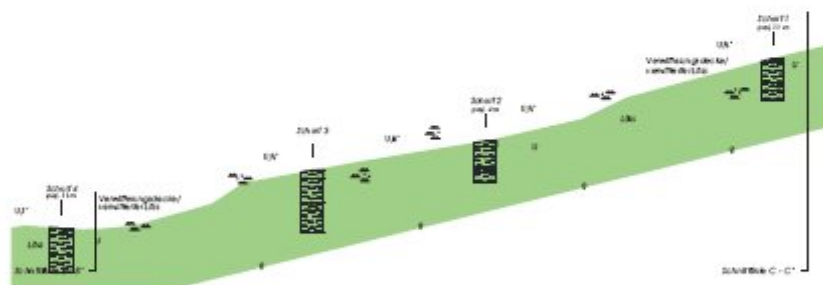


INGENIEURGEOLOGISCHES  
ERSCHLIESSUNGSGUTACHTEN FÜR DAS  
GEPLANTE NEUBAUGEBIET „GEIGENTÄLCHEN“  
IN KIPPENHEIM  
ORTSTEIL SCHMIEHEIM



**ifag 8400306**  
**Bericht vom 31.05.2006**

## Inhaltsverzeichnis

## Seite

1.	Vorgang .....	1
2.	Verwendete Unterlagen .....	1
3.	Durchgeführte Untersuchungen .....	1
4.	Ergebnisse .....	2
4.1	Morphologie im Planungsgebiet .....	2
4.2	Geologische Situation, Bodenaufbau im Untersuchungsgebiet .....	3
4.3	Grundwasser im Baugebiet .....	3
4.4	Bodenmechanische Untersuchungen .....	4
4.5.1	Kornverteilungsanalysen .....	4
4.5.2	Atterberg'sche Konsistenzgrenzen .....	4
4.5	Eigenschaften der oberflächennahen Lockergesteinshorizonte .....	5
4.5.1	Mutterboden, Verwitterungsschicht .....	5
4.5.2	verwitterter Löss .....	5
4.5.3	anwitterter Löss (nicht umgelagertes Bodensubstrat) .....	6
4.5.4	kiesführender Hanglehm .....	7
5.	Ergebnisse der Versickerungsversuche .....	7
5.1	Versickerungsversuch 1 .....	7
5.2	Versickerungsversuch 2 .....	8
6.	Hydraulische Rahmenbedingungen für die Versickerung von Tagwässern .....	9
6.1	Flächenversickerung .....	9
6.2	Muldenversickerung .....	9
7.	Aushub von Leitungsgräben .....	10
8.	Hinweise zur Bauausführung .....	10
8.1	Stabilität der Grabenböschungen .....	10
8.2	Tragfähigkeit der Grabensohlen .....	10
8.3	Grundwasser und Leitungsgräben .....	11
8.4	Bau von Erschließungsstraßen .....	11
8.5	Stabilität künftiger Straßenböschungen .....	12
8.6	Allgemeine Hinweise zum Abtrag von Bauwerkslasten .....	12
8.7	Wiederverwendbarkeit des Aushubmaterials .....	13
7.	Zusammenfassung und abschließende Bemerkungen .....	13

## Anlagenverzeichnis

1.1	Übersichtskarte, M 1:10.000
1.2	Lageskizze mit Untersuchungspunkten, M 1:1.000
2.1 - 2.3	Schematische Geländeschnitte, M 1:200/100
3.1 - 3.4	Beschreibung der Baggerschürfe S 1-S 8
4.1 + 4.2	Versickerungsversuche
5.1 - 5.6	Fototafeln
6.1 - 6.4	Ergebnisse der Arbeiten im Erdlabor

## 1. Vorgang

Die Gemeinde Kippenheim plant im Ortsteil Schmieheim die Erschließung eines Neubaugebiets im Gewann "Geigentälchen". Mit den im Vorfeld notwendigen Planungsarbeiten ist seitens der Gemeinde das Planungsbüro Erny + Herzog, Freie Architekten, Rust, beauftragt.

In diesem Zusammenhang wurde das "institut für angewandte geologie", Willstätt mit Schreiben der Gemeinde Kippenheim vom 06.03.2006 beauftragt auf Grundlage seines Angebots vom 24.01.2006 die notwendigen Feld- und Laborarbeiten zur Ausarbeitung eines ingenieurgeologischen Bodengutachtens auszuführen.

Zum Erhalt der notwendigen geologischen und hydrogeologischen Basisdaten als Grundlage für die anstehende Genehmigungsplanung sowie als Hilfe zur Ausschreibung und Umsetzung der Erschließungsplanung, erfolgte eine detaillierte Erkundung des Bodenaufbaus, dessen bodenmechanischen Eigenschaften und der hydrogeologischen Verhältnisse. Ergänzend wurden auf Grundlage zweier Versickerungsversuche die hydrogeologischen Rahmenbedingungen für die Möglichkeit einer Versickerung von Tagwässern im Planungsgebiet geprüft.

## 2. Verwendete Unterlagen

Seitens der Planer wurde den Gutachtern ein Lageplan im Maßstab 1: 2000 mit Höhenlinien für die weitere Bearbeitung überlassen.

Ergänzend fanden bei der Ausarbeitung des vorliegenden Gutachtens diverse Schriften und Unterlagen aus dem Archiv des "institut für angewandte geologie" Verwendung.

## 3. Durchgeführte Untersuchungen

Zur Erkundung des Aufbaus und der Zusammensetzung des oberflächennahen Untergrunds im vorgesehenen Bebauungsgebiet wurden am 12.04.2006 durch das Bauunternehmen Singler, Kippenheim, vier Probelöcher (S) zur Erkundung der oberflächennahen Lockergesteinshorizonte bis zu einer maximalen Tiefe von 2,9 m unter GOK ausgehoben. Ergänzend wurden zwei weitere Schürfguben zur Durchführung von Versickerungsversuchen (VV) ausgehoben. Die Schichtenfolge der dabei aufgeschlossenen Lockergesteine wurde detailliert aufgenommen und in Form von Schurfbeschreibungen in den Anlagen 3 dokumentiert. Zusätzlich wurde die in den Probelöchern aufgeschlossene Schichtenfolge fotografiert, vgl. auch Abbildungen 1-14 in den Anln. 5.

