

## Geotechnisches Gutachten

### Baugebiet Oberer Büchelweg in Ravensburg

<u>Projekt Nr.</u>	A1112011
<u>Bauvorhaben</u>	Baugebiet Oberer Büchelweg in Ravensburg
<u>Auftraggeber</u>	Tiefbauamt Ravensburg Seestraße 36 88214 Ravensburg
<u>Planung</u>	Kohler Ingenieure GbR Großtoblerstraße 47 88276 Berg / Ravensburg
<u>Datum</u>	10.01.2011
<u>Bearbeitung</u>	Dipl. Ing. (FH) Ralf. Frankovsky

## Inhalt

1. Vorgang
2. Geomorphologie, Böden, Bodenklassifizierung, Bodenkennwerte, Erdbeben
3. Schicht- und Grundwasserverhältnisse, Durchlässigkeit der anstehenden Bodenschichten, Versickerungsmöglichkeiten
4. Gründung und baubegleitende Maßnahmen

## Anlagen

- 1.1 Lageplan mit Untersuchungspunkten M 1:500
- 2.1 Geotechnischer Schnitt SG1/11-SG2/11-SG3/11, M. d. H. 1:50
- 2.2 Geotechnischer Schnitt SG6/11-SG5/11-SG4/11, M. d. H. 1:50
- 3.1 Auswertung des Sickerversuches in SG 3/11
- 4.1-4 Fundamentdiagramme Einzel- und Streifenfundamente

### **1. Vorgang**

In Ravensburg soll das Baugebiet „Oberer Büchelweg“ erschlossen werden. Die fm geotechnik wurde beauftragt, eine Baugrunderkundung im Projektgebiet auszuführen und ein geotechnisches Gutachten zu erstellen. Zu diesem Zweck wurden am 19.12.2011 insgesamt sechs Schürfruben (SG1-6/11) ausgehoben. Die Schürfruben wurden im Bereich des Grundstückes „Oberer Illen“ (Flur Nr. 658/1) ausgeführt. Zwei weitere, im nördlichen Bereich des Baugebietes (Flur Nr. 687) geplante Schürfruben, konnten aufgrund des fehlenden Betretungsrechtes nicht ausgeführt werden.

Die Ansatzpunkte der Erkundungsstellen wurden nach Lage und Höhe vom Ingenieurbüro Kohler eingemessen. Die Lage der Aufschlusspunkte ist im Lageplan der Anlage 1.1 dargestellt. Die Höhen der Ansatzpunkte, so wie die detaillierte, nach DIN 4022, DIN 18196 und DIN 18300 klassifizierte Bodenaufnahme, sind in den geologischen Profilen der Anlagen 2.1 bis 2.2 aufgeführt.

### **2. Geomorphologische Situation, Bodenschichten, bautechnische Beschreibung, Bodenkennwerte und Bodenklassifizierung, Erdbebenklassifizierung**

#### *2.1 Geomorphologische Situation*

Das Untersuchungsgelände ist momentan unbebaut. Das Gelände fällt leicht von Nordwesten nach Südosten ab.

Morphologisch handelt es sich um die Hochfläche der rechten Talflanke des Schussentales. Geologisch gesehen wurde das heutige Schussental vorwiegend während der letzten Vereisung (Würm) vom Rheinvorlandgletscher und seinen Schmelzwässern geformt. Der Gletscher schürfte aus dem tertiärzeitlichen Molassesockel die Hohlform des heutigen Schussentales. Dementsprechend bestehen die Hochflächen und die Talflanken des heutigen Schussentales aus einem Sockel aus Molassegestein (Untere Süßwassermolasse), der von Moränenablagerungen (Moränenkies, Moränensand und Grundmoräne) überdeckt wird. Im Holozän wurden, bedingt durch Erosions- bzw. Verwitterungsprozesse, Verwitterungsböden

(Verwitterungsdecke, hier Verwitterungslehm) gebildet. Eine Mutterbodenauflage schließt die Schichtenfolge nach oben hin ab. Im Projektgebiet wird die natürliche Schichtenfolge stellenweise von Auffüllungen überdeckt.

