboden besteht in der Planungsfläche aus dunkelbraunen bis schwarzgrauen humosen und z.T. schluffigen Sanden, die in einer Mächtigkeit von 0,2 bis 0,4 m aufgeschlossen wurden. Im Bereich des Meierhofgebäudes weist die Sondierung RKS 3 künstliche Auffüllungen als obere Bodenschicht nach, die von kiesigen und schluffigen Sanden mit einer Überlagerung aus Splitt gebildet werden.
- Unter dem Mutterboden bzw. den künstlichen Auffüllungen besteht der geogene Untergrund aus heterogenen Wechsellagerungen sand- und schluffdominierten Böden. Die Schluffe weisen meist deutliche Feinsandanteile und in Lagen auch geringe Tongehalte auf, so dass leicht- bis mittelplastische Bodenarten (UL, TL, UM, TM) breiiger bis steifer Konsistenz vorliegen. Die zwischenlagernden Sande lockerer bis mitteldichter Lagerung werden aufgrund geringer Feinkornanteile meist gemischtkörnigen Böden der Gruppen SU und SU* nach DIN 18 196 zugeordnet. In Lagen liegen auch eng gestufte Sande der Gruppe SE vor. Vor allem die oberen Dezimeter unter dem Mutterboden wurden häufig von grobkörnigen Böden mit geringen Kiesanteilen gebildet. Die obere Schicht enthält braune Kalkfragmente, die den lokaltypischen Quellkalken entsprechen.

In dünnen Lagen enthält die Wechselfolge aus Sanden und Schluffen zusätzlich ein bis zwei Torfschichten, die in Schichtdicken von bis zu 0,2 m aufgeschlossen wurden. Es handelt sich um dunkelbraune stark zellulosehaltige, nicht zersetzte Torfe (HN).

Die heterogene Abfolge aus Schluffen, Sanden und Torfen wird als nach- bis späteiszeitliche Auenablagerung eingestuft, die sich in der Nähe des Baches bis in eine Tiefe von 8 m erstreckt und deren Gesamtmächtigkeit mit zunehmender Entfernung vom Bach abnimmt. Die Schichten weisen durchgehend Kalkanteile auf (Auenmergel, Auensande).

- Abweichend von den übrigen Bohrungen ist die Abfolge der Auenablagerungen im südöstlichen Flächenbereich (RKS 9) auf eine Tiefe von etwa 2,5 m Tiefe beschränkt und wird hier bis in etwa 5 m Tiefe von Geschiebemergel steifer bis halbfester Konsistent unterlagert (TL, SU*, ST*).
- Nach Beurteilung der Drucksondierungen wird die Wechselfolge der Auenablagerungen jeweils von einer Schicht aus dichtgelagerten Sanden unterlagert. Kennzeichen der unteren Sande bilden außergewöhnlich hohe Lagerungsdichten, die durch Spitzendrücke von $q_c = 20 - 50 \text{ MN/m}^2$ markiert werden. Die Schicht erstreckt sich in der nördlichen Planungsfläche bis in etwa 15 m Tiefe (CPT 1 und CPT 2) und in der mittleren Fläche bis in ca. 16 m Tiefe.
- Nach Beurteilung der Drucksondierungen werden die dicht gelagerten Sande in etwa 15 bis 20 m Tiefe von Ton- und Schluffschichten unterlagert. Die Schichten werden als replastifizierter Verwitterungshorizont des unterlagernden Festgesteins bewertet. Der Verwitterungston oder Verwitterungsmergel besteht erfahrungsgemäß aus mittel- bis ausgeprägt plastischen Böden der Gruppen TM, TA, UA und UM. Unterhalb von etwa 20 m steigen die Spitzendrücke und die Mantelreibungswerte wieder stark an, so dass hier vom Übergang in Ton- und Mergelgestein auszugehen ist.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass in der Planungsfläche bis in etwa 20 m Tiefe die nachfolgend aufgeführten unverfestigte Lockergesteine über den im tieferen Untergrund anstehenden Ton- und Mergelgesteinen vorliegen:

- nach- und späteiszeitliche Auenablagerungen, im Wechsel Sande, Schluffe, Torfe, die sich in Bachnähe bis in etwa 8 m Tiefe erstrecken,
- eiszeitliche, dicht gelagerte, vermutlich kiesige Sande, deren Basis in 15 bis 16 m unter der Oberfläche liegt und die im südöstlichen Randbereich von Geschiebemergel überlagert werden, sowie
- Verwitterungston und Verwitterungsmergel, der in etwa 20 m Tiefe in Festgestein übergeht.

Hinsichtlich der bodenmechanischen Eigenschaften stellen die locker gelagerten und breiig- bis steifkonsistenten Auenablagerungen, die in Lagen zusätzlich organische Böden enthalten, einen eingeschränkt tragfähigen und setzungsempfindlichen Baugrund dar. Die unteren eiszeitlichen Sande lassen dagegen aufgrund der hohen Lagerungsdichte hohe Tragfähigkeiten erwarten.

