

**Auftrag Nr. 4308 A**

Baugrundgutachten  
zur Erschließung des Bebauungsplangebietes  
Hennef-Ost

**Auftraggeber:** Ingenieurbüro W. Steller  
Carl F. Peters-Str. 29  
53721 Siegburg

**Bezug:** Gutachten Nr. 4054 A vom 27.02.1996 („Hossenberg“)  
Gutachten Nr. 4308 vom 11.02.1997 („Grüngürtel“)

**Anlagen:**

- Anl. 1a Übersichtslageplan mit Bohrpunkten, 1:2500
- Anl. 1b Lageplan „Grüngürtel“ mit Verlauf der Profilschnitte, 1:500
  
- Anl. 2a Bohrprofile - Gebiet südlich der Blankenberger Straße
- Anl. 2b Bohrprofile - Gebiet nördlich der Blankenberger Straße
- Anl. 2c Bohrprofile - Wohngebiet an der Blankenberger Straße
- Anl. 2d Bohrprofile - Gebiet nördlich der Bahntrasse
- Anl. 2e Profilschnitte - „Grüngürtel“
  
- Anl. 3a Auswerteschema der Versickerungsversuche nach USBR
- Anl. 3b Tabelle der Ergebnisse der Versickerungsversuche nach USBR
  
- Anl. 4a Kornverteilungskurven - Gebiet südlich der Blankenberger Str.
- Anl. 4b Kornverteilungskurven - Gebiet nördlich der Blankenberger Str.
- Anl. 4c Kornverteilungskurven - Wohngebiet an der Blankenberger Str.
- Anl. 4d Kornverteilungskurven - Gebiet nördlich der Bahntrasse
- Anl. 4e Kornverteilungsband - Gesamtgebiet Hennef-Ost

27. März 1997

## Inhaltsverzeichnis

<b>1 Situation</b>	<b>2</b>
<b>2 Verwendete Unterlagen</b>	<b>3</b>
<b>3 Allgemeine Angaben zum Untersuchungsgebiet</b>	<b>4</b>
3.1 Geländebeschreibung	4
3.2 Geologischer Überblick	4
3.3 Hydrologischer Überblick	5
<b>4 Eigenschaften des Baugrundes</b>	<b>5</b>
4.1 Vorgehen	5
4.2 Erbohrte Bodenverhältnisse (vgl. Anl.2a-d)	6
4.3 Lagerungsverhältnisse (vgl. Anl.2a-d)	8
4.4 Angetroffene Grundwasserverhältnisse	9
4.5 Bodenklassen nach DIN 18.300 (Bodengruppen nach DIN 18.196)	9
4.6 Bodenmechanische Eigenschaften	10
<b>5 Vorbeurteilung des Baugrundes</b>	<b>13</b>
5.1 Tiefbautechnische Beurteilung für den Kanalbau	13
5.1.1 Wasserhaltung	14
5.1.2 Wahl des Verbaus	14
5.1.3 Sohlbefestigung	17
5.1.4 Wiederverwendbarkeit des Aushubs	17
5.2 Beurteilung für den Straßenbau	18
5.3 Gründung von Hochbauten	19
<b>6 Beurteilung der Versickerung von Niederschlagwasser</b>	<b>20</b>
6.1 Vorschriften und Richtlinien	20
6.2 Oberflächennah festgestellte Durchlässigkeitsverhältnisse	21
6.3 Durchlässigkeit des tieferen Untergrundes	24
6.4 Beurteilung der Versickerungsmöglichkeit vorliegenden Fall	25
<b>7 Abstand des „Grüngürtels“ zur Bebauung</b>	<b>26</b>
7.1 Situation	26
7.2 Vorgehen	26
7.3 Ergebnisse	27
7.4 Zusammenfassung und Beurteilung	28

## 1 Situation

Das in Anl.1 dargestellte, von der bestehenden Ortsbebauung Weldergoven bis rund 150 m südlich der Blankenberger Straße reichende, etwa 600 x 800 m umfassende Gebiet soll im Zuge der Rahmenplanung Hennef-Ost städtebaulich erschlossen werden.

Wie bereits für die südlich an die jetzige Untersuchungsfläche angrenzenden Teile des Bebauungsgebietes Hennef-Ost (sh. Gutachten Nr. 4054A vom 27.02.1996 und 4276 vom 26.11.96) ist nachfolgend eine Erkundung der Baugrundverhältnisse hinsichtlich des künftigen Kanal- und Straßenbaues, der Gründung von Hochbauten sowie der Versickerung der anfallenden Niederschlagwässer vorzunehmen. Da noch keine konkreten Planungen vorliegen, handelt es sich auch hier um eine Voruntersuchung, welche ggf. entsprechend den Bedürfnissen der Einzelbauvorhaben zu ergänzen ist. In dem bestehenden Wohngebiet beiderseits der Blankenberger Straße beschränkt sich die Untersuchung auf die Möglichkeit der Versickerung von Niederschlagwasser.

Wir wurden durch das Ingenieurbüro W. Stelter / Siegburg beauftragt, die erforderlichen Arbeiten auf der Grundlage unseres schriftlichen Angebots vom 09.01.1997 durchzuführen.

Ergänzend dazu erhielten wir den Auftrag, entsprechend unserem Angebot vom 24.02.97 zu untersuchen, inwiefern durch die geplante Versickerungszone „Grüngürtel“ am Südrand des Arbeitsgebietes die Trockenhaltung der benachbarten Bebauung beeinträchtigt wird.

Die Möglichkeit der Versickerung von Niederschlagwasser im Bereich des „Grüngürtels“ behandelt unser Vorbericht Nr. 4308 vom 11.02.1997.

## 2 Verwendete Unterlagen

Für die Durchführung der Geländearbeiten stellte uns das Ingenieurbüro Stelter einen Übersichtslageplan zum Rahmenplan-Konzept Hennef-Ost, Stand Okt. 1996, 1:2500, zur Verfügung.

Darüber hinaus liegen für den südöstlichen Teil des Untersuchungsgebietes weitere Unterlagen vor, die bereits für unsere o.g. früheren Berichte Verwendung fanden und dort dokumentiert sind.

Nach Abschluß der Geländearbeiten erhielten wir in der 12. KW:

- Lageplan Hennef-Ost, 1:2500, Stand Mai 1996, für Anl.1a verwendet
- Lageplan „Grüngürtel“, 1:500, Stand März 1997, für Anl.1b verwendet
- Geländeschnitte „Grüngürtel“, 1:500/50, Stand März 1997, für Anl.2e verwendet

## 3 Allgemeine Angaben zum Untersuchungsgebiet

### 3.1 Geländebeschreibung

Das Untersuchungsgebiet besitzt annähernd den Umriß eines Dreiecks, dessen Eckpunkte am Südostende der Ortsbebauung Weldergoven, an der Blankenberger Straße nahe Hossenberg sowie an der Überquerung der Blankenberger Straße über die Bundesbahntrasse liegen (sh. Anl. 1). Die rund 900 m lange Ostflanke dieses Dreiecks wird vom Steilufer der Sieg gebildet.

Von dem mit rund 98,0 mNN höchsten Punkt in der Südostecke fällt die Fläche gegen Nordwesten bis auf eine Höhe von etwa 80,0 mNN ab, ist also mit einem durchschnittlichen Gefälle von rund 2 % nur schwach geneigt. Dieses generelle Einfallen wird durch eine Nord-Süd verlaufende, das Dreieck halbierende Geländestufe (Höhenverlust gegen Westen z.T. mehr als 5 m) sowie eine langgestreckte, rinnenartige Vertiefung parallel zum Südwestrand des Gebietes modifiziert. Südlich der Gebietsgrenze steigt das Gelände z.T. stärker an.

Abgesehen von der bestehenden Wohnbebauung beiderseits der Blankenberger Straße und einer Ost-West verlaufenden, rund 7 m bis max. ca. 15 m tief eingeschnittenen Bahntrasse wird das Gelände bisher ausschließlich landwirtschaftlich genutzt.

### 3.2 Geologischer Überblick

Blatt Siegburg der Geologischen Karte 1:25.000 zeigt im Untersuchungsgebiet überwiegend eine Bedeckung aus pleistozänem Lößlehm und Löß („kalkiger Staubsand, meist verlehmt“).

Im Gelände wird deutlich, daß es sich dabei im engeren Sinn um „Schwemmlöß“ bzw. „Schwemmlößlehm“ handelt, d.h. ursprünglich vom Wind angewehter eiszeitlicher Löß - bzw. dessen Verwitterungsprodukt Lößlehm - wurde später durch die „Ur-Sieg“ umgelagert und während Hochwässern und in Altarmen an ihren heutigen Platz verfrachtet. Diese Vorgeschichte des Materials äußert sich in der gegenüber reinem Löß - wie z.B. im benachbarten künftigen Gewerbegebiet Hossenberg erhohrt - inhomogeneren Beschaffenheit des Materials, d.h. die Sand- und Tonanteile des Schluffes sind sowohl vertikal als auch lateral wechselhaft. Gegen Norden verlieren die Schluffdeckschichten immer mehr ihren Lößcharakter und gehen in Hochflutlehm über.

An einigen Punkten des Arbeitsgebietes vermerkt die Geologische Karte Kies und Sand der pleistozänen Mittelterrasse der Sieg. Unsere Bohrungen belegen, daß sie weiträumig unter den o.b. Schluffdeckschichten verbreitet sind.

Als Liegendes folgt das Grundgebirge in Form von Ton-/Schluffsteinen der Wahnbachschichten, die Einschaltungen von Sandsteinen enthalten. Oberflächennah sind diese Gesteine erfahrungsgemäß meist stark verwittert und z.T. verlehmt oder vertont.

### 3.3 Hydrologischer Überblick

Aus den Schnittkarten der Hydrologischen Karte von NRW 1:25.000 geht hervor, daß ein geschlossener Kluftwasserspiegel erst ca. 5 bis 10 m innerhalb des devonischen Sockels zu erwarten ist, und nahe dem Steilufer der Sieg dürfte sich der Abstand zur Geländeoberfläche weiter erhöhen.

Bedingt durch die stark wechselnden Durchlässigkeiten innerhalb der Deckschichten sowie die häufig wasserstauende Wirkung der Verwitterungsoberfläche des devonischen Grundgebirges kann es jedoch jahreszeitlich zur Bildung von oberflächennahem Schichtenwasser kommen.

Versickerndes Niederschlagwasser fließt ausschließlich dem Siegtal zu.

## 4 Eigenschaften des Baugrundes

### 4.1 Vorgehen

Da zur Art der Nutzung, Straßenführung usw. noch keine endgültigen Festlegungen bekannt sind, wurde eine rasterartige Anordnung der Bohrpunkte im gegenseitigen Abstand von 80 m x 80 m angezielt. Auf Grund der bestehenden Bebauung oder fehlender Zutrittsberechtigung zu einigen Grundstücken ergaben sich innerhalb dieses Gitters einige Verschiebungen, wie aus dem Lageplan Anl. 1 ersichtlich wird.

Abgeteuft wurden, im Zeitraum von Mitte Januar bis Mitte Februar 1997, insgesamt 57 Rammkernbohrungen  $\varnothing$  36 mm, Um Verwechslungen mit unseren früheren Bohrungen auf den südlich benachbarten Abschnitten des Bebauungsplangebietes Hennef-Ost zu vermeiden, erhielten sie 200er-Bezeichnungsnummern.

Die ursprünglich geplanten Bohrungen B209 und B214 mußten entfallen, da der Grundstückbesitzer den Arbeiten nicht zustimmte und eine Verlegung sich auf Grund der Nähe benachbarter Bohrpunkte als nicht sinnvoll erwies.

Bei der Planung der vorgesehenen Endtiefen wurde unterschieden zwischen „Schlüsselbohrungen“ zur Erkundung des tieferen Untergrundes (wobei möglichst der Felsuntergrund erreicht werden sollte, zumindest aber die Mittelterrassenschotter der Sieg über eine Mächtigkeit von mehreren Metern nachzuweisen waren) und dazwischenliegenden „Normalbohrungen“ (welche möglichst die Schluffdeckschichten durchteufen und bis in die Mittelterrassenschotter vordringen sollten).

In vielen Fällen konnte die ursprünglich angezielte Endtiefe von ca. 10,0 m (Schlüsselbohrungen) bzw. ca. 6,0 m (Normalbohrungen) nicht erreicht werden, da die Bohrungen vorher in sehr dicht gelagertem Terrassenschotter, Felsschutt oder verwittertem Fels festkamen bzw. ein weiteres Eintreiben des Gestänges mit Benzinhammer nicht mehr möglich war.

Die tiefste Bohrung ist B208, wo in einer Endtiefe von 13,0 m weiterhin Terrassenschotter ansteht.

Für die am 24.02.97 beauftragte ergänzende Untersuchung im Bereich des „Grüngürtels“ wurden Ende Februar zusätzlich die 7,80 bzw. 8,00 m tiefen Bohrungen B301-303 durchgeführt sowie die bestehende Bohrung B211 von 6,00 m auf die Abbruchtiefe von 6,80 m vertieft.