## 2.2 Bodenschichten

Anhand der ausgeführten Aufschlüsse kann am Projektstandort von folgender, genereller Schichtenfolge ausgegangen werden:

Mutterboden	(Quartär: Holozän)
Verwitterungsdecke	(Quartär: Pleistozän bis Holozän)
Grundmoräne	(Quartär: Pleistozän).

Im Einzelnen wurden mit den sechs Schürfruben SG1/11 bis SG6/11 folgende Schichtglieder bzw. Schichttiefen festgestellt:

Tabelle 1: Schichtglieder und Schichttiefen (bis m unter Gelände)

Aufschluss Ansatzhöhe GOK	SG1/11 482.014	SG2/11 481.805	SG3/11 479.911	SG4/11 482.113	SG5/11 481.889	SG6/11 483.116
Auffüllung (Mutterboden)	–	0,00 – 0,30	0,00 – 0,40	0,00 – 0,40	0,00 – 0,40	0,00 – 0,40
Mutterboden	0,00 – 0,30	–	–	–	–	–
Verwitterungsdecke	0,30 – 1,90	0,30 – 2,10	0,40 – 2,20	0,40 – 1,90	0,40 – 1,70	0,40 – 2,10
Grundmoräne (steif bis halbfest)	1,90 – 2,20	2,10 – 2,30	2,20 – 2,50	1,90 – 2,10	1,70 – 2,40	2,10 – 2,50
Grundmoräne (halbfest bis lokal fest)	2,20 – 3,60*	2,30 – 3,60*	2,50 – 3,90*	2,10 – 3,60*	2,40 – 3,70*	2,50 – 3,60*

\* Endtiefe

## 2.3 Bautechnische Beschreibung der Schichten

### Mutterboden

Der Oberboden am Projektstandort besteht aus einem schwach tonigen, schwach feinsandigen sowie humosen Schluff. Die Konsistenz ist weich. Die Oberbodenschicht ist nicht tragfähig.

### Auffüllungen (Mutterboden)

Bei den angetroffenen Auffüllungen handelt es sich um aufgefüllten Mutterboden. Dieser Boden setzt sich aus einem schwach tonigen, schwach feinsandigen und humosen Schluff zusammen. Es wurden vereinzelt Ziegelreste festgestellt. Die Konsistenz des Lehmbodens ist weich.

Organoleptische Auffälligkeiten in Bezug auf Geruch und Färbung wurden nicht festgestellt. Unabhängig davon ist beim Aushub des aufgefüllten Materials der fachtechnische Entsorgungsweg einzuhalten. Es wird empfohlen, in diesem Fall einen Sachverständigen für Altlasten zu Rate zu ziehen. Die Auffüllungen sind aufgrund ihrer angetroffenen Zustandsform nicht geeignet, Gebäudelasten aufzunehmen. Sie sind daher nicht als Gründungssubstrat heranzuziehen.

### Verwitterungsdecke

Die Verwitterungsdecke besteht im Untersuchungsgebiet aus einem schwach tonigen bis tonigen, schwach sandigen Schluff. Der Kiesanteil in der Verwitterungsdecke reicht von gering kiesig bis kiesig. Lokal ist die Verwitterungsdecke schwach steinig. Die Verwitterungsdecke ist stellenweise humos und es reichen Wurzeln bis in den Verwitterungshorizont hinein. Die Konsistenz der Verwitterungsdecke ist der manuellen Ansprache zufolge als weich bis steif zu bezeichnen. Die Verwitterungsdecke ist zum Abtrag von Gebäudelasten gering bis mäßig geeignet. Die Verwitterungsdecke ist frost- und witterungsempfindlich. Bei Wasserzutritt weicht der Lehmboden schnell auf und verliert an Tragfähigkeit.

### Grundmoräne

Die Grundmoräne ist bautechnisch als ein schwach toniger bis toniger, schwach kiesiger bis kiesiger Schluff zu beschreiben. In der Grundmoräne kommen immer wieder Steine ( $\varnothing$  63 mm bis 200 mm) und auch vereinzelt Blöcke ( $\varnothing$  > 200 - 500 mm) vor. Die Grundmoräne zeigt im oberen Schichtbereich steife bis halbfeste Konsistenz. Zur Tiefe hin geht diese in halbfest bis fest über. Nach DIN 18300 sind gemischtkörnige Böden weicher bis halbfester Konsistenz in die Bodenklasse 4 und Böden mit fester Konsistenz in die Bodenklasse 6 zu rechnen, während steinige Grundmoräne zur Bodenklasse 5 gehört. Die Grundmoräne ist im ungestörten Zustand als gut tragfähig einzustufen. Auch die Grundmoräne weicht bei Wasserzutritten, z.B. durch Niederschläge bzw. Schichtwasseraustritte, schnell auf und verliert dann oberflächlich ihre Tragfähigkeit.