Die aufgeschlossenen Böden ließen keine Auffälligkeiten in Farbe oder Geruch erkennen, so dass sich nach der äußerlichen Beurteilung des Bohrgutes keine Hinweise auf Belastungen durch Schadstoffe ergaben.

4.2 Grundwasserverhältnisse

Durch die Aufschlussbohrungen wurden folgende Grundwasserstände ermittelt:

Bohrung	GW im m u GOF	GW in m ü NN
RKS 1	1,08	89,78
RKS 2	1,36	89,14
RKS 3	1,46	89,98
RKS 4	1,40	89,25
RKS 5	1,08	88,49
RKS 6	1,00	88,72
RKS 7	1,16	88,51
RKS 8	1,10	88,44
RKS 9	1,05	88,56

Im Dezember 2013 wurde für die Grundwasseroberfläche ein Niveau von etwa 88,44 bis 89,98 m ü NN gemessen. Die starken Unterschiede werden z.T. auf die wechselnden Einflüsse der schichtwasserstauenden oberflächennahen Schlufflagen zurückgeführt. Insgesamt ist eine Neigung der Grundwasseroberfläche nach Süden und zum Bachlauf, nach Westen festzustellen.

Zu dem Potential der Pegelschwankungen liegen keine genauen Erkenntnisse vor. Nach Aussagen von Nachbarn waren die tieferen Bereiche der Planungsfläche nach Phasen extrem hoher Niederschläge vorübergehend überflutet. Der südliche Teil der Fläche wird als potentiell hochwassergefährdet eingestuft (Gefährdungsstufe 2 gemäß LBEG Niedersachsen).

Es wird angenommen, dass die Bodenschichten unterhalb von etwa 1,8 m permanente Grundwassersättigung aufweisen und dass auch nach Phasen anhaltender Niederschläge ein Niveau von 90,50 m ü NN in der nördlichen Fläche und etwa 89,80 m ü NN in der südlichen Fläche nicht überschritten wird.

Zur Bemessung der Auftriebssicherung, die auch in Phasen extremer Hochwassersituationen noch eine ausreichende Sicherheit zu gewährleisten hat, wird empfohlen, in der nördlichen Fläche ein Niveau von 90,70 m ü NN und in der südlichen Fläche von 90,20 m ü NN anzusetzen.

Die der temporär zur Probenahme ausgebauten Bohrung RKS 5 entnommene Grundwasserprobe wurde auf betonaggressive Bestandteile untersucht. Das Ergebnis geht aus dem Bericht des UCL, Lünen, in Anlage 7 hervor. Nach Abgleich mit den Grenzwerten gemäß DIN 4030 ist das Grundwasser als „nicht betonangreifend“ einzustufen.

4.3 Ergebnisse der Korngrößenbestimmungen

Zur Ermittlung der Bodenkennwerte und der Durchlässigkeit wurden im bodenmechanischen Labor Korngrößenbestimmungen von drei der aus den Bohrungen gestört entnommenen Bodenproben durchgeführt (kombinierte Sieb-Schlämmanalysen). Die Ergebnisse sind den Summenkurven der Anlagen 5 zu entnehmen. Aus den Verteilungen ergeben sich folgende Einstufungen:

Probe/Bohrung (Entnahmetiefe)	Bezeichnung nach DIN 4022 / DIN 18196	Durchlässigkeit (Hazen)
P 1 RKS 2 (1,5 - 2,0 m)	Schluff, feinsandig, schwach tonig / UL, UM	$k_f = 3,0 \times 10^{-8}$ m/s
P 2 RKS 4 (1,0 - 2,0 m)	Schluff, feinsandig, schwach tonig / UL, UM	$k_f = 3,4 \times 10^{-7}$ m/s
P 3 RKS 7 (0,5 - 1,2 m)	Fein- bis Mittelsand, schwach grobsandig / SE	$k_f = 1,5 \times 10^{-4}$ m/s

Für die oberflächennahen Schluffe waren hohe Feinsandgehalte von etwa 30 % und unterschiedliche Tongehalte von 5 bis 12 % festzustellen. Aus den Summenkurven ließen sich geringe Durchlässigkeiten von $k_f = 3,0 \times 10^{-8}$ m/s bis $3,4 \times 10^{-7}$ m/s ermitteln. Vor allem die in Lagen etwas höheren Anteile der Tonfraktion bewirken hier starke Einschränkungen der Durchlässigkeit. Gemäß DIN 18 130 sind die Schluffe als „schwach durchlässig“ bis „sehr schwach durchlässig“ einzustufen (Grundwasserhemmer).

Die obere, zum Teil Quellsandanteile enthaltende Sandschicht aus 0,5 bis 1,2 m Tiefe der Sondierung RKS 7 kann dagegen als „stark durchlässig“ eingestuft werden. Auch hier liegen aber in 1,3 m Tiefe wiederum bindige, eher wasserstauende Zwischenlagen vor.

Zu beachten ist hier grundsätzlich, dass die Bestimmung der Durchlässigkeit an gestört entnommenen Proben erfolgte. Die Wirkung der Wechsellagerungen von Schichten unterschiedlicher Feinkornanteile kann durch die rechnerisch anhand einer Summenkurve ermittelte Permeabilität nicht ausreichend berücksichtigt werden. Die vertikale Durchlässigkeit der Bodenschichten wird aber vor allem durch die schwach durchlässigen Zwischenlagen eingeschränkt.