Die Bohrprofile nach DIN 4023 wurden in Anl.2a-d höhenrichtig und auf NN. bezogen aufgetragen. Wie üblich sind sie nur für die Bohrstellen maßgebend. Anl.2a enthält zur ergänzenden Information zusätzlich die Profile der benachbarten Bohrungen B2-9 unseres o.e. Gutachtens Nr. 4054A (bzgl. Gewerbegebiet Hossenberg)

Die Auftragung erfolgte in etwa parallel zur Blankenberger Straße bzw. zur Eisenbahntrasse angeordneten Schnitten. Diese sind entsprechend dem  $\pm$  quadratischen Bohrraster so übereinander angeordnet dargestellt, daß sie auch senkrecht als Schnitte gelesen werden können. Dabei sind - besonders im Fall der bestehenden Bebauung beiderseits der Blankenberger Straße (Anl.2c) - jedoch die o.b. Verschiebungen innerhalb des Bohrrasters zu beachten.

Als Grundlage für das Nivellement diente ein Höhenfestpunkt am „Wingenshof“ (98,290 mNN) bzw. - zur Kontrolle - am Haus Blankenberger Straße 25 (80,209 mNN).

## 4.2 Erbohrte Bodenverhältnisse (vgl. Anl.2a-d)

Entsprechend der überwiegend landwirtschaftlichen Nutzung des Arbeitsgebietes setzt die Schichtenfolge an der Mehrzahl der Untersuchungsstellen mit einer 0,20 m bis 0,40 m starkem **Mutterbodendecke** ein, die örtlich z.T. mit gewachsenem Kies vermischt ist. Wegen des zu Beginn der Bohrarbeiten herrschenden Bodenfrostes und der damit verbundenen Aufhellung des Bodens war an mehreren Punkten auf den Feldern südlich der Blankenberger Straße die exakte Stärke der Schicht nicht bestimmbar, worauf in Anl.2a durch ein vorangestelltes „ca.“ hingewiesen wird.

Statt oder unterhalb der Mutterbodendecke folgen vor allem im bestehenden Wohngebiet beiderseits der Blankenberger Straße (B235-238), daneben vereinzelt auch in einigen Bohrungen des übrigen Arbeitsgebietes (B204, 208, 224) **künstlich angefüllte Schichten** in Form von Erdaushub (d.h. Mutterboden u./o. Kies-Sand u./o. Lehm, häufig miteinander vermengt), der überwiegend zur Geländerhöhung oder Wegebefestigung aufgebracht wurde. Lediglich in B204 und B238 zeigten sich darin einzelne Bruchstücke von Ziegeln bzw. Mörtel.

In B237, d.h. an der Überquerung der Blankenberger Straße über die Bahntrasse, reichen die künstlichen Anfüllungen wahrscheinlich bis 1,80 m unter Gelände und könnten, worauf auch die Aussagen eines Anwohners hindeuten, mit einer in der Vergangenheit erfolgten Höherlegung der Straße im Zusammenhang stehen. An den restlichen genannten Stellen wurden die Anfüllungen 0,20 bis max. 0,70 m unter Flur festgestellt.

Unter diesen Bedeckungen schließen sich **Schluffschichten** an, die in Bezug auf ihren Gehalt an Nebengemengteilen (Ton, Sand, örtlich Kies) z.T. deutlich variieren:

In den Bohrungen südlich der Blankenberger Straße bestehen die Schluffdeckschichten überwiegend aus Lößlehm oder Übergangsformen zu Löß, d.h. nach der Kornverteilung handelt es sich dort meist um schwach feinsandigen oder feinsandigen, sehr schwach oder schwach tonigen Schluff. Nördlich der Blankenberger Straße werden Lößlehm / Löß dagegen seltener und sind nördlich der Bahntrasse nicht mehr anzutreffen.

Die übrigen Schluffschichten des Arbeitsgebietes, die dieser Beschreibung nicht entsprechen, werden in den Bohrprofilen der Anl.2a-d unter der Bezeichnung „Lehm“ zusammengefaßt. Sie zeichnen sich tendenziell durch einen höheren Gehalt an Sand (schwach sandig oder sandig, örtlich stark sandig, selten sehr schwach kiesig) und Ton

(schwach tonig oder tonig) aus. Darüber hinaus besteht die Sandkomponente des Lehms i.d.R. nicht aus dem für Löß / Lößlehm typischen Feinsand, sondern aus „normalem“ Mittelsand.

Die beiden beschriebenen Arten von Schluffen sind im Gelände häufig nicht deutlich voneinander zu trennen, gehen also ineinander über oder treten in Wechsellagerung auf. Die Konsistenz der Schluffschichten wechselt meist zwischen „steif“ und „weich“, gelegentlich auch „halbfest“ oder „halbfest-fest“. Breiige Konsistenz lag lediglich in den Bohrungen B204 (Bohrtiefe 1,40-1,70 m), B225 (Zwischenlagen im Bohrtiefenbereich von 2,40-3,60 m), B239 (Bohrtiefe 4,50-5,10 m) und B301 (Bohrtiefe 0,50-0,90 m) vor. Zur Zeit der Untersuchung wies die überwiegende Anzahl der Schluffschichten Wassergesättigung („wg.“) auf.

Der Übergang zu den unterlagernden Terrassenschottern der Sieg erfolgt in der Mehrzahl der Fälle entweder scharf abgegrenzt - nördlich der Bahn stets - oder innerhalb eines wenige Dezimeter bis etwa 1 m mächtigen Abschnittes, in dem **Schluff, Sand und Kies in wechselnden Anteilen** vorkommen.

Die nördlich der Blankenberger Straße liegenden Bohrungen B219 und B226 sowie mehrere der südlich dieser Straße abgeteuften Bohrungen - besonders im mittleren Bereich des an der Südgrenze des Arbeitsgebietes geplanten „Grüngürtels“ (vgl. Anl. 2e) - weisen dagegen derartige Übergangsschichten in Mächtigkeiten von bis zu 3,40 m (B240) auf.

Sie bestehen allgemein aus Wechsellagerungen von Schluffsand (sehr schwach oder sehr schwach bis schwach tonig, mindestens steif bis weich, meist wassergesättigt) und Sanden ( $\pm$  schluffig, teils etwas kiesig, mitteldicht oder mitteldicht bis dicht gelagert).

Darüber hinaus weisen die südlich der Blankenberger Straße gelegenen Bohrungen B202, B217 und B242 mit den Schluffdeckschichten bzw. den Übergangsschichten vergesellschaftete, 0,30 bis max. 0,80 m mächtige Einschaltungen **steifen und halbfesten Tons** auf.

Unterhalb der bisher beschriebenen Deckschichten folgen überall **Terrassenschotter** der Sieg in Form von gerundeten Steinen, Kiesen, Sanden und Schluff in der üblichen Vermengung und Wechsellagerung. Selten treten darin steife oder halbfeste Zwischenlagen von Schluff-Sand oder Ton auf, deren Mächtigkeit i.d.R. nur wenige Zentimeter, in B303 1 Dezimeter und in B238 3 x 1 Dezimeter beträgt. In B216 wurde eine 1 Dezimeter starke weiche Lehmzwischenlage festgestellt. Nach der Geländeansprache liegt der Schluffanteil der Terrassenschotter meist bei „schwach schluffig“. Besonders in den oberen Dezimetern, örtlich auch in dem darunterliegenden Bereich, steigt der Gehalt z.T. auf „schluffig“ an. Nach den Ergebnissen unserer Naßsiebungen Anl. 4a-d schwankt der Schluffgehalt meist zwischen 10 und 15 %, kann aber auch bis zu 24,7 % betragen.

Die Lagerungsdichte der Terrassenschotter ist nach den Beobachtungen beim Rammbohren meist „mitteldicht-dicht“ oder „dicht“, gelegentlich „mitteldicht“. Im Bereich der Endtiefen ist häufiger eine Steigerung auf „dicht - sehr dicht“ oder „sehr dicht“ feststellbar.

Unterhalb der Terrassenschotter wurde mehrfach das **devonische Grundgebirge** bzw. dessen **Verwitterungsschichten** erbohrt.

Bei den Verwitterungsschichten, welche das Grundgebirge ankündigen bzw. mit der Tiefe z.T. ohne klare Schichtgrenze in dieses übergehen, handelt es sich vorwiegend um  $\pm$  sandig-schluffigen Felsschutt (meist zu „Mürbfelschutt“ verwittert), seltener um Verwitterungston oder -lehm ( $\pm$  sandig-steinig, steif, halbfest oder fest). Ihre Mächtigkeit schwankt in den Bohrungen zwischen mehr als 3,50 m (B248) und wenigen Dezimetern; häufig fehlen sie völlig, d.h. die Terrassenschotter ruhen unmittelbar auf dem Grundgebirge.

Dieses besteht aus verwittertem, zersetztem Tonstein-, Schluffstein- oder Sandsteinfels mit bereits deutlich erkennbarer Kluffstruktur. Die Ansprache des Rammwiderstandes beim Bohren lag meist im Bereich von „dicht“ oder „sehr dicht“. Mindestens bis zu den Abbruchtiefen der Bohrungen läßt sich der verwitterte Fels wegen der verminderten Gesteinhärte als „Mürbfels“, „Hackfels“ oder „Faulfels“ beschreiben. Unterhalb ist erfahrungsgemäß mit einer weiteren Abnahme des Verwitterungseinflusses und Zunahme der Gebirgsfestigkeit zu rechnen.

### 4.3 Lagerungsverhältnisse (vgl. Anl.2a-d)

Hinsichtlich der Lagerungsverhältnisse der Schichten, d.h. Verbreitung, Mächtigkeit und Höhenlage bzgl. NN ergibt sich aus den Profilschnitten Anl.2a-d eine Zweiteilung des Arbeitsgebietes, die morphologisch durch die im Abschnitt „Geländebeschreibung“ erwähnte, Nord-Süd verlaufende **Geländestufe** (Höhenverlust gegen Westen z.T. mehr als 5 m) markiert wird.

In der Osthälfte des Gebietes weisen die Bohrungen die Dachfläche des verwitterten **Grundgebirges** in Tiefen von 3,40 m (B231) bis max. 9,70 m (B202) unter Gelände nach, was einer Höhenlage von rund 85 mNN ( $\pm$  ca. 1,5 m) entspricht. Nahe des Geländesprunges taucht der Fels ab, z.B. in B258 auf 79,6 mNN, wie auch im Eisenbahneinschnitt deutlich erkennbar. In der Westhälfte erreichte keine der Bohrungen den Felsuntergrund, auch nicht die 9,60 m tiefe B245, deren Endtiefe mit 71,7 mNN am niedrigsten liegt.

Die Oberkante der **Terrassenschotter** liegt in der Osthälfte der Fläche weiträumig auf einem Höhenniveau um 90 mNN, wobei örtliche Schwankungen beobachtet wurden (z.B. südlich der Blankenberger Straße 87,6 mNN in B202 und 94,2 mNN in B204). Unmittelbar westlich des Geländesprunges liegt die Fläche bei etwa 82 mNN und neigt sich bis zu den westlichsten Bohrungen bis auf rund 79 mNN oder örtlich tiefer (z.B. 76,0 mNN in B240).

An der Mehrzahl der Punkte beträgt die erbohrte Mächtigkeit der Terrassenschotter mehrere Meter, bis hin zu mindestens 7,90 m in B245. Direkt östlich der Geländestufe, wo der Fels oder dessen Verwitterungsprodukte meist in geringer Tiefe liegen, reduziert sich die Mächtigkeit dagegen auf z.T. weniger als 1 m (z.B. 0,50 m in B248). Auch am Südrand des Untersuchungsgebietes, wo ein Auskeilen der Terrassenschotter zu erwarten ist, wurden z.B. in B202 lediglich 1,50 m festgestellt.

Die Mächtigkeit der **Schluffdeckschichten** schwankt zwischen 11,40 m in B208 (incl. Mutterboden und einige Sand- und Kieszwischenlagen) und 0 m in B243 und B255. Tendenziell wurden dabei die größeren Mächtigkeiten südlich der Bahntrasse festgestellt,

dort wiederum am Südrand des Arbeitsgebietes sowie unmittelbar westlich des Geländesprunges.

Nördlich der Bahntrasse reicht der Decklehm lediglich bis max. 1,80 m unter Gelände.

#### 4.4 Angetroffene Grundwasserverhältnisse

Wie im Kapitel „Hydrologischer Überblick“ erwähnt, ist ein geschlossener Kluftwasserspiegel erst ca. 5 bis 10 m innerhalb des devonischen Grundgebirges zu erwarten, und nahe dem Steilufer der Sieg dürfte sich der Abstand zur Geländeoberfläche weiter erhöhen. Erwartungsgemäß erreichte keine der Bohrungen diese grundwasserführende Zone des Sockels.

In B221, B254 und B259 erwiesen sich die oberhalb des verwitterten Felses erbohrten Schichten z.T. als feucht oder naß, und bei der einen oder mehrere Tage später erfolgten Nachmessung hatte sich in diesem Niveau Schichtenwasser eingestellt.