Zur genaueren Bestimmung der bodenmechanischen Eigenschaften der für das Bauvorhaben relevanten Bodenhorizonte wurden für ergänzende Arbeiten im Erdlabor fünf Lockergesteinsproben aus den Schürfguben entnommen und hinsichtlich ihrer Kornverteilung (3x), der Konsistenzgrenzen nach Atterberg (3x) sowie deren Wassergehalt (3x) vom Erdlabor des Ingenieurbüros HYDROSOND in Rheinmünster untersucht. Die entsprechenden Untersuchungsergebnisse sind in den Anlagen 6 dokumentiert.

Die räumliche Verteilung der hier erläuterten Bodenaufschlüsse ist in der Anlage 1.2 wiedergegeben.

## 4. Ergebnisse

### 4.1 Morphologie im Planungsgebiet

Wie aus der Lageskizze in Anlage 1.2 zu entnehmen wird das Planungsareal von zwei Böschungen mit größerer Sprunghöhe in drei Ebenen gegliedert. Die künftige Bebauung soll auf der oberen und der mittleren Terrasse erfolgen, siehe auch nachfolgende Bilder.



Abb. 1: Obere Terrasse



Abb. 2: Blick von der oberen Terrasse auf die mittlere Ebene



Abb. 3: Unteres Niveau

Nach dem aktuellen Vorentwurf ist auf dem unteren Niveau, außer Entwässerungsgräben zur Aufnahme und Ableitung von Tagwässerung, keine Bebauung vorgesehen.

#### 4.2 Geologische Situation, Bodenaufbau im Untersuchungsgebiet

Bei den heute im Untersuchungsgebiet anstehenden, oberflächennahen Deckschichten handelt es sich mehrheitlich um Lösslehm. Dessen Unterlager wird, wie die verschiedenen Aufschlüsse gezeigt haben, von stark verwitterten Kalken (kalkige Kiese in schluffiger, toniger Matrix) gebildet. Dabei handelt es sich vermutlich um Hangschutt des Muschelkalk der von den umliegenden Berghänge angeliefert wurde. Die Gesamtmächtigkeit des verlehmten Hangschutts wurde in keinem der Probelöcher durchfahren. Nach den regionalen Erfahrungen der Gutachter mit vergleichbaren Lockergesteinshorizonten kann dieser Schichtmächtigkeiten zwischen etwa einem und gut drei Metern erreichen.

Auf Grundlage der verschiedenen Feldaufschlüsse wurden die in den Anlagen 2 beigefügten schematischen Geländeschnitte ausgearbeitet.

#### 4.3 Grundwasser im Baugebiet

In den ausgeführten Baggerschürfen wurde während der Feldarbeiten kein frei fließender, zusammenhängender GW-Spiegel angetroffen.

Unter Berücksichtigung des beschriebenen Bodenaufbaus kann in Hanganschnitten und Böschungen das zeitweilige Auftreten von Hang- und Schichtwässern nicht ausgeschlossen werden. Dies gilt insbesondere für den Kontaktbereich des verlehmten Hangschutts zu dem auflagernden Lösslehm.

Grundsätzlich können aber auch innerhalb der eher feinkörnig ausgebildeten Deckschichten sandig geprägte, sickerwasserführende Einschaltungen ausgebildet sein.

An diesen können nach anhaltenden, ergiebigen Niederschlägen begrenzte Volumina Sickerwässer austreten.

#### 4.4 Bodenmechanische Untersuchungen

##### 4.4.1 Kornverteilungsanalysen

Im Erdlabor der Firma HYDROSOND wurden drei Lockergesteinsproben aus verschiedenen Bodenaufschlüssen hinsichtlich ihrer Korngrößenzusammensetzung zur besseren Abschätzung ihrer bodenspezifischen Eigenschaften überprüft. Die auf diesen Laborarbeiten basierenden Kornverteilungsdiagramme sind in den Anlagen 6 beigelegt.

Die erste untersuchte Probe 840/01 aus dem Aufschluss VV 1 repräsentiert die **Zusammensetzung des als sandiger, kiesiger Hanglehm** bezeichneten Horizonts. Hauptbestandteil ist bei diesem mit knapp 45 Gew.-% Ton. Feinere **Schluffanteile** erreichen rund 25 Gew.-%. **Sand und Kies** erreichen zusammen rund 30 Gew.-%. Die Matrix sprengt das Korngerüst oder anders formuliert die bodenspezifischen Eigenschaften werden vom feinkörnigen Bodensubstrat bestimmt.

Das Material der beiden anderen Proben 840/02 und 840/04 stammt aus dem **Lösslehm-Horizont**. Dabei nimmt dessen Verwitterungsgrad von südöstlicher in nordwestlicher Richtung zu. Wie aus den Kornverteilungsdiagrammen zu entnehmen bilden bei beiden **Mittel- und Grobschluff** mit rund 90 bzw. 70 Gew.-% die Hauptgemengteile. Aus geotechnischer Sicht merkliche Unterschiede zwischen beiden zeigen sich bei den stark bindigen, **tonigen Anteilen** mit < 10 bzw. ca. 25 Gew.-% in der Probe 840/04, siehe hierzu auch Kap 4.5.

##### 4.4.2 Atterberg'sche Konsistenzgrenzen

Untersucht wurden drei Lockergesteinsproben aus gründungsrelevanter Tiefe zwischen 1,2 und 1,6 m unter Flur.

Die **erste untersuchte Probe** stammt aus Schurf S 1 aus der **Tiefenstufe – 1,2 m**. Bei dem hier aufgeschlossenen Lockergestein handelt es sich um einen kohäsionsarmen, verwitterten Lösslehm. Für diesen wurde eine Konsistenzzahl  $I_c$  von 1,01 ermittelt, vgl. auch Anl. 6.2. Diesem Material ist bei einem natürlichen, recht hohen Wassergehalt von 26,8 % eine **steife bis halbfeste Konsistenz** zuzuordnen.

Die **zweite Probe** aus Schurf S 3 ebenfalls aus der **Tiefenstufe – 1,2 m** weist mit einem bindigen Anteil von rund 25 Gew.-% gegenüber dem zuvor geprüften Bodensubstrat einen deutlich höheren kohäsiven Anteil auf. Dieser bewirkt, dass diese zweite Probe mit einer Konsistenzzahl  $I_c = 1,44$  bei einem natürlichen Wassergehalt von 19,4 % eine **eher halbfeste Konsistenz** aufweist.