4.4 Zustandsgrenzen

Zwei der dem Auenmergel in gründungsrelevanten Tiefen entnommene Bodenproben wurden zur Bestimmung der Zustandsgrenzen nach DIN 18 122 untersucht. Die Ergebnisse gehen aus den Darstellungen der Anlagen 6 hervor.

Zustandsgrenzen	RKS 2 (3,5 - 4,0 m)	RKS 5 (3,5 - 4,0 m)
Wassergehalt W	30,4 %	25,9 %
Fließgrenze W_L	32,9 %	33,4 %
Ausrollgrenze W_P	22,9 %	24,3 %
Plastizitätszahl I_P	10,0 %	9,1 %
Konsistenzzahl I_C	0,24	0,82

Die Bestimmungen der Zustandsgrenzen weisen für den Auenmergel in 3,5 bis 4,0 m Tiefe der Sondierung RKS 5 einen „leichtplastischen Schluff“ (UL) und in gleicher Tiefe der Sondierung RKS 2 einen „leichtplastischen Ton“ (TL) aus. Konsistenzzahlen von $I_C = 0,24$ bis $0,82$ belegen für den Auenmergel breiige bzw. steife Konsistenz.

4.5 Organische Bestandteile

Bodenproben aus zwei der Torfschichten wurden nach DIN 18129 hinsichtlich der Glühverlustanteile untersucht. Hierbei wurden folgende Resultate erzielt:

RKS 3 (4,5 - 4,7 m) $V_{gl} = 24,02 \%$

RKS 6 (3,0 - 3,2 m) $V_{gl} = 41,58 \%$

Die Glühverlustanalysen weisen für die organischen Böden Glühverlustanteile $V_{gl} = 24,02$ bis $41,58 \%$ nach. Entsprechende Gehalte an organischen Bestandteilen markieren einen Torf, in dem die mineralischen Anteile deutlich untergeordnet auftreten. Zu berücksichtigen ist, dass die ermittelten Gewichtsanteile aufgrund des geringen spezifischen Gewichtes der organischen Komponenten auf einen weitaus höheren Volumenanteil hinweisen. Im Zuge der Untersuchungen wurden für die Torfe zusätzlich sehr hohe Wassergehalte von $w_n = 90,85$ bis $73,33 \%$ festgestellt.

5. Bautechnische Beurteilung der Böden

Für das Bauvorhaben stehen zur Beurteilung des lasttragenden Baugrundes zunächst die unterschiedlichen Tragfähigkeitseigenschaften der heterogenen Auenablagerungen im Vordergrund. Während die plastischen und z.T. organischen Böden gewisse Verformbarkeiten und eingeschränkte Scherfestigkeiten erwarten lassen, können die stärker sandigen Zwischenlagen eine bessere Baugrundqualität bieten. Die tieferen pleistozänen Sande stellen als dicht gelagerte, grobkörnige Böden einen Baugrund mit vergleichsweise gutem Tragverhalten und geringer Setzungsempfindlichkeit dar.

Bodenbeschreibung	Bodenart	Bodengruppe	Bodenklasse
Schluffe, feinsandig, z.T. tonig (Auenablagerungen)	U, S, (t')	UL / UM / SU*/TL/TM	4
Sande, z.T. schwach schluffig, (Auenablagerungen)	fS - mS, (u')	SE, SU,	3
Fein- bis Grobsande, z.T. kiesig untere pleistozäne Sande	fS - gS, g', (u')	SE / SW / SU	3
Kiese, Sand-Kiesgemische z.T. schwach schluffig	G, S, (u')	GW / SW	3

Auf Grundlage der Geländeuntersuchungen werden dem Baugrund überschlägig folgende Einstufungen und charakteristische Bodenkennwerte zugeordnet:

Schluff, Sand-Schluffgemische, tonig; Auenmergel (0,5 - max. 8 m)

TL, TM, UL, UM, SU*

Konsistenz	breiig - weich	steif - halbfest
Wichte	$\gamma = 19 - 20$	$\gamma = 19,5 - 20,5 \text{ kN/m}^3$
Wichte unter Wasser	$\gamma' = 9 - 10$	$\gamma' = 9,5 - 10,5 \text{ kN/m}^3$
Reibungswinkel	$\phi = 22,5^\circ - 27,5^\circ$	$\phi = 22,5 - 27,5^\circ$
Steifemodul	$E_s = 2 - 8 \text{ MN/m}^2$	$E_s = 8 - 20 \text{ MN/m}^2$
Kohäsion	$c' = 0 \text{ kN/m}^2$	$c' = 2 - 10 \text{ kN/m}^2$
Durchlässigkeitskoeffizient	$k_f \sim 1 \times 10^{-6} - 1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$	
Frostempfindlichkeitsklasse	F 3 (stark frostempfindlich)	

Sande, z.T. schwach schluffig, Auensande (0,2 - max. 8 m)