Auch in den Bohrlöchern von B202, B212, B216 und B227 sammelte sich nach Beendigung der Bohrung Wasser an, allerdings nur bis zur Oberkante des verwitterten Felses. Da dieser in der Bohrsonde „bergtrocken“ (d.h. trockener als erdfeucht) war, handelte es sich dort offenbar um geringe Sickerwassermengen, die von weiter oberhalb stammten (z.B. getauter Bodenfrost oder Schichtenwasser aus wassergesättigten Schluffen) und deren weiteres Eindringen durch den verwitterten Fels verhindert wurde, was dessen wasserstauende Wirkung belegt. In den Bohrprofilen Anl.2a-d sind diese Wasserstände im Fels nicht eingetragen, da sie - wie dargelegt - künstlich durch unsere Bohrungen erzeugt wurden.

Alle übrigen Bohrlöcher der von Mitte Januar bis Mitte Februar dauernden Geländearbeiten blieben trotz der häufig beobachteten Wassersättigung der Schluffdeckschichten sowie gelegentlich feuchter oder nasser Zwischenlagen in den Terrassenschottern bzw. im Felsschutt trocken.

Bei den anschließend Ende Februar durchgeführten zusätzlichen Geländearbeiten im Bereich des im südlich der Blankenberger Straße geplanten „Grüngürtel“ bot sich nach mehreren Regentagen dagegen ein anderes Bild:

Bei B211 und B301 spiegelte sich in den 1,40 m tiefen Versickerungsbohrungen Ø 90 mm bereits wenige Minuten nach Fertigstellung Wasser bis auf 0,70 m bzw. 0,50 m unter Gelände ein, was die örtlich geringen Durchlässigkeiten innerhalb der Deckschichten demonstriert, die zur zeitweisen Bildung von oberflächennahem Schichtenwasser führen können.

#### 4.5 Bodenklassen nach DIN 18.300 (Bodengruppen nach DIN 18.196)

**Mutterboden** (OU, OH), dh. Bodenklasse 1, wurde in nahezu allen Bohrungen in einer Stärke von 0,10 m bis max. 0,40 m - meist 0,30 m - festgestellt (sh. Anl.2a-d).

Die **künstlichen Anfüllungen** wie beschrieben ([OU, OH, TL, TM, UL, GU], A) gehören überwiegend zu den Bodenklassen 3 und 4 (leicht und mittelschwer lösliche Bodenarten). Daneben ist erfahrungsgemäß die Einlagerung von Steinen oder größeren Bauschuttresten nicht auszuschließen, was eine Einstufung in die Klassen 5, 6 und 7

(schwer lösbarer Boden / leicht & schwer lösbarer Fels) rechtfertigen würde. Derartige Einlagerungen wurden jedoch nicht erbohrt.

Die sich aus Lößlehm oder Übergangsformen zu Löß sowie aus Lehm zusammensetzenden **Schluffdeckschichten** (TM, TL, UL) rechnen bei halbfester, steifer oder steif-weicher Konsistenz zur Klasse 4 (mittelschwer lösbare Bodenarten).

Bei häufig zu beobachtender weicher Konsistenz besteht bereits eine Tendenz zu Klasse 2 (wasserhaltende und fließende Bodenarten), welche im Fall der vereinzelt festgestellten breiigen Schluffe bereits eindeutig vorliegt.

Je nach Witterungsverhältnissen und / oder Arbeitsweise der ausführenden Firmen ist die Umwandlung begrenzter weiterer Mengen in Klasse 2 nicht auszuschließen.

Bei den aus **Schluff und Sand in wechselnden Anteilen**, d.h. Schluffe und  $\pm$  schluffige Sande (UL, SU, SU\*) bestehenden Übergangsschichten zwischen Schluffdeckschichten und Terrassenschottern handelt es sich i.d.R. um Klasse 4 (mittelschwer lösbare Bodenarten). Angesichts der Bewegungsempfindlichkeit der meist wassergesättigten Schluffe ist auch in diesem Fall je nach Witterungsverhältnissen und / oder Arbeitsweise der ausführenden Firmen eine teilweise Umwandlung in Klasse 2 nicht auszuschließen.

Die seltenen, 0,30 bis max. 0,80 m mächtigen Einschaltungen **steifen und halbfesten Tons** (TA, TM) rechnen zur Klasse 5 (schwer lösbare Bodenarten).

Die **Terrassenschotter** der Sieg in Form von  $\pm$  schluffigen Gemengen und Wechsellagerungen aus gerundeten Steinen, Kiesen und Sanden (GW, GU, GU\*, SU, SU\*) sind überwiegend Klasse 5 (schwer lösbarer Boden). Bei häufiger festgestelltem geringem Steinanteil erfolgt eine Einstufung in Klasse 3 (leicht lösbarer Boden) oder, bei seltenerem gleichzeitig erhöhtem Schluffgehalt, in Klasse 4 (mittelschwer lösbare Bodenarten). Erfahrungsgemäß können auch einzelne größere Steine eingelagert sein, welche je nach Durchmesser eine Einstufung begrenzter Aushubmengen in die Klassen 6 oder 7 (leicht oder schwer lösbarer Fels und vergleichbare Bodenarten) rechtfertigen.

**Verwitterungston, -lehm und Felsschutt** (TM, TL, GI, GU, GU\*, GT\*) sind als Klasse 5 (schwer lösbare Bodenarten) einzustufen, wobei verschiedentlich bereits eine Tendenz zur Klasse 6 (leicht lösbarer Fels) besteht.

Sollten bei Schichtenwasserführung dünne aufgeweichte Zwischenlagen vorkommen, was in den Bohrungen nicht festgestellt wurde, sind sie der Klasse 2 zuzuordnen.

Eindeutig Klasse 6 ist der **verwitterte Fels** bis zu den Endtiefen der Bohrungen, da generell Klasse 7 dort nicht vorliegt, wo sich das Rammbohrgestänge noch eintreiben läßt. Unterhalb der Abbruchtiefen ist **unverwitterter Fels** der Klasse 7 (schwer lösbarer Fels) nicht auszuschließen.

## 4.6 Bodenmechanische Eigenschaften

**Künstliche Anfüllungen:** Es handelt sich um inhomogen zusammengesetzte Schichten, die als unzuverlässiger Baugrund einzuschätzen sind. Zur Aufnahme von

Fundamentlasten sind sie wegen der Gefahr ungleicher, bauwerksschädlicher Setzungen nicht geeignet.

Die vorübergehende Standfestigkeit, die für die Standsicherheit begrenzter, vorübergehend ungesicherter Bereiche von Bedeutung ist, hängt vom Schluffanteil bzw. der „Bindigkeit“ ab und kann somit zwischen gut und gering schwanken.

Kennwerte:

Feuchtraumgewicht	$\gamma_f = 18 - 20 \text{ kN/m}^3$
Ersatzreibungswinkel (incl. teilweise vorh. Kohäsion)	$\varphi = 25,0 - 32,5^\circ$
Steifeziffer	$E = 4 - 20 \text{ MN/m}^2$

**Schluffdeckschichten:** Von diesen  $\pm$  tonigen,  $\pm$  sandigen Schluffen hat insbesondere der Löß wegen seines fast fehlenden Tonanteils ein sehr geringes Wasserbindevermögen und in der Folge eine sehr geringe Plastizität. Hierdurch ergibt sich seine extreme Wasserempfindlichkeit: Eine geringe Wassergehaltserhöhung genügt, um die Konsistenz stark zu verschlechtern.

Die Schluffdeckschichten sind außerdem meist stark störungs- bzw. bewegungsempfindlich (thixotrop), d.h. bereits bei natürlichen Wassergehalten entsprechend steifer Konsistenz erfolgt bei mechanischer Beanspruchung (Kneten, Befahren, mechanisches Verdichten) eine mindestens vorübergehende Plastifizierung. Beim Anschneiden unter Schichtenwasser ist Löß fließfähig. Schichtenwasser wurde allerdings, wie bereits erwähnt, nur örtlich erbohrt.

Aus der teils extremen Empfindlichkeit des Materials ergeben sich eine Reihe von unbedingt zu beachtenden Erdbauhinweisen:

- Erdarbeiten sind stark witterungsabhängig. Bei Regen sind sie ggf. zu unterbrechen. Danach darf nur bei abgetrocknetem Planum weiter gearbeitet werden.
- Befahren und Rüttelverdichtung führen bereits bei erdfeuchtem Schluff mit geringem Tongehalt zur Plastifizierung. Ggf. sind Baustraßen vorzusehen.
- Aushubmaterial ist nur in einem Zustand „trockener als erdfeucht“ optimal verdichtbar. Beim Aushub in diesem Zustand befindliches Material ist nach Zwischenlagerung nur wiederverwendbar, wenn es durch Abdecken vor Wasseraufnahme geschützt wird. Eingebautes Bodenmaterial muß sofort auf Endverdichtung gebracht werden.
- Baugrubenböschungen sind ggf. mit Folien vor Erosion zu schützen, wenn Niederschlagwasser aus einem größeren Einzugsgebiet einströmen kann.
- Zum Baugrubenaushub sollte unbedingt stets ein Baggerlöffel ohne Zähne verwendet werden, da nur so eine präzise Aushubsohle erreichbar ist und das Durchpflügen mit anschließender Aufweichung vermieden wird.
- Die nachträgliche Aufweichung von Baugrubensohlen läßt sich durch Einbringen körniger Schutzschichten (z.B. Kiessandgemische, Schotter, gut abgestufte Lava 0/56 usw.) weitgehend verhindern. Um den empfindlichen Untergrund nicht zu plastifizieren, dürfen diese, falls überhaupt erforderlich, nur mit einem leichten Gerät verdichtet werden, dessen Tiefenwirkung nach Herstellerangabe nicht über die Stärke der körnigen Schicht hinausgeht. In diesem Fall ist die Endverdichtung sofort nach dem Einbau vorzunehmen, da sich zwischenzeitliche Niederschläge die Verdichtbarkeit in Frage stellen würden.
- Im übrigen sind die Erdbauregeln der ZTVE-StB 94 für feinkörnige Böden zu beachten.

Wenn es gelingt, durch Beachtung der obigen Hinweise die überwiegend mindestens steif-weichen Konsistenzen der anstehenden Schluffdeckschichten zu erhalten, handelt es sich um mäßig bis normal tragfähigen Baugrund.

Bei mehrfach angetroffener weicher und vereinzelt breiiger Konsistenz steigt die Setzungsfähigkeit stark an, und die Tragfähigkeit sinkt.

Kennwerte:

Feuchtraumgewicht		$\gamma_f = 20 \text{ kN/m}^3$
Reibungswinkel	halbfest / steif / weich / breiig	$\varphi = 27,5^\circ / 27,5^\circ / 25,0^\circ / 15,0^\circ$
Kohäsion	halbfest / steif / weich / breiig	$c = 15 / 5-10 / 3-5 / 0 \text{ kN/m}^2$
Steifeziffer	halbfest	$E = 18 \text{ MN/m}^2$
	steif	$E = 12 - 15 \text{ MN/m}^2$
	steif-weich	$E = 8 - 12 \text{ MN/m}^2$
	weich	$E = 5 - 8 \text{ MN/m}^2$
	weich-breiig	$E = 3 - 4 \text{ MN/m}^2$
	breiig	$E = 2 - 3 \text{ MN/m}^2$

**Übergangsschichten zu den unterlagernden Terrassenschottern der Sieg:** Diese nicht überall vertretenen, allgemein aus Wechsellagerungen von Schluffsand (sehr schwach oder sehr schwach bis schwach tonig, mindestens steif bis weich, meist wassergesättigt) und Sanden ( $\pm$  schluffig, teils etwas kiesig, mitteldicht oder mitteldicht bis dicht gelagert) bestehenden Schichten weisen bei hohen Schluffanteilen nur wenig günstigere geotechnische Eigenschaften als die überlagernden Schluffe auf und sind z.T. ebenfalls störungs- bzw. bewegungsempfindlich (thixotrop).

Mit wachsendem Sandanteil tritt eine Zunahme der Scherfestigkeit und Abnahme der Zusammendrückbarkeit ein. Im gleichen Maße verbessern sich die Erdbaueigenschaften.

Kennwerte:

Feuchtraumgewicht	$\gamma_f = 20 - 21 \text{ kN/m}^3$
Reibungswinkel	$\varphi = 27,5^\circ - 32,5^\circ$
Steifeziffer	$E = 10 - 35 \text{ MN/m}^2$

**Terrassenschotter:** Es handelt sich um reibungsbegabten, gering setzungsfähigen, gut tragfähigen Baugrund. Bei Setzungsberechnungen ist den allerdings selten auftretenden, dünnen Zwischenlagen von steifen oder halbfeste Schluff-Sanden bzw. Tonen Beachtung zu schenken.

Kennwerte:

Feuchtraumgewicht	$\gamma_f = 20 - 21 \text{ kN/m}^3$
Winkel der inneren Reibung	$\varphi = 35,0 - 37,5^\circ$
Steifeziffer	$E = 60 - 120 \text{ MN/m}^2$

**Terrassenton und Verwitterungsschichten (Lehm, Ton, Felsschutt):** Diese örtlich erbohrten Materialien weisen meist eine deutlich höhere Festigkeit als die Schluffdeckschichten auf. Durch ihre besseren Konsistenzen sind sie weniger

aufweichungs- und bewegungsempfindlich. Grundsätzlich sind sie jedoch ebenfalls vor Aufweichung zu schützen, und die für feinkörnige Böden geltenden Erdbauregeln sind zu berücksichtigen.