Die **dritte Probe** aus **Schurf S 2** wurde in einer Tiefe von 1,6 m entnommen. Bei dem hier anstehenden Bodensubstrat handelt es sich um angewitterten Löss. Das hier anstehende gut sortierte Lockergestein weist trotz eines nur geringen kohäsiven Anteils bedingt durch seine mikrokristallinen Kalkanteile mit einer Konsistenzzahl  $I_c = 2,05$  eine **deutlich halbfeste Konsistenz** auf. Der in dieser Probe ermittelte, natürliche Wassergehalt betrug 22%.

Als Konsequenz der hier ermittelten Versuchsergebnisse sind zwei bodenspezifische Eigenschaften hervorzuheben. Die Konsistenz von Lösslehm wird merklich durch seinen kohäsiv wirksamen Tonanteil bestimmt. Mehr oder minder unverwitterter Löss verfügt trotz eines nur geringen kohäsiven Anteils über eine vergleichsweise hohe Konsistenz.

tenz. Generell hat der Wassergehalt einen erheblichen Einfluß auf die jeweilige Konsistenz des hier betrachteten Bodensubstrats. Bei Austrocknung, aber vor allem bei zunehmender Durchfeuchtung nimmt die Konsistenz erfahrungsgemäß rasch ab.

#### 4.5 Eigenschaften der oberflächennahen Lockergesteinshorizonte

Auf Grundlage der Feldaufschlüsse können vier in ihren bodenmechanischen Eigenschaften und ihrer Permeabilität voneinander abweichende Lockergesteinshorizonte unterschieden werden.

Wie bereits im vorangegangenen Kapitel angesprochen wird insbesondere der als Hanglehm bezeichnete Lockergesteinshorizont massiv durch den spezifischen Wassergehalt in seiner Konsistenz beeinflusst.

Die hier aufgeführten, geschätzten Bodenkennwerte können für erste überschlägige, bodenmechanische Berechnungen herangezogen werden. Vor einer Verwendung zu detaillierten erdstatischen Berechnungen stark strukturierter Gebäude oder erhöhter Inanspruchnahme der gründungsrelevanten Bodenzone wird eine gezielte, ortsspezifische Überprüfung der im jeweiligen Baufeld betroffenen Lockergesteinshorizonte empfohlen.

##### 4.5.1 Mutterboden, Verwitterungsschicht

Zusammensetzung:	Mittel-/Grobschluff partiell schwach feinsandig, schwach humos, oberflächennah stark durchwurzelt
Farbe:	überwiegend graubraun teils gelbbraun, gut erdfeucht
Vorkommen:	im ganzen Planungsbiet
Mächtigkeit:	0,0 – 0,4 m
Permeabilität:	geschätzt ca. $10^{-6/7}$ m/s
Konsistenz:	weich bis steif
Klassifizierung nach DIN 18300:	Klasse 3
nach DIN 18196:	OH
Geotechnische Beurteilung:	Das Material ist zur Aufnahme von Bauwerkslasten nicht geeignet. Das Material ist leicht zusammendrückbar und teilweise verrottungsfähig. Es reagiert äußerst empfindlich auf dynamische Belastungen und ist stark frostempfindlich (F3).

##### 4.5.2. verwitterter Löss

Zusammensetzung:	Mittel-/Grobschluff, feinsandig, bereichsweise schwach tonig bis tonig, erdfeucht teilweise durchfeuchtet
Farbe:	überwiegend gelbbraun
Vorkommen:	im gesamten Untersuchungsgebiet
Mächtigkeit:	verm. 1,5 – $\geq$ 4,0 m
Permeabilität:	geschätzt ca. $10^{-6/7}$ m/s
Konsistenz:	in Abhängigkeit des Ton- und Wassergehalts weich bis halbfest
Klassifizierung nach DIN 18300:	Klasse 3
nach DIN 18196:	UL

Bodenmechanische Kennwerte: (geschätzt)	Raumgewicht	$\gamma = 19,5-20,5 \text{ kN/m}^3$
	unter Auftrieb	$\gamma' = 10,0-11,0 \text{ kN/m}^3$
	Kohäsion	$c' = 0,0-5,0 \text{ kN/m}^2$
	Reibungswinkel	$\phi' = 25,0-30,0^\circ$
	Steifeziffer	$E_s = 5-12 \text{ MN/m}^2$

Geotechnische Beurteilung: Insbesondere in den **nordwestlichen Abschnitten** des Planungsgebietes ist das anstehende Bodensubstrat zur **Aufnahme von Bauwerkslasten** zumindest teilweise nur **sehr bedingt geeignet**. Es ist leicht zusammendrückbar.  
Im **Südostteil des Planungsgebietes** zeigten sich der oberflächennahe Lösslehm meist weniger stark verwittert und durchfeuchtet und verfügt über eine **vergleichsweise höhere Konsistenz**. Das hier anstehende Bodensubstrat ist zur **Aufnahme von Bauwerkslasten bedingt geeignet**.  
Generell reagiert dieser Horizont **äußerst empfindlich** auf Durchfeuchtung sowie dynamische Belastungen darüberhinaus ist er stark frostempfindlich (F3).

#### 4.5.3. angewitterter Löss (nicht umgelagertes Bodensubstrat)

Zusammensetzung:	Mittel-/Grobschluff, feinsandig, lokal auch sandig, meist erdfeucht
Farbe:	überwiegend graubeige
Vorkommen:	vorwiegend im südöstlichen Teil des Planungsgebietes
Mächtigkeit:	verm. 1,5 – $\geq$ 4,0 m
Permeabilität:	geschätzt ca. $10^{-6/7} \text{ m/s}$
Konsistenz:	halbfest
Klassifizierung nach DIN 18300:	Klasse 3
nach DIN 18196:	UL

Bodenmechanische Kennwerte: (geschätzt)	Raumgewicht	$\gamma = 19,5-20,5 \text{ kN/m}^3$
	unter Auftrieb	$\gamma' = 10,0-11,0 \text{ kN/m}^3$
	Kohäsion	$c' = 0,0-5,0 \text{ kN/m}^2$
	Reibungswinkel	$\phi' = 27,5-32,5^\circ$
	Steifeziffer	$E_s = 5-18 \text{ MN/m}^2$

Geotechnische Beurteilung: Im **Nordostteil des Planungsgebietes** zeigt sich der oberflächennahe Lösslehm meist weniger stark verwittert und durchfeuchtet. Er verfügt über eine **vergleichsweise hohe Konsistenz**. Das in diesem Horizont anstehende Bodensubstrat ist zur **Aufnahme von Bauwerkslasten bedingt geeignet**. Bei höherer Inanspruchnahme ist es relativ stark zusammendrückbar. Generell reagiert dieser Horizont **äußerst empfindlich** auf Durchfeuchtung, sowie dynamische Belastungen und ist stark frostempfindlich (F3).