SE, SU

Lagerungsdichte	locker	mitteldicht
Wichte	$\gamma = 17 - 20 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 18 - 21 \text{ kN/m}^3$
Wichte unter Wasser	$\gamma' = 9 - 19 \text{ kN/m}^3$	$\gamma' = 10 - 11 \text{ kN/m}^3$
Reibungswinkel	$\phi' = 30^\circ$	$\phi' = 32,5^\circ$
Kohäsion	$c' = 0 \text{ kN/m}^2$	$c' = 0 \text{ kN/m}^2$
Steifemodul	$E_s = 20 - 40 \text{ MN/m}^2$	$E_s = 30 - 60 \text{ MN/m}^2$
Durchlässigkeitskoeffizient	$k_f \sim 1 \times 10^{-4} - 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$	

Torf

HN, OU

Wichte	$\gamma' = 11 - 13 \text{ kN/m}^3$
Wichte unter Wasser	$\gamma' = 1 - 3 \text{ kN/m}^3$
Reibungswinkel	$\phi' = 15^\circ$
Steifemodul	$E_s = 0,3 - 3 \text{ MN/m}^2$
Kohäsion	$c' = 0 - 10 \text{ kN/m}^2$
Durchlässigkeitskoeffizient	$k_f \sim 1 \times 10^{-4} - 1 \times 10^{-6} \text{ m/s}$

Geschiebemergel (nur RKS 9, 2,5 -5,0 m)

UL, TL, SU*,ST

Konsistenz	steif - halbfest
Wichte	$\gamma' = 20 - 21 \text{ kN/m}^3$
Wichte unter Wasser	$\gamma' = 10 - 11 \text{ kN/m}^3$
Reibungswinkel	$\phi' = 25 - 27,5^\circ$
Kohäsion	$c' = 2 - 5 \text{ kN/m}^2$
Steifemodul	$E_s = 5 - 30 \text{ MN/m}^2$
Durchlässigkeitskoeffizient	$k_f \sim 1 \times 10^{-7} \text{ bis } 1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$

Sande, z.T. sandig (ca. 8 – 15 m Tiefe)

SE, SW (SU)

Lagerungsdichte	dicht
Wichte	$\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3$
Wichte unter Wasser	$\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$
Reibungswinkel	$\phi' = 35^\circ - 37,5^\circ$
Kohäsion	$c' = 0 \text{ kN/m}^2$
Steifemodul	$E_s = 60 - 200 \text{ MN/m}^2$
Durchlässigkeitskoeffizient	$k_f \sim 5 \times 10^{-4} - 5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$

Verwitterungston, Verwitterungsmergel (ca. 15 – 20 m Tiefe)

UL, UM, TL, TM, TA

Konsistenz	weich - steif	steif bis halbfest
Wichte	$\gamma' = 18 - 19 \text{ kN/m}^3$	$\gamma' = 19 - 20 \text{ kN/m}^3$
Wichte unter Wasser	$\gamma' = 8 - 9 \text{ kN/m}^3$	$\gamma' = 9 - 10 \text{ kN/m}^3$
Reibungswinkel	$\phi' = 17 - 25^\circ$	$\phi' = 17 - 25^\circ$
Kohäsion	$c' = 0 - 10 \text{ kN/m}^2$	$c' = 10 - 20 \text{ kN/m}^2$
Steifemodul	$E_s = 4 - 12 \text{ MN/m}^2$	$E_s = 12 - 25 \text{ MN/m}^2$

Tonstein, Mergelstein (unter 20 m Tiefe)

Wichte	$\gamma' = 23 - 25 \text{ kN/m}^3$
Wichte unter Wasser	$\gamma' = 13 - 16 \text{ kN/m}^3$
Reibungswinkel	$\phi' = 35^\circ - 40^\circ$
Kohäsion	$c' = 20 - 200 \text{ kN/m}^2$
Steifemodul	$E_s = 150 - 350 \text{ MN/m}^2$

Wiederverwendung auszuhebenden Erdreichs

In der gesamten Planungsfläche besteht der bis in etwa 3,5 m Tiefe zu erwartende Aushub überwiegend aus geogenen Sanden und Schluffen sowie den in Zwischenlagen vorhandenen Torfen.

Grob- und gemischtkörnige Sande und Sandschluff-Gemische können als verdichtungsfähige Böden wiederverwendet werden. Soweit stark schluffige, tonige oder organische Böden als Aushub vorliegen, sind die Böden nicht zum Wiedereinbau in Bereichen zu verwenden, die Anforderungen an die Tragfähigkeiten der Materialien stellen.

Zur Verfüllung der im Nahbereich der Tiefgarage entstehenden Arbeitsräume sollten nur verdichtungsfähige grob- oder gemischtkörnige Böden verwendet werden. Zu beachten ist hier, dass die in der Auenabfolge erwarteten Bodenarten eher kleinräumig wechseln und insgesamt von feinkörnigen Böden dominiert werden. Daher wird angenommen, dass der bei Anlage der Baugrube für das Untergeschoss anfallende Aushub nicht so zu separieren ist, dass geeignete Sande in ausreichender Menge zur späteren Wiederverfüllung bereitgelegt werden können.