Kennwerte:

Feuchtraumgewicht	$\gamma_f = 20 - 22 \text{ kN/m}^3$
Ersatzreibungswinkel einschl. Kohäsionsanteil	$\varphi = 27,5 - 35,0^\circ$
Steifeziffer	$E = 30 - 60 \text{ MN/m}^2$

**Verwitterter Fels bis zur Bohrendtiefe:** Durch die starke Verwitterung liegt noch eine gewisse Aufweichungsempfindlichkeit vor, so daß vor allem gelöstes verwittertes Felsmaterial bei Wasserzutritt in ein breiiges Schluff-Stein-Gemenge verwandelt werden kann. Im anstehenden Zustand ist die Aufweichungstendenz dagegen deutlich geringer.

Kennwerte:

Feuchtraumgewicht	$\gamma_f = 22 - 23 \text{ kN/m}^3$
Ersatzreibungswinkel einschl. Kohäsionsanteil	$\varphi = 37,5 - 45,0^\circ$
Steifeziffer	$E = 50 - 150 \text{ MN/m}^2$

**Verwitterter Fels darunter:** Unterhalb unserer Bohrendtiefen ist erfahrungsgemäß mit einer weiteren Abnahme des Verwitterungseinflusses und Zunahme der Gebirgsfestigkeit zu rechnen.

Kennwerte:

Feuchtraumgewicht	$\gamma_f = 23 - 24 \text{ kN/m}^3$
Ersatzreibungswinkel einschl. Kohäsionsanteil	$\varphi = 45,0^\circ \text{ und darüber}$
Steifeziffer	$E \geq 50 - 150 \text{ MN/m}^2$

## 5 Vorbeurteilung des Baugrundes

### 5.1 Tiefbautechnische Beurteilung für den Kanalbau

**Vorbemerkung:** Angaben zur Tiefenlage von Kanälen liegen noch nicht vor. Sobald diese bekannt sind, sollten die Kanalsohl- bzw. Aushubniveaus in die maßgebenden Bohrprofile eingetragen werden. Auf diese Weise wird sichtbar gemacht, welche Bodenarten zu lösen und zu verbauen sind, ob mit Schichtenwasser zu rechnen ist, wie die Baugrubensohle beschaffen ist usw.

Ohne Tiefenangaben kann nachfolgend nur eine allgemeine Beurteilung vorgenommen werden.

## 5.1.1 Wasserhaltung

Wie bereits im Abschnitt „Angetroffene Grundwasserverhältnisse“ dargelegt, wurde im Zeitraum Mitte Januar bis Mitte Februar in den meisten Bohrungen keinerlei Grund- oder Schichtenwasser angetroffen. Die zur Zeit dieser Geländearbeiten herrschenden Verhältnisse vorausgesetzt, sind in diesen Streckenabschnitten lediglich die üblichen Vorkehrungen zur Abführung von Tagwasser zu treffen.

Ausnahmen sind die weit auseinanderliegenden Untersuchungsstellen B221, B254 und B259, wo sich Schichtenwasser einspiegelte. Dieses erreichte jedoch erst 1 oder 2 Tage nach Beendigung der jeweiligen Bohrung die in Anl.2b/c eingetragenen Endstände. Darüber hinaus wurden auch in den Bohrlöchern B202, B212, B216 und B227 geringe Sickerwassermengen nachgewiesen. Die Durchlässigkeit und Ergiebigkeit der wasserführenden, beim Bohren als „wassergesättigt“, „feucht“ oder „naß“ festgestellten Bereiche und dünnen Zwischenlagen wird auf Grund dieser Beobachtungen als gering veranschlagt.

In diesen Bereichen ist - entsprechend der vorstehenden Einschätzung - u.U. ein über die üblichen Vorkehrungen zur Abführung von Tagwasser hinausgehender Wasserhaltungsaufwand erforderlich, d.h. eine „offene Wasserhaltung“ mit Arbeitsdrainagen und Pumpensämpfen.

Die ebenfalls unter „Angetroffene Grundwasserverhältnisse“ beschriebenen Erfahrungen von Ende Februar, wonach sich nach mehreren Regentagen bei B211 und B301 in den 1,40 m tiefen Versickerungsbohrungen Ø 90 mm bereits wenige Minuten nach Fertigstellung Wasser bis auf 0,70 m bzw. 0,50 m unter Gelände einspiegelte, demonstrieren die Witterungsabhängigkeit der o.b. Wasserführung. Somit sind jahreszeitlich wechselnd auch in anderen Teilen des Arbeitsgebietes örtliche Schichtenwasservorkommen nicht auszuschließen.

Generell kann es beim Aushub unter Schichtenwasser zu örtlichem Bodenfließen kommen. Hinweise zur Vermeidung sind im Abschnitt „Bodenmechanische Eigenschaften“ zu finden.

## 5.1.2 Wahl des Verbaus

Diese erfolgt unter Berücksichtigung der Baugrubentiefe, der Empfindlichkeit der Umgebung (Bauwerke, Versorgungsleitungen usw.) gegen Setzungen, der Rammbarkeit des Untergrundes und vor allem der vorübergehenden Standfestigkeit der Schichten.

**Zur Tiefe der Baugrube und Empfindlichkeit der Umgebung:** Über die Baugrubentiefen ist noch nichts bekannt - siehe hierzu die Vorbemerkungen. Sehr tiefe Baugruben, wie nach den uns gemachten Angaben möglicherweise im Bereich der Bahntrasse erforderlich, machen i.d.R. gesonderte Überlegungen erforderlich.

Zur Empfindlichkeit der Umgebung ist zu sagen, daß diese in unbebauten Gebieten sehr gering ist. Hierdurch bleiben eine ganze Reihe von Mängeln bei der Ausführung ohne negative Folgen, die beim Bauen in geschlossener Bebauung nicht in Kauf genommen werden können. In der Folge kann z.B. ein Plattenverbau, bei dem Verbauelemente in die vorgeschachtete Baugrube eingestellt werden, ggf. auch noch bei relativ ungünstigen Baugrundvoraussetzungen eingesetzt werden. Bei strikter Kontrolle der Arbeiten seitens der Bauleitung können dem Bauherrn hierdurch Kosten erspart werden.

In bebauten Gebieten ist dagegen der Winkel der Verbindungslinie zwischen der Fundamentkante von angrenzenden Bauwerken, empfindlichen Versorgungsleitungen usw., und dem tiefsten Aushubniveau maßgeblich. Ist dieser  $30^\circ$  oder flacher, so kann - sofern keine Fließböden anstehen - davon ausgegangen werden, daß Grabungsarbeiten das zu sichernde Objekt nicht beeinträchtigen.

Der stark setzungsgefährdete Bereich, in welchem Setzungsbewegungen durch Eintritt des „aktiven Erddrucks“ wahrscheinlich sind, wird durch eine vom tiefsten Aushubniveau ausgehende, unter ca.  $60^\circ$  geneigte Linie begrenzt. Liegen Fundamente in diesem Bereich, so sind auf jeden Fall zusätzliche Maßnahmen vorzusehen, wie z.B. der Einsatz eines verformungsarmen Verbaus, der Ansatz von erhöhtem Erddruck, Belassen von Verbauteilen im Boden usw. In einem solchen Fall ist ggf. eine ergänzende Beratung vorzunehmen.

In dem zwischen der  $30^\circ$ - und der  $60^\circ$ -Linie liegende Bodenbereich *kann* es zu Bodenbewegungen, Zerrungsrissen usw. kommen. Diese lassen sich durch sorgfältiges handwerkliches Vorgehen bzw. Erzielung eines dichten, kraftschlüssigen Verbaus auf ein Minimum begrenzen, jedoch nicht vollständig ausschließen.

Welche der verschiedenen Voraussetzungen örtlich vorliegen, und wo im Einzelfall Sondermaßnahmen zu ergreifen sind, ist vom Bauherrn, Planer oder der ausf. Firma auf Grund seiner genaueren Kenntnis der Verhältnisse, d.h. der Position baulicher Anlagen zur Baugrube zu bewerten. Eine vorherige Beweissicherung ist stets sinnvoll.

**Zur Rammbarkeit:** Der Untergrund ist grundsätzlich bis zu den erreichten Bohrendtiefen rammbar. Dort, wo neben den Bohrprofilen „dichte“ Lagerung vermerkt wurde, ist i.d.R. mit Schwierigkeiten durch langsamen Rammfortschritt, Lärm- und Erschütterungsemissionen, Deformation von Rammgut usw. zu rechnen. Dies gilt erst recht bei dort vermerkter „sehr dichter“ Lagerung.

Etwa ein Drittel der Bohrungen, welche im Terrassenschotter enden, mußten wegen sehr dichter Lagerung vor Erreichen der angezielten Endtiefe von 6,0 m bzw. 10,0 m abgebrochen werden. Auf die Möglichkeit, daß in den Terrassenschottern erfahrungsgemäß auch einzelne größere Steine eingelagert sein können, welche je nach Gesteinhärte und Durchmesser einen weiteren Rammfortschritt verhindern, wird noch einmal hingewiesen.

Die 12 Bohrungen, die den verwitterten Fels erreichten - sie liegen, wie erwähnt, sämtlich in der Osthälfte des Arbeitsgebietes - mußten nach 0,20 m bis max. 1,20 m bei Erreichen sehr dichter Lagerung abgebrochen werden. Dort ist möglicherweise auch mit schwerem Rammgerät keine tiefere Rammung möglich. Genauere Auskünfte könnten auf der Grundlage von schweren Rammsondierungen nach DIN 4094 gegeben werden.

Erfahrungsgemäß werden die Grenzen der Rammbarkeit bei der Verwendung von Vibrationsbären früher als bei den klassischen Rammverfahren erreicht. Dem kann im begrenzten Umfang durch Auflockerungsbohrungen entgegengewirkt werden.

Über gebäudeschädliche Rammerschütterungen kann nach der Erfahrung gesagt werden, daß der Zustand der Bausubstanz ein wichtiger Faktor ist und ansonsten bei geringeren Entfernungen zu Gebäuden als ca. 4-5 m Schäden nicht ausgeschlossen werden können.

**Zur vorübergehenden Standfestigkeit der Schichten:** Diese ist erforderlich, um z.B. vorausschachten und die Elemente eines Plattenverbaus einstellen zu können.

Die im Wohngebiet an der Blankenberger Straße oberflächennah anstehenden angefüllten steinig-kiesig-sandigen Materialien neigen zu Nachbrüchen. Bei geringer Schichtstärke und ihrer Lage an der Oberfläche sind diese jedoch durch Hinterfüllen und Nachspindeln eines Plattenverbaus leicht zu beherrschen. Örtliche Schwierigkeiten könnten allerdings bei größeren Anfüllungsstärken grobkörnigen Materials wie bei B237 auftreten.

Die verbreiteten Schluffschichten (Lößlehm, Löß, Lehm), die örtlich unterlagernden „Übergangsschichten“ (Schluff und Sand in wechselnden Anteilen) sowie die lokal erbohrten Verwitterungsschichten (Ton, Lehm, ± steinig) sind bei halbfester, steifer und steif-weicher Konsistenz gut vorübergehend standfest. Bei weicher Konsistenz ist dies auch noch der Fall; dann kann jedoch Boden unter dem Gewicht größerer Überlagerungsstärken durch Verbaulücken gepreßt werden. Bei den selten erbohrten Schluffen von breiiger Konsistenz sowie beim bei deren Anschneiden unter Schichtenwasser kann es zu Bodenfließen kommen.

Die Terrassenschotter (Steine, Kiese und Sande in Vermengung und Wechsellagerung, ± schluffig) sind dagegen wechselnd standfest bzw. häufig nachbrüchig. Dies gilt auch für die vereinzelt angetroffenen Fälle, in denen Felsschutt nicht durch eine lehmig-tonige Matrix verbunden wurde.

Gut vorübergehend standfest ist wiederum der stark verwitterte Fels bis zu den Bohrendtiefen. In diesem Material ist jedoch auf ungünstig geneigte, stark durchtrennte Kluftsysteme zu achten, die als vorgegebene Gleitflächen wirken können. Ungesicherte Baugrubenbereiche dürfen - auch wenn sie standsicher wirken - nicht betreten werden.

**Schlußfolgerungen - Wahl des Verbaues:** Als „gut standfest“ charakterisierte Schichten können bei mäßiger Baugrubentiefe mit dem kostengünstigen Plattenverbau gesichert werden. In freiem Gelände gilt dies auch noch für mehr oder weniger nachbrüchige Schichten. Seine Verwendung erscheint daher in größeren Teilen des Gebietes möglich. Die Herstellerangaben des Verbausystems sind zu beachten.