## 2.4 Bodenkennwerte und Klassifizierung

Im Folgenden werden die für den Erdbau notwendigen Bodenkennwerte und Bodenklassen angegeben:

Tabelle 2: Charakteristische Bodenkennwerte (Erfahrungswerte)

Schicht	Wichte (feucht) $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte (unter Auftrieb) $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Reibungswinkel $\varphi'$ [°]	Kohäsion (dräniert) $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Steifemodul $E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]
Mutterboden / Auffüllung	13 – 15	3 – 5	15 – 17,5	0	0,5 – 1
Verwitterungsdecke	18 – 19	8 – 9	25,0 – 27,5	1 – 2	4 – 6
Grundmoräne steif bis halbfest	18 – 20	8 – 10	25,0 – 27,5	3 – 6	20 – 40
Grundmoräne halbfest bis fest	18 – 20	8 – 10	25,0 – 27,5	6 – 10	40 – 50

Tabelle 3: Klassifizierung der Böden

Schicht	Bodengruppe DIN18196	Bodenklasse DIN18300	Bodenklasse DIN18301	Frostempfindlichkeit ZTV E-StB 09
Mutterboden / Auffüllungen	OU, (OU)	1	BO1	F3
Verwitterungsdecke	UL/UM	4	BB2	F3
Grundmoräne	UL/UM	4,5,6*	BB2-4/BS1-3	F3

\*je nach Anteil und Größe der Steine und Blöcke / bei fester Konsistenz Bkl.6  
 Blöcke > 600 mm sind in der Grundmoräne möglich

## 2.5 Erdbebenklassifizierung

Entsprechend der „Karte der Erdbebenzonen und geologischen Untergrundklassen für Baden-Württemberg, Regierungspräsidium Freiburg, 2005“ befindet sich das Untersuchungsgebiet in der **Erdbebenzone 1** (Gebiet, in der gemäß des zugrunde gelegten Gefährdungsniveaus rechnerisch die Intensität  $6,5 \leq I < 7$  zu erwarten ist) und der **Untergrundklasse S** (Gebiete tiefer Beckenstrukturen mit mächtigen Sedimentfüllungen).

Entsprechend der DIN 4149 / 2005-04, Abs. 5.2.3 Baugrundklassen ist bei einer Gründung in der Grundmoräne die **Baugrundklasse C** (gemischt- bis feinkörnige Lockergesteine in mindestens steifer Konsistenz) zugrunde zu legen.

## 3. Schicht- und Grundwasserverhältnisse, Durchlässigkeit der anstehenden Böden, Versickerungsmöglichkeiten nach dem DWA-A-138

### 3.1 Grundwasserverhältnisse

Während des Baggerns wurde nur in den Schürfruben SG1/11 und SG4/11 Wasser angetroffen.

Es wurden folgende Wasserstände gemessen:

Tabelle 4: Grund- und Schichtwasserstände in den Schürfruben SG1-6/11 am 19.12.2011

Schurf	GW/SW-Wasser angebaggert		GW /SW nach Untersuchungsende	
	m u. Gel.	m ü. NN	m u. Gel.	m ü. NN
SG1/11	0,90	481.11	0,90	481.11
SG2/11	kein Wasser*	-	-	-
SG3/11	kein Wasser*	-	-	-
SG4/11	2,10	480.01	2,10	480.01
SG5/11	kein Wasser*	-	-	-
SG6/11	kein Wasser*	-	-	-

\*kein Wasser bis zur Endtiefe des Schurfes angetroffen

In der Schürfrube SG1/11 floss bei 0,90 m unter der Geländeoberkante eine erhebliche Menge Wasser in die Grube. Es liegt die Vermutung nahe, dass hier eine alte Dränage angeschnitten wurde.