Durch die Sondierungen wurden weitgehend geogene Böden aufgeschlossen, die keine Belastungen durch Schadstoffe erwarten lassen. Im Nahbereich der vorhandenen Gebäude ist aber mit künstlichen Auffüllungen zu rechnen, die erfahrungsgemäß häufig auch bodenfremde Bestandteile wie Bauschutt, Schlacken oder Asphaltbruch aufweisen. Sofern im Zuge des Erdaushubs fremdmaterialhaltige Böden angetroffen werden, sind Bodenuntersuchungen zur Abfallbeurteilung zu veranlassen.

Baugrubenherstellung

Nach aktuellem Planungsstand wurde das Gründungsniveau des Untergeschoss noch nicht festgelegt. Es wird angenommen, dass die Baugrube bis zu einer Tiefe von etwa 2,5 bis 3,5 m unter der aktuellen Geländeoberfläche auszuheben ist (ca. 87,50 m ü NN in der nördlichen Tiefgaragenfläche). Grundsätzlich können Baugrubenböschungen im Winkel von $\leq 45^\circ$ angelegt werden, sofern die freigelegten Böden keine Grundwassersättigung aufweisen. Das Verhältnis vom Abstand zu angrenzenden Gebäuden und Anlagen zur erforderlichen Baugrubentiefe ist im Bereich der Baugrubenränder überwiegend so, dass Böschungen angelegt werden können und keine zusätzlichen Verbaumaßnahmen erfolgen müssen. Ausnahmen bilden im Bereich der nördlichen Tiefgarage der Übergang zu dem westlich angrenzenden Bachlauf und der Nahbereich zum Bürgersteig auf der Stöwwe. Im Bereich der südlichen Tiefgarage ist zu klären, in wie weit der vorhandene Feldweg auf der Ostseite der entstehenden Baugrube durch Anlage einer Böschung in Anspruch genommen werden kann.

Soweit in Abschnitten die Anlage eines Baugrubenverbaus erforderlich wird, empfiehlt sich jeweils der Einbau einer Trägerbohlwand. Für die statische Bemessung der Verbauwand können die o.g.

Bodenkennwerte in Ansatz gebracht werden. Sofern die Verbauträger in dem tieferen dicht gelagerten Sand einbinden müssen, ist zu beachten, dass ein Herunterführen durch konventionelle Verfahren wie Rammen, Schlagen oder Vibrieren aufgrund der außergewöhnlich hohen Lagerungsdichte der kiesigen Sande vermutlich nicht möglich ist. Die Trägerpositionen müssen dann vorgebohrt werden.

Wasserhaltung, Auftrieb

Die ermittelten Grundwasserstände erfordern zur Anlage der Baugruben die Durchführung von Maßnahmen zur geschlossenen Grundwasserhaltung. Als Absenkziel sollte ein Niveau von etwa 0,4 m unter der vorgesehenen Baugrubensohle angestrebt werden. Zu beachten ist, dass unterhalb der vorgesehenen Baugrubensohle noch mit organischen Böden Torfschichten zu rechnen ist. Die Entwässerung von organischen Böden kann dazu führen, dass die Schichten erheblich komprimiert werden. Hierdurch können sich im Untergrund der angrenzenden Nachbarbebauung nachträgliche Setzungen ergeben, die zu Gebäudeschäden führen können. Die Grundwasserhaltung ist daher so durchzuführen, dass die unterhalb der Baugrubensohle noch vorhandenen Torfe durch die Entwässerung nicht beeinträchtigt werden.

Daher wird empfohlen, das Grundwasser durch horizontal angelegte Drainagen zu fördern, die bis in Tiefen von nur wenigen Dezimetern unterhalb der Aushubsohle zu verlegen sind.

Eine Wasserhaltung über Brunnen oder vertikal gesetzte Vakuumlanzen ist aufgrund der im Absenk-niveau vorherrschenden feinkörnigen Schluffe nicht zu empfehlen, da sich die zur Absenkung erforderliche Überlappung der Absenktrichter nur einstellt, wenn die Brunnen tiefere Schichten erfassen und in geringen Abständen gesetzt werden. Hierdurch entsteht dann die Gefahr zur verstärkten Entwässerung von Torfen, die in den Nachbarflächen zu schädigenden Setzungen führen kann. Durch den Einbau von Drainagen wird die Ausbildung linearer Absenktrichter ermöglicht. Die Abstände zwischen den Drainagen sind so anzuordnen, dass sich in den Zwischenbereichen keine anhaltenden Vernässungen der Baugrubensohle einstellen können.

Aufgrund der nachgewiesenen Grundwasserverhältnisse sind die geplanten Untergeschosse gegen von außen drückendes Wasser (gem. DIN 18195) und gegen Schäden durch Auftrieb zu sichern. In der Bauphase darf die Grundwasserhaltung erst beendet werden, wenn eine ausreichende Sicherheit gegen Auftrieb gegeben ist. Als Bemessungswasserstand wird für die Fläche der nördlichen Tiefgarage ein Niveau von 90,70 m ü NN angegeben (90,0 m ü NN in der südlichen Tiefgaragenfläche).