Bei zunehmender Tiefe und Nachbrüchigkeit sowie bei erhöhter Setzungsempfindlichkeit der Umgebung ist dagegen der Gleitschienenverbau geeigneter und kann besser an die Verhältnisse angepaßt werden. Auch er verhindert allerdings nur begrenzt, daß bei größeren Überlagerungsstärken weicher Boden durch Verbaulücken gepreßt wird oder daß es bei breiiger Konsistenz sowie beim Anschneiden von Schluffschichten unter Schichtenwasser zu Bodenfließen kommt. Derartige Einschränkungen sind örtlich vor allem in den Gebieten zu erwarten, in denen die Schluffdeckschichten ihre größten Mächtigkeiten erreichen, d.h. südlich der Bahntrasse, dort wiederum am Südrand des Arbeitsgebietes sowie unmittelbar westlich des o.e. Geländesprunges. Nördlich der Bahntrasse ist dies wegen der geringen Stärke der Schluffe von max. 1,80 m nicht zu erwarten.

Bei höherem Sicherheitsbedürfnis oder sehr tiefen Baugruben kann ein Rammverbau erforderlich werden. Er wäre mindestens bis zu den Endtiefen unser Bohrungen zwar grundsätzlich ausführbar, auf die Nachteile und Schwierigkeiten wurde jedoch hingewiesen. Die Bohrprofile könnten von der ausführenden Firma bei der eigenverantwortlichen Wahl der richtigen Kombination von Rammgut und Rammgerät herangezogen werden. Bei bedeutenderen Rammtiefen wird empfohlen, zur direkteren Erkundung der Rammbarkeit ggf. schwere Rammsondierungen DPH nach DIN 4094 ausführen zu lassen. In schwierigen Fällen kann es hilfreich sein, die Beratung der Spundwandindustrie in Anspruch zu nehmen.

## 5.1.3 Sohlbefestigung

Welcher Aufwand für die Befestigung der Baugrubensohle durch geeignete körnigen Materialien, z.B. gut abgestufte Lava, Schotter, Kies usw. entsteht, kann wiederum erst abgeschätzt werden, wenn die Tiefenlage bekannt ist.

Bei Schluffen hängt er von der Konsistenz und baubedingten Aufweichung ab. Er beträgt bei „normalen“ Verhältnissen 20 - 30 cm Stärke und kann sich bei breiiger Konsistenz verdoppeln. In diesem Fall hat sich gut abgestufte Lava 0/56 besonders bewährt.

Bei kiesig-sandigem Untergrund sind Einbaustärken von 0 - ca. 20 cm erforderlich, und bei Verwitterungsschichten genügt zur Sohlstabilisierung ebenfalls eine 10 - 20 cm starke Schicht aus grobkörnigem Material.

Besteht die Sohle aus Fels, so fällt praktisch kein Stabilisierungsaufwand an, sondern für eine gleichmäßige Bettung der Rohre sowie Vermeidung von Punktlagerung ist durch Wahl geeigneter Materialien (Splitt, Kies, Kiessand-Gemische usw.) Sorge zu tragen.

## 5.1.4 Wiederverwendbarkeit des Aushubs

Für die Wiederverwendbarkeit sind Böden der Klasse 2 i.d.R. unbrauchbar und müssen abgefahren werden. In welchem Umfang solche Böden über die vereinzelt festgestellten weich-breiligen Schluffe hinaus anfallen, hängt u.a. von den Witterungsverhältnissen und der Arbeitsweise der Firma ab.

Die in Klasse 4 eingestuften bindigen Materialien haben, sofern ihre Konsistenz steif oder steif-weich, d.h. schlechter als halbfest ist, für eine optimale Verdichtung bereits zu hohe Wassergehalte und sind teils thixotrop. Sie können daher nur zur Geländemodellierung o.ä. verwendet werden.

Kiesig-sandig-steinige Böden der Klassen 3 bis 5 sind dagegen überwiegend witterungsunabhängig  $\pm$  gut verdichtbar (abhängig vom Schluffgehalt) und für den Wiedereinbau grundsätzlich geeignet.

Für Verwitterungsschichten gilt dies nur bei mindestens halbfester Konsistenz. Es handelt sich allerdings um Materialien, die eine hohe Verdichtungsarbeit (mit geringen Schichtstärken und einer großen Zahl von Übergängen des Geräts) erfordern, um eine hohlraumarme Schüttung ohne spätere Bodenumlagerungen und Sackungen zu erzeugen. Teilweise sind die Verwitterungsschichten jedoch auch durchfeuchtet und nicht mehr optimal verdichtbar. Sie sollten dann ebenfalls nur zur Geländemodellierung usw. verwendet werden.

Der stark verwitterte Fels der Klasse 6 (und örtlich ggf. 7) ist ebenfalls zum Wiedereinbau geeignet, wenn eine Wasseraufnahme bzw. Aufweichung bei Zwischenlagerung verhindert wird. Der Hinweis auf hohe erforderliche Verdichtungsarbeit gilt für dieses Material in verstärktem Maße.

Geeignetes Aushubmaterial kann oberhalb der Leitungszone und bis 0,50 m unter Straßenplanum eingebaut werden.

Praktische Voraussetzung der Wiederverwendung ist in erster Linie, daß mit wirtschaftlichem Aufwand eine Trennung von geeigneten und ungeeigneten Böden vorgenommen werden kann, d.h. die wiederverwertbaren Böden müssen eine gewisse Mindeststärke aufweisen.

Generell ist darauf zu achten, daß sich der Wassergehalt *aller* geeigneten Böden (einschließlich des verwitterten Felsmaterials) während der Zwischenlagerung nicht

erhöht, was sich z.B. durch Abdecken oder durch sofortige Endverdichtung beim Wiedereinbau erreichen läßt.

Um den Faktor „Witterungseinflüsse“ auszuschließen und die Schwierigkeiten der Trennung der Materialien beim Aushub zu vermindern, hat sich bei anderen Baumaßnahmen bewährt, geeignete Partien des Aushubs in einer zentralen Anlage z.B. mit Weißfeinkalk zu konditionieren. Dieser Vorgehensweise müssen stets Eignungsversuche vorausgehen.

Wichtigste Voraussetzung ist ansonsten, daß die ausführende Firma an der Wiederverwendung von schwierig zu verdichteten Böden ein materielles Interesse hat.

## 5.2 Beurteilung für den Straßenbau

Die Bemessung der Straßen erfolgt auf der Grundlage der RStO 86. Nach der vorgesehenen Verkehrsbelastung wird vom Planer die Bauklasse gewählt.

Planunterlagen mit Angaben zur Straßenführung und Höhenlage liegen noch nicht vor. Falls der Straßenaufbau (Oberbau) nach Abschieben der Mutterbodendecke direkt auf die gewachsenen Schichten aufgelegt wird, so besteht das Erdplanum fast überall aus Schluffen (Lehm, Lößlehm oder Übergangsformen zu Löß) der Bodengruppen TM, TL, UL. Diese sind gemäß ZTVE-StB 94 / Tab.1 in die Frostempfindlichkeitsklasse F3 („sehr frostempfindlich“) einzustufen.

Bereichsweise ist die Mächtigkeit dieser Schluffdeckschichten < 1 m, oder sie keilen gänzlich aus - letzteres nördlich der Bahntrasse bei B243 und B255. Die darunter folgenden Terrassenschotter der Sieg (Steine, Kiese und Sande in Vermengung und Wechsellagerung, ± schluffig) rechnen nur selten zur Bodengruppe GW mit Einstufung in die Frostempfindlichkeitsklasse F1 („nicht frostempfindlich“) und ansonsten überwiegend zu den Bodengruppen GU, GU\*, SU und SU\* mit Einstufung in die Frostempfindlichkeitsklassen F2 („gering bis mittel frostempfindlich“) bis ungünstigenfalls F3 („sehr frostempfindlich“).

Aus Tabelle 6 der RStO ergibt sich je nach Bauklasse die mindestens erforderliche Gesamtaufbaustärke. Erst bei weiter fortgeschrittener Planung kann entschieden werden, ob die ungünstigste Frostempfindlichkeitsklasse maßgebend ist, oder ob ggf. bereichsweise von der günstigeren Klasse profitiert und eine geringere Aufbaustärke vorgesehen werden kann.

Voraussetzung für die Stärken und zu erreichenden Tragfähigkeitswerte der Einzelschichten ist ein Soll-Tragfähigkeitswert des Erdplanums von mindestens  $E_{v2} = 45 \text{ MN/m}^2$ .

Auf den anstehenden Schluffdeckschichten ist dieser auf keine Fall erreichbar. Für diesem Fall bestehen theoretisch verschiedene Möglichkeiten. Das früher häufiger eingesetzte Kalken mit örtlichem Untermischen durch eine Bodenfräse (Zugabe von Weißfeinkalk - mixed in place) wird heute verschiedentlich aus umwelttechnischen Gründen (Pflanzenschäden in der Umgebung) nicht zugelassen.

Als am wirtschaftlichsten hat sich in den meisten Fällen erwiesen, einen Bodenersatz vorzunehmen oder die Stärke der untersten Schicht - (Frostschuttschicht, Kiestragschicht, Schottertragschicht) - um ca. 20-30 cm zu vergrößern. Dieses Maß wird

auch von den Witterungsbedingungen beeinflusst. Daraus ergibt sich, daß in der Ausschreibung wegen der von vornherein zu geringen Tragfähigkeit des Erdplanums entsprechend vergrößerte Gesamtaufbaustärken vorzusehen sind.

Lastplattendruckversuche zur endgültigen Dimensionierung und zum Nachweis der Tragfähigkeit sind erst auf der verstärkten Schicht auszuführen. Versuche auf körnigen Schichten mit Stärken geringer als ca. 0,50 m führen wegen der Charakteristik des LP-Versuchs zu irreführenden Ergebnissen und unwirtschaftlicher Dimensionierung.

Ob ggf. bei Auflegen eines Geotextils auf das Erdplanum eine geringere Erhöhung der Aufbaustärke möglich ist, kann durch Versuche an Probefeldern festgestellt werden.

Wie bereits im Abschnitt „Bodenmechanische Eigenschaften“ dargelegt, dürfen - um den bewegungsempfindlichen Untergrund nicht zu plastifizieren - körnige Schichten über Schluffschichten nur mit Gerät verdichtet werden; dessen Tiefenwirkung nach Herstellerangabe nicht über die Gesamtstärke der eingebauten körnigen Schichten hinausgeht. Der Einsatz der schweren Rüttelwalze ist daher i.d.R. schädlich.

Besteht das Planum dagegen aus gewachsenem, gering schluffigem Terrassenschotter, so dürfte der genannte Soll-Tragfähigkeitswert des Erdplanums von mindestens  $E_{v2} = 45 \text{ MN/m}^2$  erreichbar sein. Es empfiehlt sich eine vorherige Nachverdichtung mit einer mittelschweren Rüttelplatte in mindestens 3 Übergängen zur Beseitigung eventueller Auflockerungen durch den maschinellen Aushub.

Für die Wiederverwendung des in Einschnitten anfallenden Schluff-Aushubmaterials gilt ähnliches wie beim Kanalbau: Unter günstigen Voraussetzungen kann es in begrenzter Menge und bei strenger Beachtung der Erdbauregeln ggf. im unteren Teil von Straßendämmen, ggf. in Lärmschutzwällen, und ansonsten nur zur Geländemodellierung verwendet werden.

Die Terrassenschotter dagegen für den Wiedereinbau, z.B. im Straßenunterbau, grundsätzlich geeignet.

### 5.3 Gründung von Hochbauten

Nach den uns gemachten Angaben sollen die bisher unbebauten Flächen des Arbeitsgebietes als Wohngebiet genutzt werden. Verbindliche Gebäudegrundrisse und Gründungsniveaus liegen noch nicht vor.

Da, wie aus den Anlagen 2a-d ist ersichtlich, die Mächtigkeit der Schluffdeckschichten über den Terrassenschottern zwischen 0 m und 11,40 m wechselt, ist davon auszugehen, daß sowohl unterkellerte als auch frostfrei gegündete nichtunterkellerte Gebäude i.d.R. entweder auf Schluffdeckschichten oder auf Terrassenschottern gegründet werden.

Daher wird nachfolgend alternativ die Gründung auf Schluffdeckschichten und auf Terrassenschotter in allgemeiner Form diskutiert. Hierdurch können Baugrunduntersuchungen und Gründungsberatungen für den konkreten Einzelfall - denkbar ist z.B. örtlich auch eine Gründung auf den schluffig-sandigen Übergangsschichten, auf Verwitterungsschichten oder auf verwittertem Fels - nicht ersetzt werden.

Unter der Voraussetzung, daß im Grundrißbereich eines Baukörpers *gleichmäßige* Bodenverhältnisse vorliegen bzw. ggf. durch Baugrundabnahmen sichergestellt werden, gelten folgende Empfehlungen:

Bei Gründung innerhalb der Schluffdeckschichten können Streifenfundamente bei steifer und steif-weicher Konsistenz für max. zul. Bodenpressungen in der Größenordnung von 200 kN/m<sup>2</sup> (Sohldruckverteilung nach DIN 1054) sowie bei halbfester von 250 kN/m<sup>2</sup> bemessen werden. Die Setzungen liegen dann nach einer vorläufigen Abschätzung mit angenommenen Lasten in der Größenordnung 1-2 cm. Eine konstruktive Bewehrung der Fundamente ist in diesen Fällen nicht zwingend erforderlich, stellt jedoch eine zusätzliche Sicherheit gegen Rissebildungen dar.