#### 4.5.4. kiesführender Hanglehm

Zusammensetzung:	Ton, stark feinschluffig, sandig, kalkige, kiesige Einschaltungen, Matrix sprengt das Korngerüst, gut erfeuchtet bis durchfeuchtet	
Farbe:	gelbbraun	
Vorkommen:	nur im unteren Bereich des Planungsgebietes aufgeschlossen	
Mächtigkeit:	verm. 1,5 – 2,5 m	
Permeabilität:	geschätzt ca. $10^{-7/8}$ m/s	
Konsistenz:	weich - steif	
Klassifizierung nach DIN 18300:	Klasse 4	
nach DIN 18196:	UL	
Bodenmechanische Kennwerte: (geschätzt)	Raumgewicht	$\gamma = 19,5-21,0 \text{ kN/m}^3$
	unter Auftrieb	$\gamma' = 11,0-12,0 \text{ kN/m}^3$
	Kohäsion	$c' = 2,0-10,0 \text{ kN/m}^2$
	Reibungswinkel	$\phi' = 27,5-32,5^\circ$
	Steifeziffer	$E_s = 5-18 \text{ MN/m}^2$
Geotechnische Beurteilung:	Das Lockergesteinsgemisch ist zur Aufnahme von Bauwerkslasten nur bedingt geeignet. An der Basis der mehr oder minder stark verwitterten Lösshorizonte gelegen, bildet es diesen gegenüber einen Stauhorizont für einsickernde Tagwässer und Schichtwässer. Das Material ist relativ leicht zusammendrückbar. Generell reagiert dieser Horizont äußerst empfindlich auf Durchfeuchtung, sowie dynamische Belastungen und ist stark frostempfindlich (F3).	

### 5. Ergebnisse der Versickerungsversuche

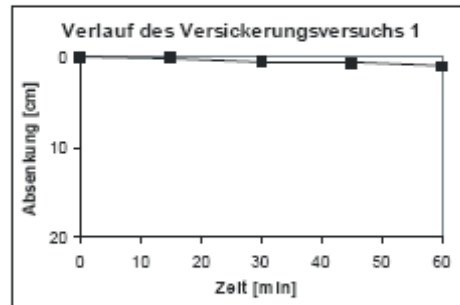
Zur Abschätzung der grundsätzlichen Möglichkeit einer Versickerung von Tagwässern in oberflächennahen Versickerungsanlagen wurden am 12.04.2006 zwei Versickerungsversuche durchgeführt. Dazu wurde jeweils ein Baggerschurf zur Erkundung des oberflächennahen Lockergesteinsaufbaus niedergebracht und danach der eigentliche Versickerungsschurf ausgehoben, vermessen und anschließend mit Wasser befüllt. Nach Wassersättigung wurden die Versickerungsversuche mit fallendem Wasserspiegel gefahren. Die Bodenprofile sind in den Anlagen 3.5 und 3.6, die Auswertungsprotokolle mit den zugrunde gelegten Berechnungsansätzen sind in den Anlagen 4 beigefügt. Die Lage der Versuchsgrube VV 1 ist in Anlage 1.2 dokumentiert.

#### 5.1 Versickerungsversuch 1

Für den Versickerungsversuch 1 (VV 1) wurde die Schürfgrube bis auf eine Tiefe von 0,8 m unter GOK ausgehoben, vgl. auch Abb. 4, Anl. 5.2. In der Schurfsohle stand feinsandiger Schluff (verwitterter Schwemmlöss) an. Der Grundwasserspiegel im Ansatzpunkt (GOK) betrug am 12.04.2004 vermutlich ca. 5,0 m, bzw. die ungesättigte Zone unter der Grubensohle somit 4,2 m. Die Schürfgrube wurde nach Wassersättigung mit 0,30 m Wassersäule befüllt, siehe Abb. 5 in Anl. 5.2, und anschließend das

Absinken des Wasserspiegels in Abhängigkeit zur Zeit gemessen. Dabei trat folgende Versickerung auf:

Dauer der Versickerung [min]	Absenkung des Wasserspiegels [cm]
0	0
15	0,25
30	0,50
45	0,75
60	1,00



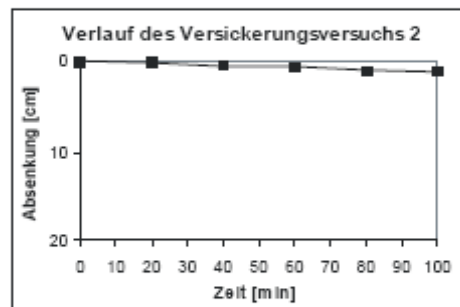
Nach dem Berechnungsansatz in Anlage 4.1 ergibt sich für den feinsandigen Schluff im Bereich von VV 1 ein rechnerischer  $k_f$ -Wert von  $3,84 \times 10^{-6}$  m/s und somit ein  $k_f$ -Wert zur Bemessung (ATV A 138) von  $7,68 \times 10^{-6}$  m/s.

## 5.2 Versickerungsversuch 2

Die Schürfgrube für den Versickerungsversuch 2 (VV 2) wurde ebenfalls bis auf eine Tiefe von 0,8 m unter GOK ausgehoben. Die Schurfsohle bestand wiederum aus feinsandigem Schluff (verwitterter Schwemmlöss). Der Grundwasserspiegel im Ansatzpunkt (GOK) betrug am 12.04.2004 vermutlich ca. 5,0 m, bzw. die ungesättigte Zone unter der Grubensohle somit 4,2 m.

Die Schürfgrube wurde nach Wassersättigung mit 0,32 m Wassersäule befüllt und anschließend das Absinken des Wasserspiegels in Abhängigkeit zur Zeit gemessen. Dabei trat folgende Versickerung auf:

Dauer der Versickerung [min]	Absenkung des Wasserspiegels [cm]
0	0
20	0,25
40	0,50
60	0,75
80	1,00
100	1,25



Nach dem Berechnungsansatz in Anlage 4.1 ergibt sich für den feinsandigen Schluff im Bereich von VV 1 ein rechnerischer  $k_f$ -Wert von  $2,64 \times 10^{-6}$  m/s und somit ein  $k_f$ -Wert zur Bemessung (ATV A 138) von  $5,28 \times 10^{-6}$  m/s.