6. Möglichkeiten zur Versickerung von Niederschlagswasser

Die oberflächennahen Böden bestehen in der Planungsfläche nur in den oberen Dezimetern aus Sanden, die ausreichende Durchlässigkeiten erwarten lassen. In der nördlichen Planungsfläche ist unterhalb des Niveaus von etwa 90 m ü NN und in der südlichen Fläche von ca. 89,5 m ü NN mit feinkörnigen, nicht ausreichend wasserdurchlässigen Bodenschichten zu rechnen.

Neben der ohnehin eingeschränkten Durchlässigkeit setzt die Errichtung von Versickerungsanlagen gemäß DWA - A 138 (Regelwerk zu Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser) einen Flurabstand voraus, der für die Mächtigkeit des Sickerraumes ein Mindestmaß von 1,0 m gewährleistet (bezogen auf den mittleren höchsten Grundwasserstand).

Die hydrogeologischen Gegebenheiten der Planungsfläche können entsprechende Flurabstände aufgrund möglicher Grundwasseranstiege bis zur aktuellen Geländeoberfläche nicht dauerhaft gewährleisten.

Selbst bei erheblicher Anhebung der Geländeoberfläche durch Bodenauffüllungen um etwa 1,0 m wäre bei Anlage von Versickerungseinrichtungen zu berücksichtigen, dass die vertikale Durchlässigkeit aufgrund der im tieferen Untergrund vorhandenen wasserstauenden Bodenschichten eher eingeschränkt ist. Ohnehin würden oberflächennah gegründete Versickerungsanlagen einen erheblichen Flächenbedarf erfordern, der auf dem Gelände nicht zur Verfügung steht.

Daher wird empfohlen, das Niederschlagswasser der Dachflächen über ausreichend dimensionierte Rückhalteeinrichtungen aufzunehmen, die einen kontrollierten gedrosselten Abfluss in den Vorfluter ermöglichen.

7. Herstellung von Oberflächenbefestigungen in den Außenbereichen

Die Planung sieht im Nahbereich der Hannoverschen Straße die Anlage von Parkplätzen und einer Tiefgaragenzufahrt vor. Darüber hinaus soll auch am Südwestrand der Planungsfläche eine Tiefgaragenzufahrt angelegt werden.

Der Aufwand zur Herstellung eines tragfähigen Verkehrsflächenaufbaus ist hier vor allem vom vorgesehenen Gründungsniveau abhängig. Bei Auffüllung des Geländes auf das Niveau der angrenzenden Fahrbahn auf der Stöwwe von etwa 91,5 m ü NN ist im Bereich der vorgesehenen Verkehrsflächen darauf zu achten, dass frostfreie und verdichtungsfähige Materialien verwendet werden, die eine ausreichende Tragfähigkeit des Verkehrsflächenuntergrundes gewährleisten. Vor Einbau der ungebundenen Tragschichten ist hier ein Verformungsmodul von $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ auf dem Untergrund der Verkehrsflächen nachzuweisen.

Die Befestigungen sind dann so anzulegen, dass sie den Vorgaben gemäß RStO 12 genügen. Im Bereich der Tiefgaragenzufahrt werden für die Rampen jeweils frostempfindliche und nicht ausreichend tragfähige Bodenarten angeschnitten. Hier ist in ausreichendem Maße Bodenaustausch gegen geeigneten Schotter vorzunehmen (z.B. 0/45).

8. Gründung der Gebäude

Zu dem vorgesehenen Gründungsniveau liegen noch keine konkreten Angaben vor. Ausgehend vom Oberflächenniveau der Erdgeschoss-Sohle in einer Höhe von etwa 91,5 m ü NN liegt die Gründungssohle der nördlichen Tiefgarage dann bei etwa 87,5 bis 88,0 m ü NN.

Im Bereich der nördlichen Tiefgarage besteht der unmittelbar lasttragende Untergrund dann innerhalb der Planungsfläche aus unterschiedlich tragfähigem Baugrund. Im nordöstlichen Bereich liegen weiche Schluffe und eine Torflage vor, die bereits in geringer Tiefe von tragfähigen Sanden unterlagert werden. Dagegen ist in der südwestlichen Fläche der nördlichen Tiefgarage noch bis in Tiefen von etwa 82,50 m ü NN mit weichkonsistenten Schluffen und vereinzelt Torflagen zu rechnen. Bei Annahme einer konventionellen Gründung auf einer elastisch gebetteten Bodenplatte liegt somit innerhalb der Gründungsfläche ein sehr unterschiedlich tragfähiger Baugrund vor. Der Einbau eines Bettungspolsters von etwa 0,6 m Dicke könnte zwar in der nordöstlichen Fläche zu einem weitgehenden Austausch des kritischen Baugrundes führen. Die auf der Westseite der nördlichen Tiefgarage vorherrschenden Gründungsbedingungen würden hierdurch aber nicht wesentlich verbessert.