Kommen im Gründungsbereich auch weiche Schichten vor, so ist ggf. die Bodenpressung zu vermindern. Die Setzungen können nach vorläufiger Abschätzung bis zur Größenordnung 3 cm anwachsen. Eine Beratung im Einzelfall erscheint dann sinnvoll. Möglichkeiten der Gründung sind in einem solchen Fall das Tieferführen der Fundamente auf besser tragfähige Schichten, Balkenroste oder Stahlbetonbodenplatten.

Bei Gründung auf den Terrassenschottern können mindestens die Bodenpressungen nach DIN 1054 zum Ansatz kommen. Im Falle einer genaueren Untersuchung können ggf. höhere Werte zugelassen werden.

Die zu erwartenden Setzungen bei Gründung im Kiessand liegen in der Größenordnung weniger Millimeter.

Baugrubenböschungen können in den bindigen Deckschichten unter 60° und in den Terrassenschottern unter 45° angelegt werden.

## 6 Beurteilung der Versickerung von Niederschlagswasser

**Vorbemerkung:** Es ist vorgesehen, das im Planungsgebiet von Straßen- Hof- und Dachflächen aufgefangene Niederschlagswasser gemäß §51 Wasserhaushaltsgesetz zu versickern, sofern die Boden- und Grundwasserverhältnisse dies zulassen.

### 6.1 Vorschriften und Richtlinien

**Beurteilungsgrundlage:** Für die Beurteilung ist das *Arbeitsblatt A 138* der Abwassertechnischen Vereinigung (ATV) „Bau und Bemessung von Anlagen zur dezentralen Versickerung von nicht schädlich verunreinigtem Niederschlagswasser“ (1990) maßgebend. Dort sind verschiedene Versickerungsanlagen aufgeführt, welche sich u.a. nach der erforderlicher Bodendurchlässigkeit und dem Schutzbedürfnis des Grundwassers unterscheiden. Darüber hinaus finden sich dort Gestaltungs- und Bemessungshinweise.

Weiterhin liegt die *Rundverfügung des RP Köln* vom 01.09.1994 (AZ 54.2-3.5) vor. Sie trifft Festlegungen über die Versickerung innerhalb und außerhalb von Wasserschutzzonen und zum Verschmutzungsgrad unterschiedlicher Niederschlagswässer: U.a. darf danach Wasser von Hof- und Dachflächen in Wohngebieten sowie von Radwegen als nicht belastet (= unverschmutzt) angesehen werden. Dach-, Hof-, und Verkehrsflächen in Gewerbegebieten gelten als schwach belastet (=gering verschmutzt).

- Mögliche Anlagenarten nach Arbeitsblatt A138:**
- Flächenversickerung
  - Muldenversickerung
  - Rigolen- und Rohrversickerung
  - Schachtversickerung

Unter dem Gesichtspunkt des Grundwasserschutzes sind gemäß Rundverfügung des RP Anlagentypen vorzuziehen, die das Reinigungspotential der belebten Bodenzone ausnutzen. Daher besteht die Tendenz, kaum noch Sickerschächte vorzusehen. Außerhalb der Wasserschutzzonen I, II und IIIA sind Sickerschächte für die Beseitigung von unverschmutztem Niederschlagswasser nach wie vor grundsätzlich zulässig.

**Durchlässigkeitsanforderungen nach Arbeitsblatt A 138:** Für Versickerungsanlagen kommen gemäß Arbeitsblatt A138 Bodendurchlässigkeiten bzw. Böden mit  $k_f$ -Werten von  $5 \times 10^{-3}$  bis  $5 \times 10^{-6}$  m/sec in Frage. Der letztgenannte, untere Grenzwert wird von der Rundverfügung des RP mit der Formulierung „möglichst  $k_f > 5 \times 10^{-6}$  m/sec“ bestätigt.

Wenn die Durchlässigkeit etwas geringer ist, können Versickerungsanlagen mit Rückhaltevermögen (bei Schächten und Rohrversickerungen das Schacht- bzw. Rohrvolumen, bei Flächen- und Rigolenversickerung das Porenvolumen der Baustoffe) immer noch funktionieren, wenn das Wasser eines Regenereignisses zunächst aufgenommen wird, um dann mehr oder weniger langsam zu versickern.

Das für die Wasseraufnahme verfügbare Porenvolumen bei feinkörnigen Böden ist allerdings generell begrenzt. Die konzentrierte Versickerung größerer Wassermengen ist dann problematisch.

Versickerungsanlagen müssen bei einem katastrophalen Regenereignis schadlos überlaufen können.

**Abstand zu unterkellerten Gebäuden:** Dieser sollte nach Angabe des Arbeitsblattes A 138 bei Durchlässigkeitsbeiwerten von  $k_f > 10^{-4}$  erfahrungsgemäß mindestens 6 m betragen, sofern die Keller nicht wasserdicht ausgebildet sind. Bei geringeren  $k_f$ -Werten, wie im vorliegenden Fall, rät es zu näheren Untersuchungen über die Ausbildung des Versickerungsraumes.

**Abstand zum Grundwasser:** Das Arbeitsblatt A 138 empfiehlt bei Sickerschächten einen Abstand zum höchsten Grundwasser von 1,50 m, bei Sickerrohren von 1,0 m. Für die anderen Versickerungsanlagentypen fehlen Angaben. Der Erlaß des RP gibt für Schachtversickerungen einen Mindest-Sohlabstand von 2,0 m zum höchst möglichen Grundwasserstand an.

## 6.2 Oberflächennah festgestellte Durchlässigkeitsverhältnisse

**Vorgehen:** Zur Ermittlung der Durchlässigkeit der für flache Versickerungseinrichtungen maßgebenden oberflächennahen belebten Bodenzone wurden unmittelbar neben zahlreichen Rammkernbohrungen flachere, zwischen 0,70 m und max. 1,80 m unter GOK reichende Versickerungsbohrungen (VB)  $\varnothing$  90 mm abgeteuft. Bohrverfahren sind Handbohrung, maschinelle Schneckenbohrung und Rammkernbohrung. Die Bohrlochwandungen wurden gründlich aufgerauht, um Verdichtungen durch den Bohrvorgang zu beseitigen. In allen Fällen wurde eine Abstützung des Bohrlochs durch Kiesfilter vorgenommen.

Ihr Schichtenaufbau entspricht dem der danebenliegenden Rammkernbohrungen. Die Bohrprofile der Versickerungsbohrungen wurden daher in Anl.2a-d nicht gesondert aufgetragen. Die Versickerungsbohrungen VB2, VB5 und VB8 konnten aus unserem Gutachten Nr. 4054a vom 27.02.1996 übernommen werden.

Nach dem aus Anl.3a ersichtlichen Versuchsschema und zugehöriger Wertetabelle Anl.3b wurden in den Bohrlöchern  $\varnothing$  90 mm Versickerungsversuche nach USBR Earth Manual ausgeführt und DARCYsche Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_f$  rechnerisch bestimmt.

**Ergebnisse:** Für den geprüften Tiefenbereich ergaben sich die nachfolgend aufgelisteten DARCYschen Durchlässigkeitsbeiwerte:

Punkt Nr.	Bodenart	Durchlässigkeit $k_f$ [m/sec]
-----------	----------	----------------------------------

**Gebiet südlich der Blankenberger Straße, weitgehend unbebauter Teil**

VB 2	Schluff	$1,1 \times 10^{-6}$
VB 4	Schluff	$2,7 \times 10^{-6}$
VB 5	Schluff	$4,3 \times 10^{-6}$
VB 6	Schluff	$1,5 \times 10^{-6}$
VB 7	Schluff	$6,5 \times 10^{-7}$
VB 8	Schluff	$3,0 \times 10^{-6}$
VB 9	Schluff	$2,4 \times 10^{-6}$
VB 201	Schluff	$1,4 \times 10^{-6}$
VB 202	Schluff	$3,2 \times 10^{-6}$
VB 203	Schluff	$1,3 \times 10^{-6}$
VB 204	Schluff	$1,1 \times 10^{-6}$
VB 205	Schluff	$1,2 \times 10^{-6}$
VB 206	Schluff	$2,0 \times 10^{-6}$
VB 206a	Terrassenschotter, Schluffgehalt 11,7 %	$2,5 \times 10^{-6}$
VB 207	Schluff	$7,0 \times 10^{-7}$
VB 208	Schluff	$3,9 \times 10^{-6}$
VB 210	Schluff	$6,6 \times 10^{-6}$
VB 211	Versuch wegen Staunässe nicht durchführbar	
VB 212	Schluff	$3,5 \times 10^{-6}$
VB 213	Schluff	$6,5 \times 10^{-6}$
VB 216	Schluff	$3,5 \times 10^{-6}$
VB 301	Versuch wegen Staunässe nicht durchführbar	
VB 302	Schluff	$1,1 \times 10^{-6}$ (Strukturdurchlässigkeit ?)
VB 303	Schluff	$1,2 \times 10^{-6}$

Gebiet zwischen der Blankenberger Straße und der Bahntrasse, weitgehend unbebauter Teil		
VB 218	Schluff	$3,5 \times 10^{-6}$
VB 220	Schluff	$1,6 \times 10^{-6}$
VB 221	Schluff	$1,7 \times 10^{-6}$
VB 222	Schluff	$2,9 \times 10^{-6}$
VB 222a	Terrassenschotter, Schluffgehalt 10,3 %	$1,2 \times 10^{-6}$
VB 226	Schluff	$1,6 \times 10^{-6}$
VB 229	Schluff	$2,7 \times 10^{-6}$
VB 230	Schluff	$1,2 \times 10^{-6}$ (Strukturdurchlässigkeit ?)
VB 234	Schluff	$1,4 \times 10^{-6}$

Bestehendes Wohngebiet beiderseits der Blankenberger Straße		
VB 235	Schluff	$9,1 \times 10^{-6}$
VB 236	Schluff	$8,6 \times 10^{-6}$
VB 236a	Terrassenschotter, Schluffgehalt 17,7 %	$1,5 \times 10^{-6}$
VB 237	Terrassenschotter, Schluffgehalt 11,3 %	$7,4 \times 10^{-6}$
VB 238	Versuch wegen künstlich angefüllter Schichten nicht durchführbar	
VB 239	Schluff	$1,7 \times 10^{-6}$
VB 240	Schluff	$2,9 \times 10^{-6}$
VB 241	Schluff	$3,4 \times 10^{-6}$
VB 242	Schluff	$9,1 \times 10^{-6}$

Unbebautes Gebiet zwischen der Bahntrasse und der Ortsbebauung Weldergoven		
VB 244	Terrassenschotter, Schluffgehalt 24,7 %	$1,6 \times 10^{-6}$
VB 247	Schluff	$1,3 \times 10^{-6}$
VB 249	Terrassenschotter Schluffgehalt 15,0 %	$4,7 \times 10^{-6}$
VB 251	Schluff	$2,8 \times 10^{-6}$
VB 254	Schluff	$7,7 \times 10^{-6}$
VB 256	Schluff	$4,4 \times 10^{-6}$
VB 259	Terrassenschotter, Schluffgeh. geschätzt 15-20 %	$1,4 \times 10^{-6}$

Die Durchlässigkeitswerte wurden in der ungesättigten Zone ermittelt und *könnten* nach Ziffer 3.4 des Arbeitsblatts A138 verdoppelt werden. Da jedoch auch die Verringerung der Durchlässigkeit bei Dauerbetrieb zu berücksichtigen ist, wird vorgeschlagen, die *Versuchswerte als Bemessungswerte* zu verwenden.

**Hinweis:** Höhere Durchlässigkeiten von feinkörnigen Böden sind häufig eine „Strukturdurchlässigkeit“ durch Risse, Feinschichtung, Wurzelgänge und sonstige Makroporen. Diese können z.B. durch Verschmieren, oder Verdichten, wie es ungewollt während der Bauarbeiten beim Befahren des Geländes eintritt, oder durch eingeschwemmtes Schluff- und Tonkorn verschlossen werden. Hierdurch wird die Durchlässigkeit stark vermindert.

Dementsprechend sind diese Einflüsse bei der Herstellung von Versickerungsanlagen möglichst auszuschalten. Im Falle einer Verdichtung durch den Baubetrieb kann der Untergrund z.B. im Bereich von Versickerungsanlagen, falls dort Sackungssetzungen unschädlich sind, mit einem Reißzahn ca. 1,50 m tief wiederaufgelockert werden.

### 6.3 Durchlässigkeit des tieferen Untergrundes

**Vorbemerkung:** Die im Angebot zunächst vorgesehenen qualitativen Versickerungsversuche in den Bohrlöchern  $\varnothing$  36 mm zur Erkundung der Durchlässigkeit der tieferen Schichten wurden in Absprache mit dem Auftraggeber durch die im vorliegenden Fall sinnvollere systematisch Beprobung und Naßsiebung der erbohrten Kiesschichten zur Ermittlung der Kornverteilung ersetzt. Die Kornverteilungskurven findet man in Anl.4a-d.