## 6. *Hydraulische Rahmenbedingungen für die Versickerung von Tagwässern*

Grundsätzlich setzt die Versickerung von Niederschlagswasser einen durchlässigen Untergrund und einen ausreichenden Abstand von der Grundwasseroberfläche voraus.

Nach dem Regelwerk Abwasser-Abfall der Abwassertechnischen Vereinigung, Arbeitsblatt A 138 "Bau und Bemessung von Anlagen zur dezentralen Versickerung von nicht schädlich verunreinigtem Niederschlagswasser" kommen für Versickerungsanlagen Lockergesteine in Frage, deren  $k_f$ -Werte (Durchlässigkeitsbeiwerte) im Bereich von  $5 \times 10^{-3}$  bis  $5 \times 10^{-6}$  liegen. Bei der Planung ist besonders darauf zu achten, dass die zur Reinigung der eingeleiteten Niederschlagswässer notwendige ungesättigte Zone weitgehend zu erhalten ist. Generell kommen für die gezielte, dezentrale Versickerung in Baden-Württemberg, abgesehen von wenigen Ausnahmen, lediglich zwei verschiedene Anlagearten in Frage. Diese sind in der Rangfolge entsprechend ihres Gefährdungspotentials für das Grundwasser wie folgt:

1. Flächenversickerung
2. Muldenversickerung

Andere Versickerungssysteme wie z.B. eine Schachtversickerung sind nicht genehmigungsfähig bzw. eine Versickerung über Rigolen oder Sickerkästen nur im Ausnahmefall nach Prüfung durch die Fachbehörde genehmigungsfähig.

### 6.1 *Flächenversickerung*

Bei der Flächenversickerung mittels durchlässig befestigter Oberfläche z.B. durch Betongittersteine ist keine Speichermöglichkeit gegeben. Die Versickerungsintensität muss deshalb größer als die Intensität des Bemessungsniederschlags sein.

Die mittlere Durchlässigkeit der Oberfläche sollte einem  $k_f$ -Wert von mindestens  $2 \times 10^{-5}$  m/s entsprechen. Bei Betongittersteinen, deren durchbrochener Anteil 30-40 % der Fläche ausmacht, sollte das Füllmaterial demnach eine Durchlässigkeit von mindestens  $6 \times 10^{-5}$  m/s besitzen.

Bei den ermittelten Durchlässigkeiten von  $5,28 \times 10^{-6}$  bis  $7,68 \times 10^{-6}$  m/s ist im vorliegenden Fall von einer Flächenversickerung abzuraten.

### 6.2 *Muldenversickerung*

Versickerungsmulden sollten so bemessen werden, dass sie nur kurzfristig unter Einstau stehen, da sonst eine Verschlickung und Verdichtung der Oberfläche zu befürchten ist. Um eine gleichmäßige Verteilung des Wassers zu erreichen müssen Sohllinien und -flächen möglichst horizontal hergestellt und unterhalten werden. Große oder lange Mulden sind insbesondere bei vorhandenem Geländegefälle durch Bodenschwellen zu unterbrechen.

Von den im Baugebiet vorliegenden Lockergesteinen ist wie aufgezeigt der verwitterte Schwemmlöß mit einem  $k_f$ -Wert von  $5,28 \times 10^{-6}$  bis  $7,68 \times 10^{-6}$  m/s grundsätzlich für eine Versickerung von Tagwässern als gerade noch geeignet einzustufen, macht jedoch z.B. bei der Versickerung über Mulden auf Grund der eher geringen Permeabilität für eine Versickerung von Tagwässern über Mulden relativ große Flächen erforderlich. Gleichzeitig sind in den Speichern hohe Standzeiten der zu versickernden

Wässer anzunehmen was zu einer verstärkten Verschlämmung (Kollmatierung) der Versickerungsanlagen führt und damit einen erhöhten Wartungsaufwand für deren Betrieb erwarten lässt.

## 7. *Aushub von Leitungsgräben*

Im Planungsgebiet ist die Verlegung von Ver- und Entsorgungsleitungen erforderlich. Generell haben bei der Durchführung entsprechender Baumaßnahmen neben anderen folgende Vorschriften Berücksichtigung zu finden:

- DIN 4124 Baugruben und Gräben
- DIN 18 303 Verbauarbeiten
- Unfallverhütungsvorschriften "Erd- und Felsbau" (USB 38 a)
- Leitungsgrabenarbeiten und Leitungsbauarbeiten (USB 49)
- ZTVE-Stb. in der aktuellen Fassung

## 8. *Hinweise zur Bauausführung*

### 8.1 *Stabilität der Grabenböschungen*

Zumindest im mittleren und nordwestlichen Teil des Baugebiets sind die oberflächennah anstehenden Lockergesteine mehrheitlich als gering kohäsiv einzustufen. Allerdings verfügen sie im erdfeuchten Zustand über einen begrenzt wirksamen Anteil scheinbarer Kohäsion. Gleichzeitig beträgt deren bodenspezifischer Reibungswinkel weniger als 30°. Unter diesen Rahmenbedingungen sind im erdstatischen Sinne, insbesondere bei stärkerer Durchfeuchtung des Bodensubstrats und dem mit damit verbundenen raschen Abbau der scheinbaren Kohäsion, bei unverbaute Grabenböschungen, auch bei unbelastetem Böschungskopf und geringeren Grabentiefen als 1,25 m, als gebräch einzustufen.

Etwas günstigere Stabilitätsverhältnisse zeigten sich bei den Feldarbeiten im südlichen Bereich des Planungsgebietes. Die in den Schürfen S 1 und S 2 aufgeschlossenen Baugrubenböschungen wiesen aus bodenspezifischen Gründen merklich höhere Festigkeiten auf. Ungachtet dessen gelten auch in diesem Abschnitt die im nachfolgenden genannten Bedingungen.