Überschlägig durchgeführte Setzungsermittlungen weisen bei Gründung auf einer elastisch gebetteten Bodenplatte für die Ostseite rechnerisch ermittelbare Konsolidationssetzungen von bis zu 2,0 cm und auf der Westseite von etwa 4,2 cm nach. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass die organischen Schichten neben der auflastbedingten Konsolidation auch hinsichtlich potentieller Zersetzungs Vorgänge ein zusätzliches Setzungsrisiko bergen. Außerdem werden Torfschichten erfahrungsgemäß in einem Milieu gebildet, in dem sehr kleinräumige Wechsel der Schichtmächtigkeit auftreten. Mächtigkeitszunahmen auf bis zu 1,0 m sind hier m.E. lokal nicht auszuschließen.

Aus den genannten Gründung empfiehlt es sich daher, die Gebäude so zu gründen, dass die kritischen Böden der Auenablagerungen, weiche Schluffe und Torfe, durch den Abtrag der Vertikallasten nicht beansprucht werden.

Zu erwägen sind daher Gründungen über Pfähle oder über Schottersäulen. Die Art der Gründung ist nach Festlegung des Gründungsniveaus und nach Festlegung der Lastverteilungen in der Gründungsfläche auszuwählen. Die Möglichkeiten sollten im Vorfeld mit Fachfirmen für Spezialtiefbau erwogen werden.

Ein sicherer Lastabtrag kann grundsätzlich über Pfahlgründungen erfolgen. Über die Art der Pfähle erfolgt keine Vorgabe. Die Möglichkeit zur Einbringung von Ramm- oder Verpresspfählen wird aufgrund der in den tieferen Sanden erwarteten Rammwiderstände (Spitzendruck von z.T. $q_c > 50 \text{ MN/m}^2$) als eingeschränkt beurteilt. Grundsätzlich bieten die dicht gelagerten Sande in etwa 8 bis 15 m Tiefe (CPT 2) gute Bedingungen zur Aufnahme hoher Mantelreibung ($q_{s,k,i}$) und des Pfahlsitzenwiderstandes ($q_{b,k}$). Zu berücksichtigen ist aber, dass unter dem Pfahlfuß noch eine ausreichende Mächtigkeit der tragfähigen Schicht von 1,5 m zuzüglich dem dreifachen Maß des Pfahldurchmessers vorherrschen muss.

Für die Pfahlbemessungen anzusetzende Werte der Mantelreibung und des Spitzendruckes können dann über die pfahltypbezogenen Tabellen der EA-Pfähle auf Grundlage der durch die Drucksondierungen CPT 1 bis CPT 3 nachgewiesenen Werte ermittelt werden. Für die exakte Bemessung wird eine zusätzliche Verdichtung der Bodenerkundungen durch weitere Drucksondierungen empfohlen.

Die nachfolgend beispielhaft für Bohrpfähle aufgeführten Ermittlungen für Pfahllasten berücksichtigen neben den charakteristischen Werten für die bodenschichtbezogenen Pfahlmantelwiderstände ($R_{s,k,i}$) den Pfahlfußwiderstand ($R_{b,k}$) bei Ansatz der Pfahlfußtiefe von 77,8 bzw. 77,5 m ü NN. Angegeben wurden die Bruchwerte, die nach DIN 1054 bzw. EA-Pfähle erforderlichen Sicherheiten werden hierbei nicht berücksichtigt.

Für die locker bis dicht gelagerten Sande werden schichtbezogene Pfahlmantelreibungswerte im Spektrum von $q_{s,k,i} = 80$ bis 150 KN/m^2 angegeben. In den stärker feinkörnigen Bodenschichten eventuell zusätzlich anzusetzenden geringen Mantelreibungswerte wurden nicht berücksichtigt.

Laftermittlung für Bohrpfahl im Bereich CPT 1

Pfahllänge 9,7 m bei Ansatz des Untergeschoss-Sohniveaus von 87,5 m ü NN

CPT 1 (Berechnungsansatz für 87,5 - 77,8 m ü NN)

Bodenschicht	$q_{s,k,i}$ (kN/m ²)	Charakteristischer Pfahlmantelwiderstand $R_{s,ki}$		
		D = 0,3 m	D = 0,4 m	D = 0,6 m
87,5 – 85,5	80	150,8 kN	201,1 kN	301,6 kN
85,5 – 82,3	100	301,6 kN	402,1 kN	603,2 kN
82,3 – 77,8	150	636,2 kN	848,2 kN	1.272,3 kN
Summe charakteristischer Pfahlmantelwiderstand $R_{s,k} = \Sigma R_{s,ki}$		1.088,6 kN	1.451,4 kN	2.177,1 kN

Bodenschicht	$q_{b,k}$ (kN/m ²)	Charakteristischer Pfahlfußwiderstand $R_{b,k}$		
		D = 0,3 m	D = 0,4 m	D = 0,6 m
77,8 m ü NN	1.500	106,0 kN	188,5 kN	424,1 kN

Charakteristischer Gesamtwiderstand bei $s/D = 0,02$ (R_k)	1.195,1 kN	1.639,9 kN	2.601,2 kN
--	------------	------------	------------

Lastermittlung für Bohrpfahl im Bereich CPT 2

Pfahllänge 10 m bei Ansatz des Untergeschoss-Niveaus von 87,5 m ü NN

CPT 2 (Berechnungsansatz für 87,5 – 77,5 m ü NN)