**Sand,  $\pm$  schluffig, Schluff-Sand und Ton („Übergangsschichten“):** Diese Schichten wurden meist erst in größerer Tiefe erbohrt und waren daher für Versickerungsversuche nach *USBR Earth Manual* nicht zugänglich. Auf Grund von Erfahrungen mit ähnlichen Materialien lassen sich die nachfolgenden *Schätzwerte* angeben.

Bodenart	DARCYscher Durchlässigkeitsbeiwert $k_f$ (m / sec)
Sande, $\pm$ schluffig	ca. $1,0 \times 10^{-5}$ bis $1,0 \times 10^{-6}$
Schluff-Sande	ca. $1,0 \times 10^{-6}$ bis $1,0 \times 10^{-7}$
Ton	$< 1,0 \times 10^{-8}$

**Steine/Kies-Sand, schwach schluffig (Terrassenschotter):** Eine Berechnung des DARCYschen Durchlässigkeitsbeiwertes  $k_f$  aufgrund der Kornverteilungskurven Anl.4a-d, wie z.B. in den Terrassenschottern des Rheins praktikierbar, ist hier wegen des etwas höheren Schluffgehaltes nicht möglich. Hilfsweise lassen sich die nachfolgenden Ergebnisse der Versickerungsversuche der Stellen heranziehen, an denen der Terrassenschotter in geringer Tiefe ansteht:

Punkt Nr.	Schluffgehalt der Terrassenschotter	Durchlässigkeit $k_f$ [m/sec]
VB 222a	10,3 %	$1,2 \times 10^{-5}$
VB 237	11,3 %	$7,4 \times 10^{-5}$
VB 206a	11,7 %	$2,5 \times 10^{-5}$
VB 249	15,0 %	$4,7 \times 10^{-5}$
VB 259	geschätzt 15-20 %	$1,4 \times 10^{-5}$
VB 236a	17,7 %	$1,5 \times 10^{-7}$
VB 244	24,7 %	$1,6 \times 10^{-5}$

Es ist ersichtlich, daß die Durchlässigkeit wesentlich durch den Schluffanteil bestimmt wird. Die Terrassenschotter mit Anteilen von 10-15 % Schluff - sie überwiegen im Gelände und werden in den Bohrprofilen Anl. 2a-d als „schwach schluffig“ angesprochen - weisen Durchlässigkeiten von  $k_f = 1,2 \times 10^{-5}$  bis  $7,4 \times 10^{-5}$  m/sec auf. Bei stärkerem Schluffgehalt gehen die Werte unsystematisch um 1 bis 2 Zehnerpotenzen zurück, liegen also in der Größenordnung der Schluffschichten - offenbar wirken sich dort auch die Korngrößenabstufung sowie die Feinschichtung des Materials aus.

**Verwitterungsschichten des Sockels:** Auf Grund ihrer stark wechselnden Zusammensetzung, die von fettem Ton bis zu schwach schluffigem Felsschutt reicht, weisen diese Schichten sehr unterschiedliche Durchlässigkeiten auf, die erfahrungsgemäß von „günstiger als  $10^{-5}$  m/sec“ bis „geringer als  $10^{-8}$  m/sec“ reichen. Wie unsere Bohrprofile Anl. 2d zeigen, kann dieser Wechsel dezimeterweise erfolgen.

**Verwitterter, zersetzter Schluffsteinfels:** Das devonische Grundgebirge weist nach Angaben der Hydrologischen Karte von NRW in der oberflächennahen Auflockerungszone mittlere Durchlässigkeiten von  $k_f = 10^{-6}$  bis  $10^{-7}$  m/sec auf und ist somit relativ gering durchlässig. Bei verwittertem, zersetztem Schluffsteinfels - wie im Untersuchungsgebiet mehrfach erbohrt - kann sich die Durchlässigkeit bis auf  $k_f = 10^{-9}$  m/sec reduzieren.

#### **6.4 Beurteilung der Versickerungsmöglichkeit vorliegenden Fall**

Vergleicht man die in der obigen Tabelle aufgeführten Versuchsergebnisse mit dem vorgenannten Grenzwert  $k_f = 5 \times 10^{-6}$  m/sec, bis zu welchem nach dem Arbeitsblatt A138 noch Versickerungsanlagen möglich sind, so ist die gemessene Durchlässigkeit in den Schluffdeckschichten nur an den unregelmäßig über das Gebiet südlich der Bahntrasse verteilten Punkten VB213, 230, 235, 242 und 302 voll ausreichend (in der Tabelle dunkelgrau hinterlegt). Da sich die dortigen Schluffe (Lößlehm und Lehm) in der Bohrsonde nicht auffällig von den benachbarten Materialien unterscheiden, könnte es sich in diesen Fällen um die o.e. „Strukturdurchlässigkeit“ durch Risse, Feinschichtung, Wurzelgänge und sonstige Makroporen handeln. Fraglich ist allerdings, ob die Aufnahmefähigkeit der unterhalb folgenden Schluffe ausreicht, um einen späteren reibungslosen Betrieb der Anlage zu gewährleisten. So wurde bei VB242 eine wasserstauende Tonzwischenlage erbohrt. Weitgehend auszuschließen sind solche Bedenken nur bei VB230.

Die Ergebnisse der in der Tabelle hellgrau hinterlegten Ergebnisse aus den Schluffdeckschichten erreichen erst bei Verdoppelung den Sollwert. Nach den o.a. Bewertungsmaßstäben ist dort ggf. die Versickerung des Niederschlagswassers von Einzelbauwerken möglich. Wegen der Wechselhaftigkeit der Ergebnisse ist allerdings auf jeden Fall eine Untersuchung des Einzelfalls erforderlich.

An den übrigen Punkten ist die ermittelte Durchlässigkeit der Schluffschichten für Versickerungsanlagen zu gering.

Die Versickerungsfähigkeit der schwach schluffigen Terrassenschotter übertrifft nach den Versuchsergebnissen die Mindestanforderungen des Arbeitsblattes deutlich, so daß in den Gebieten mit geringer Stärke der Schluffdeckschichten - sofern rechtlich möglich -

sowohl entsprechend tief verlegte lineare Anlagen zur Versickerung des Niederschlagwassers (Rigolen- / Rohrversickerung) als auch Sickerschächte eingerichtet werden könnten. Allerdings empfiehlt es sich dabei, die in allen Teilen des Arbeitsgebietes örtlich festgestellten, in den Bohrprofilen Anl. 2a-d dokumentierten Bereiche mit erhöhtem Schluffgehalt der Terrassenschotter zu meiden, da dort die Durchlässigkeit zu gering ist.

In der Osthälfte des Arbeitsgebietes ist das Aufnahmevermögen des Untergrundes - mächtige Terrassenschotter über Felsuntergrund in unbekannter Tiefe - generell als ausreichend einzustufen. Hier und auch im übrigen Arbeitsgebiet sollten Versickerungsanlagen allerdings nur in angemessener Distanz zu dem tiefen Bahneinschnitt betrieben werden, um Wasseraustritte zu vermeiden. Bei der Versickerung des Niederschlagwassers von Einzelbauwerken ist von einem Abstand von „einer Grundstücksbreite“ (15-20 m) auszugehen.

Der meist sehr gering durchlässige Untergrund aus Fels und dessen Verwitterungsprodukten liegt in der Westhälfte des Arbeitsgebietes - vor allem unmittelbar am o.e. Geländesprung - teils in Tiefen von weniger als 5 m, so daß dort vom Planer an Hand der Bohrprofile Anl. 2a-c zu prüfen ist, ob die Distanz zwischen Versickerungseinrichtungen und der Unterkellerung künftiger angrenzender Bebauung ausreichend ist.

## 7 Abstand des „Grüngürtels“ zur Bebauung

### 7.1 Situation

Wie eingangs erwähnt, ist am Südrand des Arbeitsgebietes geplant, Niederschlagwasser, welches aus dem künftigen Gewerbegebiet „Hossenberg“ nördlich der Bundesstraße B8 stammt, über Sammelgräben bis in einen etwa 500 m langen, rund 20 - 30 m breiten „Grüngürtel“ zu führen, in dem das Wasser versickern kann. Für eventuelle überschüssige Restmengen ist ein Notüberlauf in das Siegtal vorgesehen.

Die Durchlässigkeit des Bodens in diesem Bereich wurde bereits durch unser Büro untersucht und hierüber der Bericht Nr. 4308 vom 11.02.97 vorgelegt.

Am 24.02.97 wurden wir daraufhin mit der Untersuchung der Frage beauftragt, welcher Abstand zwischen dem Grüngürtel und der bestehenden Bebauung am „Hundskehr“ eingehalten werden muß, um eine Beeinträchtigung der Trockenhaltung dieser Gebäude auszuschließen. Darüber hinaus war für den Teil des künftigen Grüngürtels, der sich von unseren Bohrungen B201 bis B204 erstreckt, zu erkunden, welche Auflagen bzgl. des Abstandes zu den geplanten Versickerungseinrichtungen sowie des erforderlichen Abdichtungsaufwandes sich dort für eine künftige Bebauung ergeben.

### 7.2 Vorgehen

Zur Klärung der o.e. Fragen wurden zusätzlich zu dem auf dem Untersuchungsgelände bereits vorhandenen Raster von Bohrungen und Versickerungsversuchen die 7,80 bzw. 8,00 m tiefen Bohrungen B301, B302 und B303 abgeteuft sowie die bestehende Bohrung B211 von 6,00 m auf die Abbruchtiefe von 6,80 m vertieft. Außerdem erfolgten 11 weitere

flache Versickerungsbohrungen (VB) und dazugehörige Versickerungsversuche. Die Versuche in VB211 und VB301 mußten wegen Staunässe entfallen.

Dadurch ergeben sich die aus dem beiliegenden Lageplan Anl.1b ersichtlichen 6 Profiltrassen, welche im gegenseitigen Abstand von 80 m den Grüngürtel queren. Diese leicht abgewinkelten, i.d.R. rund 85 - 90 m langen Trassen bestehen aus jeweils 3 Rammkernbohrungen  $\varnothing$  36 mm (Tiefe 4,80 m bis max. 10,50 m) und 3 unmittelbar danebenliegenden flachen Versickerungsbohrungen  $\varnothing$  90 mm (Tiefe 1,20 bis max. 1,80 m).

Die westlichste Trasse ist gegenüber den übrigen verkürzt, da für das angrenzende Feld keine Betretungserlaubnis vorlag.

Das Ingenieurbüro Stelter nahm den Höhenverlauf der Trassen auf und fertigte die für Anl. 2e verwendeten Geländeschnitte 1:500/50 an. Diese geben jeweils außer der aktuellen Morphologie des Geländes auch die Grenze der künftigen Bebauung wieder und zeigen den Querschnitt der vorgesehenen Mulden-Rigolen-Versickerungseinrichtung.

In diese Schnitte übertrug unser Büro die Ergebnisse der Rammkernbohrungen  $\varnothing$  36 mm und stellte daraus nach den bei geologischen Konstruktionen üblichen Kriterien Schichtenbilder her. Es handelt sich um Modelle, welche die punktförmigen Bohraufschlüsse korrelieren - verbindlichen Charakter besitzen ausschließlich die in Anl.2a wiedergegebenen Profilsäulen.

Böden, die nach unseren o.e. Feldversuchen sowie nach Erfahrungen mit ähnlichen Materialien über vergleichbare DARCYsche Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_f$  verfügen, konnten dabei zusammengefaßt werden. In den Schnitten wurden sie zur Veranschaulichung farbig angelegt.

Weiterhin wurde der Querschnitt der geplanten Bebauung eingetragen, ausgehend von einer angenommenen Tiefenlage der Kellerfußböden von 2,50 m unter der heutigen Geländeoberfläche.

Nicht in den Profilschnitten enthalten sind die in unbekannter Stärke anstehenden, vermutlich teils durchlässigen Befestigungsmaterialien des aus dem Lageplan Anl.1b hervorgehenden, die Schnitte querenden Wegenetzes.

### 7.3 Ergebnisse

In allen Schnitten beträgt der Abstand zwischen der Versickerungsmulde und der geplanten Bebauung ca. 13,0 m (in Anbetracht des nicht rechtwinkligen Verlaufs der Schnitte liegt der wahre Abstand demnach bei ca. 12,0 m). Überträgt man den in den Schnitten IV und V angegebenen Muldenrand in den Lageplan Anl.1b und verbindet die Punkte geradlinig, so ergibt sich für die bestehenden Wohnhäuser „Hundskehr“ Nr. 15 und 17 jeweils ein Mindestabstand von 20,0 m sowie für Haus Nr. 13 von 35,0 m.

Der Höhenunterschied zwischen Oberkante Versickerungsmulde und dem jeweils nächstliegenden angen. Niveau des Kellerfußbodens liegt zwischen 2,65 m (Schnitt V) und 3,30 m (Schnitt I).

Die Profilschnitte I bis V zeigen, daß die künftige Bebauung dort innerhalb der Schluffdeckschichten liegt. Dies dürfte somit auch für die zwischen den Schnitten III und IV liegenden bestehenden Wohnhäuser am Hundskkehr gelten. Deutlich wird zudem der unsystematische Wechsel zwischen schwach durchlässigen und durchlässigen Bereichen innerhalb der Schluffe.