Bei dem angetroffenen Wasser in der Schürfrube SG4/11 handelt es sich um Schichtwasser, welches generell in der Grundmoräne vorhanden sein kann.

### 3.2 Durchlässigkeit der anstehenden Böden, Versickerungsmöglichkeiten nach dem DWA-A 138 (Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abfall und Abwasser e. V. – Arbeitsblatt DWA-A 138 – Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser)

Die Versickerung von Niederschlagswasser setzt einen durchlässigen Untergrund und einen ausreichenden Abstand zur Grundwasseroberfläche voraus. Der Untergrund muss die anfallenden Sickerwassermengen aufnehmen können. Die Versickerung kann direkt erfolgen oder das Wasser kann über ein ausreichend dimensioniertes Speichervolumen durch eine Sickeranlage mit verzögerter Versickerung in Trockenperioden dem Untergrund zugeführt werden.

Nach dem DWA-A 138 (April 2005) sollte der Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens, in dem die Versickerung stattfinden soll, zwischen  $k_f = 1,0 \cdot 10^{-03}$  m/s und  $k_f = 1,0 \cdot 10^{-06}$  m/s liegen. Die Mächtigkeit des Sickerraumes sollte, bezogen auf den mittleren höchsten Grundwasserstand, rd. 1,0 m betragen, um eine ausreichende Filterstrecke für eingeleitete Niederschlagsabflüsse zu gewährleisten. Bei Durchlässigkeitsbeiwerten von  $k_f < 1,0 \cdot 10^{-6}$  m/s ist eine Regenwasserbewirtschaftung über eine Versickerung nicht mehr gewährleistet, so dass die anfallenden Wassermengen über ein Retentionsbecken abzuleiten sind.

Der Untergrund im Untersuchungsgebiet besteht vorwiegend aus lehmigen Böden. Diese Bodenschichten sind erfahrungsgemäß schwach durchlässig bis sehr schwach durchlässig. Um den Durchlässigkeitsbeiwert der Verwitterungsdecke zu bestimmen, wurde in der Schürfgrube SG3/11 ein Sickerversuch ausgeführt (s. Anlage 3.1). Der vertikale Durchlässigkeitsbeiwert ( $k_f$ ) aus dem Sickerversuch sowie der Bemessungs –  $k_f$  – Wert nach dem DWA-A 138, Tab. B.1, ist in der Tabelle 5 dargestellt.

Tabelle 5: Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  der Verwitterungsdecke bei SG3/11

Aufschluss	vertikale Durchlässigkeit $k_f$ -Wert Feldversuch (m/s)	vertikale Durchlässigkeit $k_f$ -Wert Bemessung (m/s)	Bodenart
SG3/11 1,20 m u. GOK	$1,90 \cdot 10^{-7}$	$3,8 \cdot 10^{-7}$	Verwitterungsdecke (Schluff)

Die gemessenen vertikalen Durchlässigkeitsbeiwerte stufen die Verwitterungsdecke nach DIN 18130, Teil 1, Tabelle 1 als einen „schwach durchlässigen“ Boden ein.

Die Durchlässigkeitsbeiwerte der bindigen Grundmoräne liegen erfahrungsgemäß mit  $k_f < 1,0 \cdot 10^{-07}$  m/s außerhalb der Anforderungen des DWA-A 138 zur ausschließlichen Versickerung von Oberflächenwasser.

Die anstehenden Böden entsprechen somit nicht den Anforderungen des DWA-A 138 zur ausschließlichen Versickerung von Oberflächenwasser.

### 3.3 Randbedingungen nach dem DWA-A 138

#### Bebauung

Das Untersuchungsgelände ist momentan unbebaut, grenzt jedoch im Osten, Süden und Südwesten an bestehende Wohngebiete (vgl. Anlage 1.1) an.

Der Mindestabstand zentraler bzw. dezentraler Versickerungsanlagen (vgl. DWA-A 138, S.19, Bild 2) sollte von bestehender bzw. geplanter Bebauung - vom Baugrubenfußpunkt ausgehend - das 1,5-fache der Baugrubentiefe nicht unterschreiten. Ansonsten sind die Keller wasserdicht auszuführen.

#### Wasserschutzgebiet

Nach der online Auskunft der Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz von Baden-Württemberg befindet sich das Bebauungsareal in keinem Wasserschutzgebiet.