Bodenschicht	$q_{s,k,i}$ (kN/m ²)	Charakteristischer Pfahlmantelwiderstand $R_{s,ki}$		
		D = 0,3 m	D = 0,4 m	D = 0,6 m
87,5 – 83,0	0	0	0	0
83,0 – 80,5	100	188,5 kN	251,3 kN	377,0 kN
80,5 – 77,5	150	424,1 kN	565,5 kN	848,23 kN
Summe charakteristischer Pfahlmantelwiderstand $R_{s,k} = \Sigma R_{s,ki}$		612,6 kN	816,8 kN	1.225,2 kN

Bodenschicht	$q_{b,k}$ (kN/m ²)	Charakteristischer Pfahlfußwiderstand $R_{b,k}$		
		D = 0,3 m	D = 0,4 m	D = 0,6 m
77,5 m ü NN	1.500	106,0 kN	188,5 kN	424,1 kN

Charakteristischer Gesamtwiderstand bei s/D 0,02 (R_k)	718,6 kN	1.005,3 kN	1.649,3 kN
--	----------	------------	------------

Die erforderlichen Sicherheiten sind hier nicht berücksichtigt. Je nach gewähltem Pfahldurchmesser ist das Pfahlfußniveau ggf. anzupassen. Der vertikale Abstand zur unterlagernden nicht tragfähigen Schicht muss ein Maß von über 1,5 m und dem dreifachen Pfahldurchmesser betragen.

Die beiden Auflistungen sollen verdeutlichen, dass innerhalb der Planungsfläche für die nördliche Tiefgarage sehr unterschiedliche Gesamtlasten abgetragen werden können, wenn die Pfähle bei einer Länge von etwa 9,7 bis 10 m bis in das Niveau der dicht gelagerten Sande heruntergeführt werden. Sofern die aufzunehmenden Gesamtlasten nicht ausreichen, sind die Pfähle bis in den Ton- und Mergelstein in etwa 24 m unter der Geländeoberfläche herunterzuführen.

Die Bemessung des horizontalen Bettungsmoduls muss hier die geringen Lagerungsdichten der oberen Sande bzw. die weiche Konsistenz der bindigen Böden berücksichtigen. Daher wird empfohlen, jeweils die unteren Werte der vorgenannten Steifemoduln anzusetzen.

Alternativ zu den Pfahlgründungen sind die Möglichkeiten für eine Gründung über Schottersäulen zu erwägen. Die Schottersäulen sind so anzulegen, dass die nicht tragfähigen Bodenschichten durch das Einpressen des Schotters eine ausreichende Baugrundverdichtung erfahren. Hierbei ist sicherzustellen, dass die Säulen in hoher Dichte mit geringen Abständen eingebracht werden.

Im Bereich der südlichen Tiefgarage liegen nach Beurteilung der Bohrerergebnisse ähnliche Bodenverhältnisse vor wie in der nördlichen. Der Flächenbereich in dem sich die kritischen, schwach tragfähigen Böden bis in etwa 8 m Tiefe erstrecken, ist hier auf eine kleinere westliche Teilfläche beschränkt. Hinsichtlich der in der Gesamtfläche ungleichmäßigen Gründungsbedingungen, sind die problematischen Verhältnisse der nördlichen Tiefgaragenfläche aber grundsätzlich zu übertragen.

Es wird angenommen, dass die Gebäude außerhalb der Tiefgaragenflächen oberflächennah gegründet werden sollen (ohne Kellergeschoß). Drei der Gebäude kragen in Teilflächen über die Tiefgaragenbereiche aus. Hier ist zu empfehlen, die Gründungsarten anzupassen. Bei einer Gründung der Tiefgaragen auf Pfählen sollten daher auch die Gebäudebereiche außerhalb der Tiefgaragen auf Pfählen gegründet werden.

In der mittleren Planungsfläche sind zwei Gebäude vorgesehen, die vollständig außerhalb der Tiefgaragen liegen. Eine Gründung auf Bohrpfählen ist auch hier grundsätzlich die sicherste Vorgehensweise zur Gewährleistung einer setzungsarmen und dauerhaft tragfähigen Gründung.

Je nach wirtschaftlichen Erwägungen kann grundsätzlich auch die Möglichkeit oberflächennaher Gründungen über elastisch gebettete Bodenplatten überprüft werden. Es sollte dann aber sichergestellt werden, dass in den beiden Gründungsflächen keine stärkere Mächtigkeit organischer Böden vorliegt. Hierzu sollten zusätzliche Aufschlussbohrungen in einem dichten Erkundungsraster durchgeführt werden.

Bei Kostenvergleichen ist einzukalkulieren, dass bei der Gründung auf elastisch gebetteten Bodenplatten Bettungspolster aus tragfähigen Materialien von mindestens 0,6 m Dicke einzubauen sind und dass für die statischen Bemessungen Bettungsmoduln in der Größenordnung von nur etwa $k_s = 2 - 5 \text{ MN/m}^3$ angesetzt werden können, die erhebliche Dicken und Bewehrungen der Betonplatten erfordern.

Dr. E. Horsthemke