Nach DIN 4124, Kap. 4.2 darf die maximale Grabenhöhe in nicht bindigen Böden bei unbelastetem Böschungskopf und unverbauten Grabenwänden 1,25 m nicht übersteigen. Bei den im Bebauungsgebiet vorliegenden Lockergesteinen können allerdings auch bereits bei diesen geringen Anschnittshöhen räumlich begrenzte Nachbrüche auftreten. Dies gilt insbesondere nach ergiebigen Niederschlägen mit starker Durchfeuchtung des Oberbodens bzw. Stauwasserbildung in der Grabensohle sowie bei dynamischen Belastungen des Böschungskopfs, z.B. durch Radfahrzeuge.

Das Betreten bzw. Arbeiten in Gräben mit Sohliefen größer 1,25 m darf nach DIN 4124 generell nur im Schutz eines Verbaus erfolgen.

### 8.2 *Tragfähigkeit der Grabensohlen*

Über die Ausbildung und Tiefenlage der zur Erschließung des geplanten Neubaugebiets notwendigen Ver- und Entsorgungsleitungen liegen den Gutachtern keine Informationen vor.

Aufgrund des in der Tiefenzone bis 1,2 m und darüber flächig ausgebildeten verwitterten Löss (-Lehm), der, wie sich in den Probelöchern gezeigt hat, teilweise eine nur

weiche bis steife Konsistenz aufweist, ist zu erwarten, dass die in den Gräben aufgeschlossenen Sohlflächen, zumindest bereichsweise, nicht die geforderte Festigkeit für das Rohrunterlagen aufweisen. In diesen Grabenabschnitten wird empfohlen gegebenenfalls die Tragfähigkeit durch einen auf 0,3-0,4 m begrenzten Bodenaustausch mit reibungsbegabtem, gut verdichtungsfähigem Material, oder eventuell auch durch Schüttung eines **Sandbetts in Kombination** mit der Verlegung eines **filterfesten Geotextils  $\geq 200 \text{ g/m}^2$**  zu erhöhen.

Bei der Konditionierung eines verdichtungsfähigen Kiessandgemischs im Rohrgraben ist **unbedingt darauf zu achten, dass die aufgebrachte Verdichtungsenergie an die Schüttungsmächtigkeit angepasst wird**, vgl. auch die Kapitel 4.5.2 + 4.5.3.

### 8.3 Grundwasser und Leitungsgräben

Bei der Planung von Leitungsgräben ist insbesondere bei tieferen Grabenanschnitten grundsätzlich nicht auszuschließen, dass nach vorangegangenen, ergiebigen Niederschlagsereignissen stark durchfeuchtete Bodenhorizonte angeschnitten werden. Diese können im Ausnahmefall auch geringe Mengen an Sickerwasser abgeben. Dies gilt insbesondere im Kontaktbereich des stark bindigen Hanglehms, siehe auch Kap. 4.5.4, zu den aufliegenden Lösslehms.

Entscheidend dabei ist der bei starker Durchfeuchtung rasch eintretende, merkliche Abbau der scheinbaren Kohäsion. Dieser kann bereits unter der Einwirkung geringer dynamischer Belastungen zu erheblichen Auflockerungen (Herabsetzung der Konsistenz bis zum weichen bzw. breiigen Zustand) führen.

Sollten in der Bauzeit unbeständige Witterungsverhältnisse herrschen wird, zur Vermeidung eines erhöhten Aufwands, dringend empfohlen, die Länge des jeweiligen Grabenaushubs auf ein bautechnisch bedingtes Mindestmaß zu beschränken.

### 8.4 Bau von Erschließungsstraßen

Wie bereits erläutert und aus den schematischen Schnitten zu ersehen wird beim Bau der Erschließungsstraßen innerhalb des Planungsgebietes das Rohplanum im Bereich des verwitterten Lösslehms, Kap. 4.5.2 liegen. Dieses relativ feinkörnige aber gering kohäsive Bodensubstrat verlangt eine an die bodenspezifischen Eigenschaften angepasste Arbeitsweise. So wird dringend empfohlen dynamische Belastungen (befahren mit LKW, Radlager usw.) der ungeschützten Oberfläche auf das bautechnisch absolut notwendige Mindestmaß zu beschränken bzw. alternativ Kettenfahrzeuge einzusetzen. Bei Nichtbeachtung ist, je nach Einwirkungstiefe mit einer mehrere Dezimeter tiefreichenden Herabsetzung der ursprünglichen Konsistenz zu rechnen. Diese kann gegebenenfalls nur durch zusätzliche bautechnische Maßnahmen beseitigt werden.

Nach der ZTVE in der aktuellen Fassung ist für das Unterlager des aufzubringenden Straßenunterbaus ein  $E_{1/2}$ -Wert von  $\geq 45 \text{ MN/m}^2$  nachzuweisen. Mit einiger Wahrscheinlichkeit kann es insbesondere in der nordwestlichen Hälfte des Planungsgebietes schwierig werden diesen Wert zu erreichen. Hier kann es erforderlich werden gegebenenfalls einen begrenzten Bodenaustausch oder alternativ Maßnahmen zur Erhöhung der Tragfähigkeit gemäß ZTVE Kapitel 11 „Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Bindemitteln“ vorzunehmen.

### 8.5 Stabilität künftiger Straßenböschungen

Im Zusammenhang mit dem Bau der Erschließungsstraßen werden in verschiedenen Teilabschnitten des Planungsgebiets begrenzte Böschungsanschnitte erforderlich.

Wie die Aufnahmen der Schürftgruben und die Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche aufgezeigt haben, ist die Konsistenz des betreffenden, verwitterten Lösslehms zumindest im Bereich der Probelöcher S 1 + S 2 in Tiefenbereichen zwischen einem und zwei Metern als überwiegend *halbfest* einzustufen. Reduzierte Festigkeiten können, wie auch in den Schurfbeschreibungen der Anln. 3 dokumentiert, im Bereich der Probelöcher S 3 + S 4 auftreten.

Nach einer überschlägigen Berechnung (TAYLOR/FELLENIUS) der zulässigen Böschungsneigung für einheitlich zusammengesetzte, reibungsbegabte, bindige Lockergesteine unter Verwendung folgender Bodenkennwerte

Raumgewicht	$\gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3$
Reibungswinkel	$\phi' = 30^\circ$
Kohäsion	$c' = 4,0 \text{ kN/m}^2$
Böschungshöhe	$h = 2,5 \text{ m}$
Lastfall 1 gemäß DIN 4084	

besitzt eine 2,5 m hohe Böschung unter einem Winkel  $\beta = 45^\circ$  noch die nach DIN 4084 geforderte Standsicherheit. Hierbei ist allerdings zu berücksichtigen, dass insbesondere oberflächennah auch eine geringere Konsistenz innerhalb der Verwitterungsdecke bzw. des oberflächennahen verwitterten Lösslehms ausgebildet sein kann. Es empfiehlt sich daher vergleichbare permanente Böschungen, soweit möglich, unter einem Winkel  $\beta = 40,0^\circ$  abzuböschten.