#### Altlastenverdachtsflächen

Nach dem DWA-A 138 dürfen keine Versickerungen im Bereich von belasteten Auffüllungen ausgeführt werden. Im Untersuchungsgebiet wurden lokale Auffüllungshorizonte erkundet. Diese Auffüllungen bzw. die angetroffenen natürlichen Schichten zeigten jedoch organoleptisch keine altlastenverdächtigen Schadstoffanreicherungen. Werden bei der Herstellung der

Versickerungsanlagen dennoch kontaminierte Bereiche festgestellt, so müssen die relevanten Bereiche genau untersucht und eingegrenzt werden.

#### 4. Gründung und baubegleitende Maßnahmen

##### 4.1 Gründung

Von den geplanten Gebäuden liegen noch keine Detailpläne vor. Die geotechnischen Schnitte sind in den Anlagen 2.1 und 2.2 enthalten. Entsprechend Abschnitt 2.3 sind die Bauwerkslasten in die Grundmoräne abzutragen.

Die Hangendgrenze der Grundmoräne wurde bei den Aufschlüssen SG1/11 bis SG6/11 auf folgenden Höhenkoten erkundet:

SG1/11:	480.114 m ü. NN / 1,90 m unter Geländeoberkante
SG2/11:	479.705 m ü. NN / 2,10 m unter Geländeoberkante
SG3/11:	477.711 m ü. NN / 2,20 m unter Geländeoberkante
SG4/11:	480.213 m ü. NN / 1,90 m unter Geländeoberkante
SG5/11:	480.189 m ü. NN / 1,70 m unter Geländeoberkante
SG6/11:	481.016 m ü. NN / 2,10 m unter Geländeoberkante

Es wird vorgeschlagen die Gebäude einheitlich in der gut tragfähigen Grundmoräne auf Fundamenten oder einer Bodenplatte zu gründen.

Werden Gebäude nicht unterkellert, so sind die Fundamente über Fundamentvertiefungen bis auf die Grundmoräne zu führen. Dazu werden senkrechte Gräben bis zur Grundmoräne ausgehoben und unmittelbar nach Aushub bis auf die Oberkante der geplanten Fundamente mit Magerbeton aufgefüllt. Wie die Baggerarbeiten zeigten, blieben die Schürfruben kurzfristig unter 90° stehen. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass die Fundamentvertiefungen unter keinen Umständen betreten werden dürfen und direkt nach dem Aushub mit Magerbeton zu verfüllen sind.

Bei einer Gründung nicht unterkellerten Gebäude auf einer elastisch gebetteten Bodenplatte ist der Verwitterungslehm durch einen Bodenersatzkörper auszutauschen. Der Bodenersatzkörper ist aus einem feinkornarmen (< 5% Schluffanteil) Kiessand herzustellen, lagenweise einzubauen und zu verdichten ( $D_{Lage} = 0,30$  m). Die ordnungsgemäße Verdichtung des Bodenersatzkörpers ist mittels Plattendruckversuchen zu überprüfen (empfohlen:  $E_{v2} \geq 100$  MN/m<sup>2</sup>). Der Bodenersatzkörper ist so weit über den Rand der Bodenplatte auszubilden, dass sich ein Lastausbreitungswinkel von 45° einstellen kann.

In den Anlagen 4.1 bis 4.4 sind Fundamentdiagramme für die Vorbemessung von Einzel- und Streifenfundamenten enthalten, welche in der Grundmoräne gründen. Der aufnehmbare Sohldruck ist dort in Abhängigkeit von der Fundamentgeometrie und für mittige Belastung dargestellt. Berechnungsgrundlage sind die DIN 1054:2005-01 und die DIN 4017:2006-03. Es liegt der Lastfall 1 (ständige Bemessungssituation) zugrunde und das Verhältnis von veränderlichen zu Gesamlasten wurde mit 0,5 vorausgesetzt.