In dem am östlichsten liegenden Schnitt VI erfolgt die Gründung dagegen innerhalb der durchlässigen Terrassenschotter.

## 7.4 Zusammenfassung und Beurteilung

Innerhalb der Schluffdeckschichten wechseln die Durchlässigkeiten stark. Festgestellt wurden im Bereich der Profilschnitte Werte zwischen  $k_f = 1,1 \times 10^{-5}$  m/sec (VB302; Strukturdurchlässigkeit ?) und  $1,2 \times 10^{-8}$  m/sec (VB205) - abseits davon in B242 enthält der Schluff sogar eine sehr gering durchlässige Tonzwischenlage. Diese Situation verhindert eine verlässliche rechnerische Bestimmung des Verlaufs der von der geplanten Mulden-Rigolen-Anlage ausgehenden Ausbreitungsfront des versickernden Niederschlagwassers.

So ist unter örtlich ungünstigen Verhältnissen, wie in den Schnitten I und II dargestellt, denkbar, daß austretendes Wasser auf wasserstauenden Horizonten auch über eine größere Distanz hinweg als Schichtenwasser an die benachbarte Bebauung geführt wird. Eine exakte Angabe in Metern, ab welcher Entfernung dies auszuschließen ist, ist auf Grund der beschriebenen Inhomogenität der Schluffschichten nicht möglich.

Die aus den Profilschnitten ersichtlichen Verhältnisse lassen jedoch die Aussage zu, daß bei ordnungsgemäßer Ausstattung künftiger einfach unterkellertes Gebäude mit Ringdränagen nach DIN 4095 „Dränungen zum Schutz baulicher Anlagen“ - diese sind zur Ableitung des in die Arbeitsraumverfüllung einsickernden Niederschlagwassers nach den einschlägigen Vorschriften ohnehin vorzusehen - sowie einem Mindestabdichtungsaufwand entsprechend DIN 18.195 Teil 5 eine Beeinträchtigung der Trockenhaltung der geplanten angrenzenden Bebauung nicht zu besorgen ist. Eine wasserdruckhaltende Abdichtung der Keller ist dann nicht erforderlich. Voraussetzung ist eine gesicherte, rückstaufreie Vorflut für die insgesamt sehr geringen Dränagewassermengen.

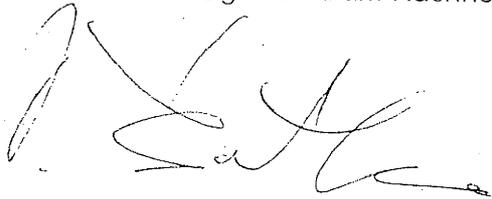
Über die Ausstattung der bestehenden Wohnhäuser „Hundskkehr“ Nr. 13, 15 und 17 mit Drainage- und Abdichtungseinrichtungen ist nichts bekannt. Altbauten erfüllen selten die Anforderungen der einschlägigen Vorschriften. Da auf Grund der dargelegten inhomogenen Bodenverhältnisse ein Feuchtigkeitzutritt zu den Häusern unabhängig von der Entfernung nicht vollständig ausgeschlossen werden könnte, und es erfahrungsgemäß nicht möglich wäre, im Falle des Auftretens von Feuchtigkeitsschäden nach Inbetriebnahme der geplanten Versickerungseinrichtungen eine eindeutige Zuordnung zu natürlicher oder baubedingter Herkunft vorzunehmen, muß für die bestehenden Häuser die gleiche bauliche Ausstattung wie bei Neubauten verlangt werden. Darüber hinaus empfiehlt sich eine vorherige Beweissicherung.

Die günstigsten Voraussetzungen liegen im Schnitt VI vor. Anders als in den Schnitten I bis V durchfährt der Aushub für die Kellergeschosse der geplanten Bebauung dort die

Schluffdeckschichten und erreicht die Terrassenschotter. Durch deren gegenüber den Schluffdeckschichten deutlich höhere Durchlässigkeit versickert Schichtenwasser, welches sich durch natürliche Versickerung oder Einleitung über Versickerungseinrichtungen in den Deckschichten gebildet hat, teilweise direkt über die Arbeitsraumsohle, und ein deutlich geringerer Anteil gelangt zu den Kellergeschossen. Ringdränagen könnten dort entfallen, wenn - gemäß DIN 18.195 Teil 4 - die Durchlässigkeit des Kiessanduntergrundes größer als  $k_f = 1 \times 10^{-4}$  m/s ist. Nach unserem Gutachten Nr. 4308 vom 11.02.97 ist diese hier jedoch mit  $k_f = 2,5 \times 10^{-5}$  m/s anzunehmen. Dränagen erscheinen daher auch hier - vorbehaltlich einer Überprüfung im Einzelfall - nicht verzichtbar.

Weiterhin ist entlang des gesamten Grüngürtels den vermutlich teils durchlässigen Befestigungsmaterialien des Wegenetzes Beachtung zu schenken, sofern sie dränierende Wirkung besitzen, d.h. als Wegsamkeiten für das zur Bebauung vordringende Schichtenwasser dienen. Gegenmaßnahmen sind z.B. Barrieren aus gering durchlässigen Materialien oder - falls bestimmte Wege im Zuge der Umgestaltung des Geländes völlig entfallen - eine Auskofferung des Aufbaues und Ersatz durch gering durchlässige Böden.

Bei weiteren Fragen wird um Nachricht gebeten.



Bearbeiter:  
Dipl.-Geol. B. Haase

# ZEICHENERKLÄRUNG (S. DIN 4023)

## VERSUCHSSTELLEN

○ B Bohrung

## BODENARTEN

Mutterboden		Mu
Schluff	schluffig	U u
Ton	tonig	T t
Sand	sandig	S s
Kies	kiesig	G g
Steine	steinig	X x
Felschutt		FS
Sandstein-Fels		Sst-Fels
Anfüllung		A
Verwitterungslehm		VL

## PROBENENTNAHME UND GRUNDWASSER

Proben-Güteklasse nach DIN 4021 Tab.1

▼ Schichtwasser

## FELSARTEN

Schluffstein-Fels  
Tonstein-Fels

Ust-Fels  
Tst-Fels

## NORMGRÖßENBEREICH

f fein  
m mittel  
g grob

## NEBENTEILE

sehr schwach (< 5%)  
schwach (< 15%)  
stark (> 30%)

## KONSISTENZ

w. > weich st. | steif  
hf. | halbfest f. | fest  
stl. | steif

## VERWITTERUNG

v.e. verwittert entfestigt  
v.z. verwittert zersetzt

B = Rammkernbohrung 36mm

VB = Bohrung 90mm für Versickerungsversuch

**Baugrundlabor**  
Batke GmbH

Kaufmannstr. 81a  
53115 Bonn  
Tel.: 0228/654611  
Fax: 0228/657387

**Bauvorhaben:**  
Erschließungsgebiet Hennef-Ost

**Planbezeichnung:**  
Bohrprofile nach DIN 4023  
(Unbebautes Gebiet N' der Blankenberger Straße)

Anlage: 2b

Auftrag-Nr.: 4308 A

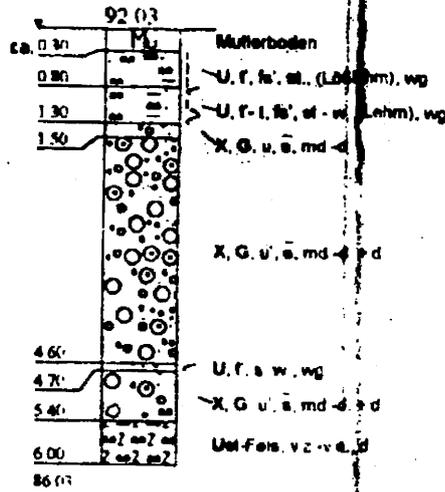
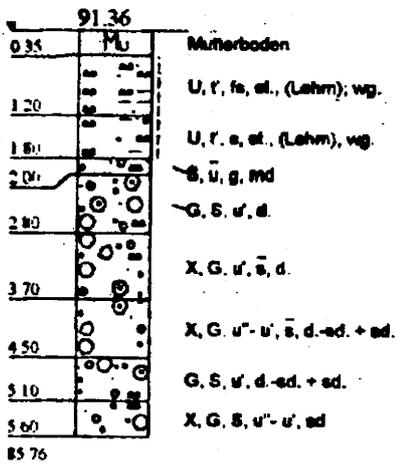
Datum: 24.03.97

Maßstab: 1:100

Bearbeiter: Re

# B 215

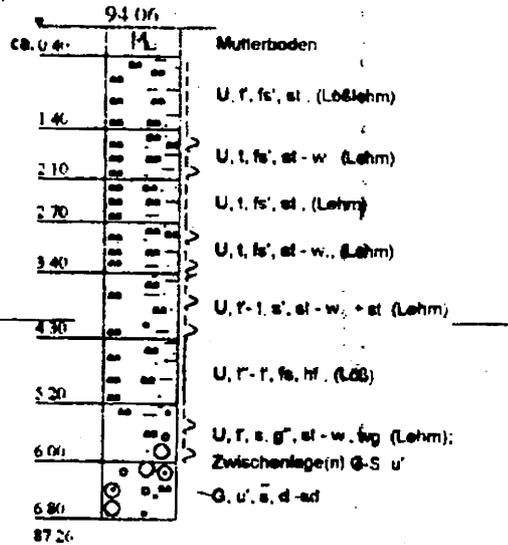
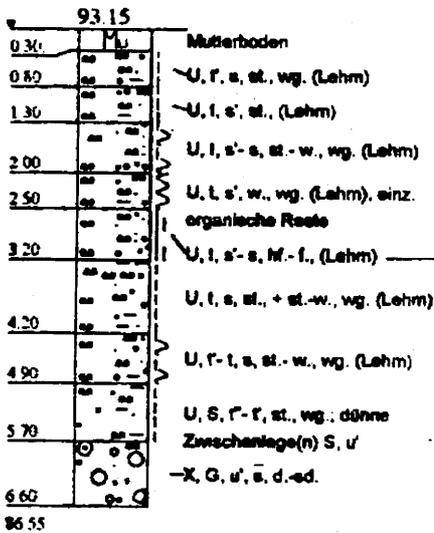
# B/VB 216



Versickerungsereich VB 216: 0.45 - 0.90 m  
 $k = 3.5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$

# B/VB 210

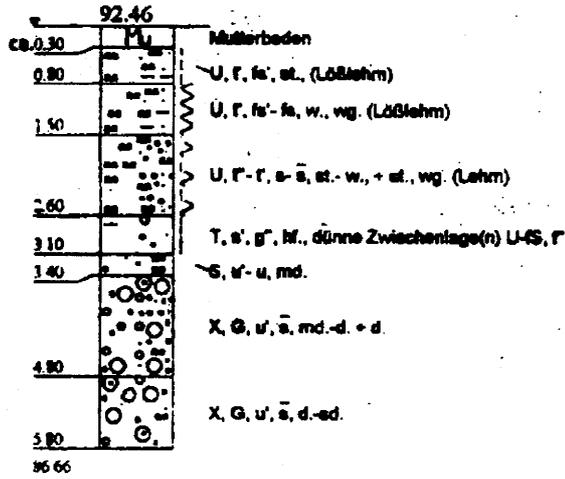
# B/VB 211



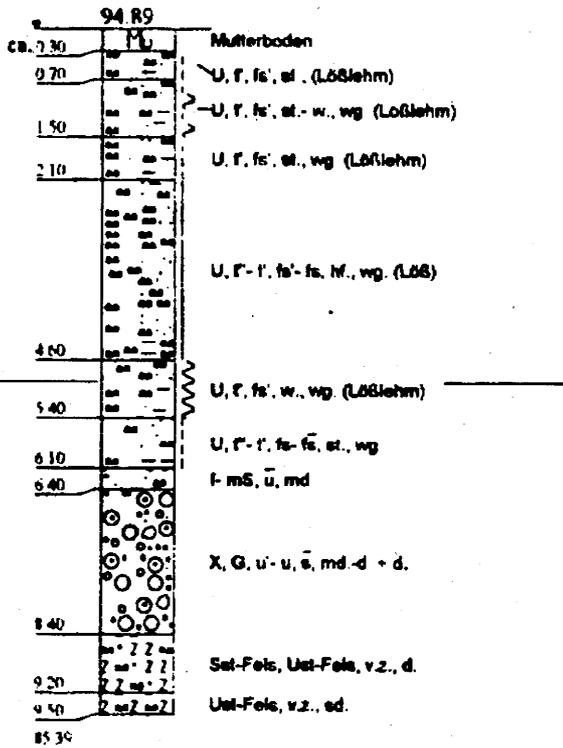
Eine kf-Wert-Bestimmung war nicht durchführbar, da sich im 1.40m tiefen Versickerungshohlloch Wasser einspiegelte. Die Hauptbohrung hatte 1 Woche zuvor kein Wasser angetroffen.

Versickerungsbereich VB 210: 0.85 - 1.80 m  
 $k = 6.6 \times 10^{-8} \text{ m/s}$

# B 217



# B/VB 212



Versickerungsberich VB 212: 0.70 - 1.50 m  
 $k = 3.5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$