Ungeachtet der rechnerisch nachgewiesenen Standsicherheit können, insbesondere in frisch hergestellten Böschungen, nach ergiebigen Niederschlägen, sogenannte Hautrutschungen auftreten. Diese sehr flachen Rutschungen sind meist auf bautechnisch bedingte Auflockerungen zurückzuführen und bleiben ohne Einfluss auf die Stabilität der Gesamtböschung.

Dringend empfohlen wird das rasche Auftragen eines hinreichenden Erosionsschutzes der neu gestalteten Böschungen. Als Erstschutz empfiehlt sich z.B. das Aufspritzen gehackten Strohs versetzt mit Grassamen die durch Pflanzungen flach wurzelnder Sträucher ergänzt werden können.

### 8.6 Allgemeine Hinweise zum Abtrag von Bauwerkslasten

Dem Gutachter liegen zum jetzigen Zeitpunkt nur sehr vage Angaben zu den geplanten Baufenstern vor. Für die künftige Wohnbebauung können damit an dieser Stelle nur allgemeine Angaben gemacht werden.

Grundsätzlich jedoch gilt:

- die bodenmechanischen Eigenschaften der gründungsrelevanten Bodenhorizonte sind im Bereich der Schürfe S 1 + S 2 günstiger als im Umfeld der Schürfe S 3 + S 4 einzuschätzen.

- Die Baufelder im Bereich der mittleren Terrasse grenzen beidseitig an Böschungen mit größeren Sprunghöhen. Bei der Planung der Gebäude ist dringend darauf zu achten, dass die von den Lastabtragsflächen ausgehenden Spannungen, unter Berücksichtigung eines Lastausbreitungswinkels von  $\leq 45^\circ$ , nicht in der talseitigen Böschung austreten.

Bei hangseitigen Böschungsanschnitten mit Höhen  $> 3$  m sind gegebenenfalls, unter Berücksichtigung der baufeldbezogenen Bodenverhältnisse, Standsicherheitsnachweise durchzuführen. Generell können auch bei flacheren Böschungen örtlich begrenzte Nachbrüche auftreten. Diesen sollte in Form großzügig bemessener Arbeitsräume Rechnung getragen werden.

Für den konkreten Einzelfall mit konzentrierten Bauwerkslasten, unterschiedlichen Gründungsarten oder Böschungsanschnitten  $> 3,0$  m wird empfohlen, bereits im Vorfeld, zu einem möglichst frühen Zeitpunkt, die örtlich gegebenen bodenmechanischen Rahmenbedingungen innerhalb des künftigen Baufeldes durch einen Gutachter prüfen zu lassen um darauf basierend die Gesamtmaßnahme anzupassen und zu optimieren.

### 8.7 Wiederverwendbarkeit des Aushubmaterials

Der schluffige, teils schwach tonig geprägte Hanglehm ist grundsätzlich für einen konditionierten Wiedereinbau im Bereich von Fahrstraßen und Leitungsgräben ohne Zusatzmaßnahmen nicht bzw. nur sehr bedingt geeignet. In wie weit Teile davon seitlich zwischengelagert und später zur Geländemodulation oder anderen untergeordneten Schüttungen verwendet werden, liegt im Ermessen der Planer.

## 7. Zusammenfassung und abschließende Bemerkungen

Die Erkundung des lithologischen Aufbaus im Planungsgebiet ergab, dass in grundungsrelevanter Tiefe des gesamten Untersuchungsgebiets überwiegend halbfester (SE-Abschnitt) bzw. steifer bis halbfester Lösslehm (NW-Abschnitt) ansteht.

Das untersuchte Bodensubstrat verfügt im erdfeuchten Zustand über einen begrenzten Anteil an scheinbarer Kohäsion. Dieser reduziert sich allerdings bei geringfügig zunehmenden Wassergehalt rasch und merklich. Generell ist das untersuchte, oberflächennahe Bodensubstrat als extrem empfindlich gegenüber dynamische Belastung einzustufen. Die Empfindlichkeit nimmt mit wachsender Durchfeuchtung rapide zu.

Werden erhöhte bodenmechanische Anforderungen an das in Gründungstiefe anstehende Bodensubstrat gestellt sind geeignete bautechnische und/oder konstruktive Maßnahmen zur Gewährleistung eines schadensfreien Lastabtrags erforderlich.

Aufgrund der geringen Standfestigkeit erfordern Leitungsgräben  $\geq 1,25$  m grundsätzlich einen Verbau. Allerdings sind bei vertikal ausgebildeten Grabenwänden auch bereits bei deutlich geringeren Sohliefen räumlich begrenzte Nachbrüche nicht auszuschließen. Insbesondere in tieferen Grabenabschnitten können im Sohlbereich Tragfähigkeitsprobleme auftreten, die ergänzende bautechnische Maßnahmen erforderlich machen können.

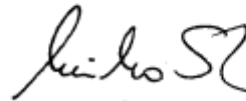
Beim Bau von Erschließungsstraßen ist anzunehmen, dass zumindest bereichsweise, das in der ZTVE für das Rohplanum vor Schüttung einer Tragschicht definierte Min-

deststifemodul ohne ergänzende bautechnische Maßnahmen nicht nachgewiesen werden kann.

Die hier vorgestellten Einzelergebnisse beruhen auf der Auswertung der in den Anlagen beigefügten Ergebnisse der Feld- und Laborarbeiten sowie den vom Planer zur Verfügung gestellten Unterlagen.

Für weitere Fragen und Erläuterungen stehen wir Ihnen gerne jederzeit zur Verfügung.