Bei einem Ausnutzungsgrad von  $\mu \leq 1,0$  und Begrenzung der rechnerischen Setzung auf z. B.  $s \leq 1,5$  cm ist, je nach gewählter Fundamentgeometrie, folgender aufnehmbarer Sohldruck anzusetzen (Auszüge aus den Anlage 4.1 und 4.4):

#### Anlage 4.1 – quadratisches Einzelfundament (a / b = 1) – Randfundament (Auflast = 3 m)

Einzelfundament a x b = 0,80 x 0,80m: zul.  $\sigma$  = 730 kN/m<sup>2</sup>, zul. R = 467 kN, zugh.s = 1,10 cm  
Einzelfundament a x b = 1,20 x 1,20m: zul.  $\sigma$  = 663 kN/m<sup>2</sup>, zul. R = 954 kN, zugh.s = 1,50 cm  
Einzelfundament a x b = 1,60 x 1,60m: zul.  $\sigma$  = 500 kN/m<sup>2</sup>, zul. R = 1280 kN, zugh.s = 1,50 cm

#### Anlage 4.3 – quadratisches Einzelfundament (a / b = 1) - Mittelfundament

Einzelfundament a x b = 0,80 x 0,80m: zul.  $\sigma$  = 264 kN/m<sup>2</sup>, zul. R = 169 kN, zugh.s = 0,38 cm  
Einzelfundament a x b = 1,20 x 1,20m: zul.  $\sigma$  = 282 kN/m<sup>2</sup>, zul. R = 406 kN, zugh.s = 0,59 cm  
Einzelfundament a x b = 1,60 x 1,60m: zul.  $\sigma$  = 300 kN/m<sup>2</sup>, zul. R = 768 kN, zugh.s = 0,82 cm

#### Anlage 4.2 – Streifenfundament l = 15 m - Randfundament (Auflast = 3 m)

Streifenfundament b = 0,6 m, l = 15 m: zul.  $\sigma$  = 519 kN/m<sup>2</sup>, zul. R = 311 kN/m, zugh.s = 1,49 cm  
Streifenfundament b = 0,8 m, l = 15 m: zul.  $\sigma$  = 415 kN/m<sup>2</sup>, zul. R = 332 kN/m, zugh.s = 1,50 cm  
Streifenfundament b = 1,0 m, l = 15 m: zul.  $\sigma$  = 350 kN/m<sup>2</sup>, zul. R = 350 kN/m, zugh.s = 1,50 cm

#### Anlage 4.4 – Streifenfundament l = 15 m - Mittelfundament

Streifenfundament b = 0,6 m, l = 15 m: zul.  $\sigma$  = 195 kN/m<sup>2</sup>, zul. R = 117 kN/m, zugh.s = 0,49 cm  
Streifenfundament b = 0,8 m, l = 15 m: zul.  $\sigma$  = 208 kN/m<sup>2</sup>, zul. R = 167 kN/m, zugh.s = 0,66 cm  
Streifenfundament b = 1,0 m, l = 15 m: zul.  $\sigma$  = 222 kN/m<sup>2</sup>, zul. R = 222 kN/m, zugh.s = 0,83 cm.

Je nach gewählter Fundamentgeometrie ist entweder die Grundbruchsicherheit (rote Linie im Diagramm) oder die Begrenzung der Setzungen (hier 1,50 cm gewählt - blaue Linie im Diagramm) maßgebend für den aufnehmbaren Sohldruck.

Die Diagramme für die Vorbemessung der Randfundamente können herangezogen werden, wenn bei unterkellerten Gebäuden gewährleistet wird, dass ein Ausweichen des Fundamentes in Richtung Kellerseite durch ausreichend dicke Kellerwände oder einen massiv ausgebildeten Fußboden verhindert wird. Ansonsten sind auch für Randfundamente die Diagramme für Mittelfundamente heranzuziehen.

Die Diagramme für die Vorbemessung der Mittelfundamente gelten bei unterkellerten Gebäuden mit einer Fundamenthöhe von h = 0,60 m.

Die zulässigen Setzungen des Gebäudes sind vom zuständigen Planer festzulegen.

Bei den o. g. Tragfähigkeitswerten ist die gegenseitige Beeinflussung von Fundamentlasten noch nicht berücksichtigt. Es wird vorgeschlagen, die Gründungsvorbemessung nach den Fundamentdiagrammen in den Anlagen 4.1 bis 4.4 vorzunehmen. Nach Vorlage der aktuellen Bauwerkslasten (Fundamente mit Bodenpressungen) sind bei setzungsempfindlichen Tragkonstruktionen die gegenseitigen Beeinflussungen der Fundamente und die Verträglichkeit der Setzungsdifferenzen bzw. Fundamentverdrehungen mit einer Setzungsberechnung zu überprüfen.

Werden Gebäude auf einer tragenden Bodenplatte in der Grundmoräne gegründet, so kann zur Vorbemessung der Bodenplatte ein Bettungsmodul in der Größenordnung von

$k_s = 14 - 18 \text{ MN/m}^3$  angesetzt werden. Der exakte Bettungsmodulverlauf kann über den Steifemodul des Bodens anhand einer detaillierten Setzberechnung bestimmt werden.

#### 4.2 Grundwasser und Entwässerung

Nach anhaltenden Niederschlägen muss mit Schicht- und Hangwasser in der Verwitterungsdecke und der Grundmoräne gerechnet werden. Im Projektgebiet ist mit Dränagen, welche zur Grundstücksentwässerung angelegt wurden, zu rechnen. Aus diesen Dränagen fließen beim Anschneiden erhebliche Wassermengen (siehe SG1/11) aus.

Auf Grund der geringen Durchlässigkeit des Untergrundes ist in der Arbeitsraumverfüllung des unterkellerten Gebäudes mit anstauendem Sickerwasser bzw. Schichtwasser zu rechnen.

Die Abdichtung der Bodenplatte und der erdberührten Wände ist gemäß Abschnitt 9 der DIN 18195-6 gegen aufstauendes Sicker- bzw. Schichtwasser (drückendes Wasser) zu bemessen. Wird das aufstauende Sicker- bzw. Schichtwasser durch eine Ring- und Flächendränge gemäß DIN 4095 abgeführt, so genügt es die Abdichtung wie für eine durch Bodenfeuchte beanspruchte Abdichtung gemäß DIN 18195-4 auszuführen. Die Funktionsweise der Dränge muss stets gewährleistet sein (Spül-/ Kontrollschächte etc.).

#### 4.3 Baugruben

Im Baugebiet sind frei geböschte Baugruben möglich. Generell sind in der Verwitterungsdecke Böschungen mit  $45^\circ$  nach der DIN 4124 ohne rechnerischen Nachweis der Standsicherheit bis zu einer Tiefe von 5 m möglich. In der Grundmoräne sind Böschungswinkel bis  $60^\circ$  möglich.

Beim Anschneiden einer Dränge ist mit erheblichen Wassermengen zu rechnen. Diese sind mit einer offenen Wasserhaltung zu fassen und abzuleiten, um ein Aufweichen der Baugrubensohle zu verhindern. Die Austrittsstellen sind mit einem Einkornbetonaufstrich gegen das Ausfließen von Boden zu sichern.

Sollten frei geböschte Baugruben mit den o. g. Böschungsneigungen aufgrund der Platzverhältnisse nicht möglich sein, so ist die Baugrube durch einen Verbau zu sichern. Dies kann zum Beispiel ein Trägerbohlwand- oder Spundwandverbau sein. Aufgrund der hohen Konsistenz der Grundmoräne sowie lokal vorkommenden Steinen oder auch Blöcken, sind die Träger bzw. die Spunddielen nur schwer bis gar nicht ramm- bzw. rüttelbar. In diesem Fall sind Austausch- bzw. Auflockerungsbohrungen vorzusehen.

Die Standsicherheit der Verbaumaßnahmen ist rechnerisch nachzuweisen.

#### 4.4 Kanalbaumaßnahmen

Die Sohle eines eventuell erforderlichen Kanals ist noch nicht bekannt so dass hierzu in allgemeiner Form Stellung genommen wird.

Baugruben und Gräben im Projektgebiet können gemäß Abschnitt 4.3 frei geböschert werden.

Alternativ zur freien Böschung ist die Sicherung mit Grabenverbaugeräten möglich.

Der Einsatz von Grabenverbaugeräten minimiert die Aushubmenge und die Grabenbreite. Eventuell auftretendes Schichtwasser ist in den Kanalgräben mit einer offenen Wasserhaltung zu fassen.

Kommen die Kanalrohre mit Ihrer Sohle in der Grundmoräne zu liegen, so sind keine besonderen Maßnahmen zur Gründung der Rohre nötig.

Liegen die Kanalsohlen in den darüber liegenden Schichten (Verwitterungsdecke) ist als Gründungspolster ein Bodenersatzkörper (Kiessand, Schluffanteil < 5%) mit einer Mächtigkeit von  $D = 50$  cm einzubauen. Der Bodenersatzkörper ist vom anstehenden Baugrund durch ein Vlies (GRK3) zu trennen. Sollte die Gründungssohle stark aufgeweicht sein, so sind in diesen Bereichen zur Stabilisierung der Sohle zusätzlich Schroppen (gebrochenes Material) einzudrücken.

Die Verwitterungsdecke und die Grundmoräne können zur Verfüllung der Kanalgräben ohne zusätzliche Maßnahmen nicht verwendet werden. Nach dem Einbau besitzen diese Böden eine höhere Durchlässigkeit als zuvor. Bei einem Wasserzutritt werden diese Böden aufgeweicht, es werden Feinbestandteile ausgewaschen, dies führt ggf. zu Setzungen im Straßenbereich. Die Verwitterungsdecke und die Grundmoräne können nur dann zur Verfüllung der Kanalgräben herangezogen werden, wenn sie vorab durch ein Kalk-Zement Bindemittel verbessert werden (z. B. Dorosol C30).

Es wird deshalb empfohlen, die Kanalgräben mit einem gut verdichtbaren Kiessand zu verfüllen.

#### 4.5 Straßenbaumaßnahmen

Es ist davon auszugehen, dass die Erschließungsstraßen oberflächennah in der Verwitterungsdecke zu liegen kommen. Diese Böden sind nach den ZTV E-StB 09 als frostempfindlich (F2) bis sehr frostempfindlich (F3) einzustufen. Des Weiteren sind diese Böden witterungsempfindlich. Nach den ZTV E-Stb09 und der RStO ist auf dem Erdplanum eines F2/F3 Untergrundes ein Verformungsmodul von  $E_{v2} \geq 45$  MN/m<sup>2</sup> gefordert. Dieser Wert wird im Bereich des weichen Verwitterungslehms vermutlich nicht erreicht werden. Es wird empfohlen den Verformungsmodul des Erdplanums vor der Baumaßnahme (bzw. der Ausschreibung) durch Plattendruckversuche zu untersuchen.

Sollte das Erdplanum den geforderten Verformungsmodul nicht erreichen, sind baugrundverbessernde Maßnahmen notwendig. Es wird vorgeschlagen den eigentlichen frostsicheren Straßenaufbau auf einem 0,50 m dicken Bodenersatzkörper aus Kiessand (Schluffanteil < 5 %) aufzubauen. Der Bodenersatzkörper ist lagenweise einzubauen und zu verdichten. Zwischen anstehendem Baugrund und Bodenersatzkörper ist eine Trennvlies (GRK3) einzulegen. Der fachgerechte Einbau des Bodenersatzkörpers ist anhand von Plattendruckversuchen zu überprüfen.

Alternativ zu einem Bodenersatzkörper kann der Untergrund mit einem Kalk-Zement Bindemittel stabilisiert werden. (Frästiefe  $\geq 0,40$  m, Bindemittelzugabe etwa 2 – 4 Gew. % Dorosol C30 oder C50, je nach aktueller Bodenfeuchte)

Anmerkungen

Die im Gutachten enthaltenen Angaben beziehen sich auf die bei den Untersuchungsstellen ermittelten Bodenschichten und deren geotechnischen Eigenschaften. Abweichungen von den gemachten Angaben (Schichttiefen, Bodenzusammensetzung, Wasserstände etc.) können auf Grund einer Heterogenität des Untergrundes nicht ausgeschlossen werden. Ferner ist eine sorgfältige Überwachung der Erdarbeiten und eine laufende Überprüfung der angebotenen Bodenverhältnisse im Vergleich zu den Untersuchungsergebnissen und Folgerungen erforderlich. Es wird deshalb empfohlen, zur Abnahme der Gründungssohlen den Verfasser des Gutachtens heranzuziehen.

Für ergänzende Erläuterungen sowie zur Klärung der im Verlauf der weiteren Planung und Ausführung noch offenen Fragen stehen wir Ihnen gerne zur Verfügung.



Dipl. Ing. (FH) R. Frankovsky

fm geotechnik 