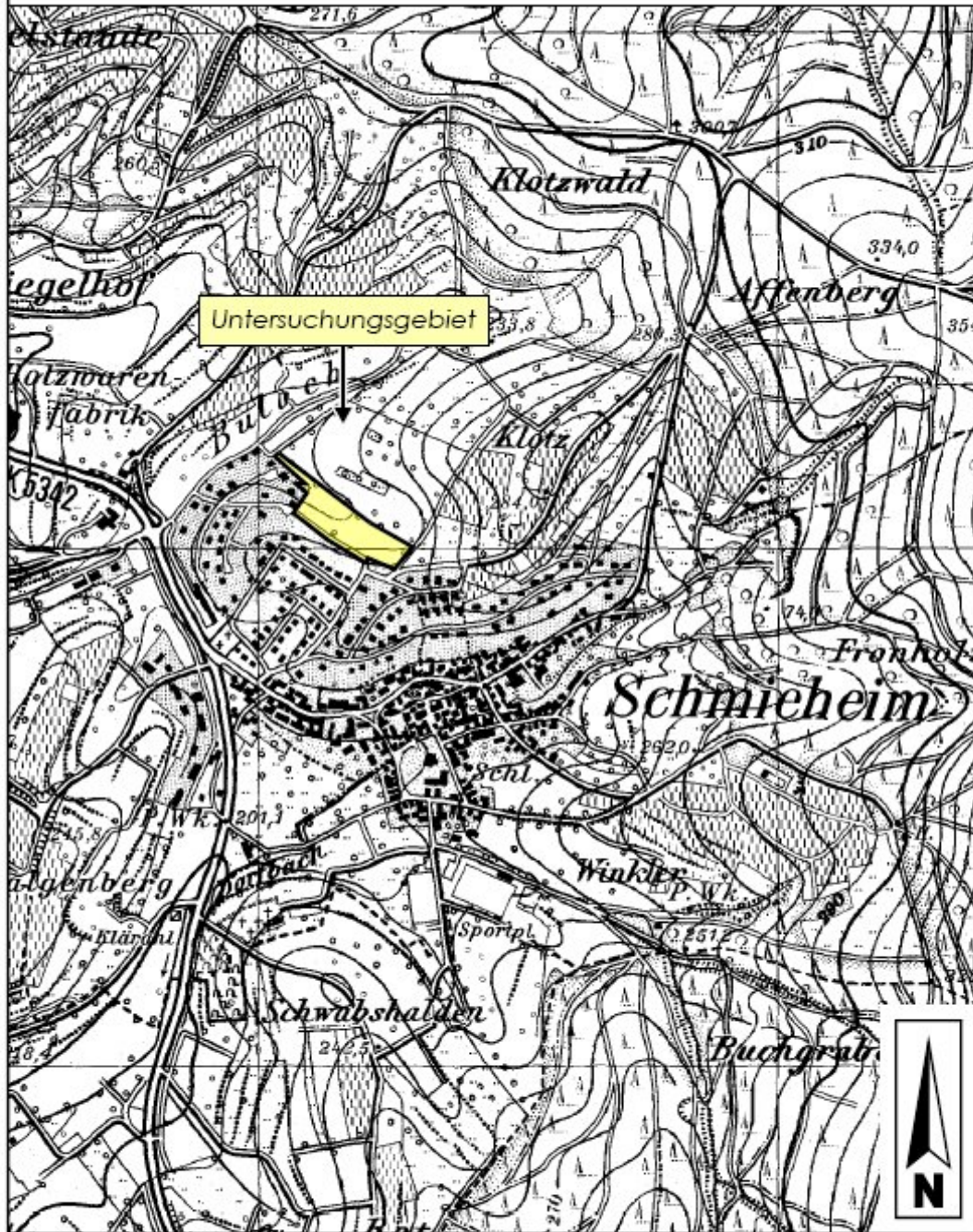
Sachbearbeiter: Dipl.-Geol. Heiko Seitz  
Dipl.-Geol. Arndt Kurzbach



Dipl.-Geol. Heiko Seitz  
institut für angewandte geologie

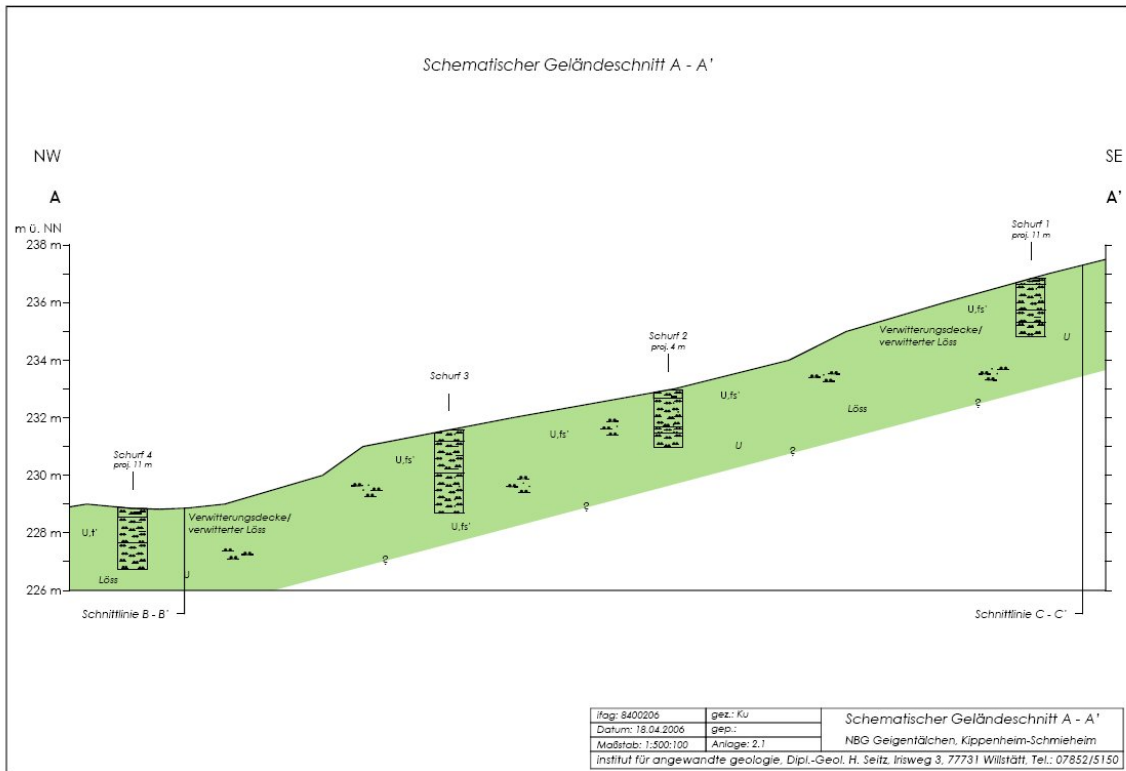


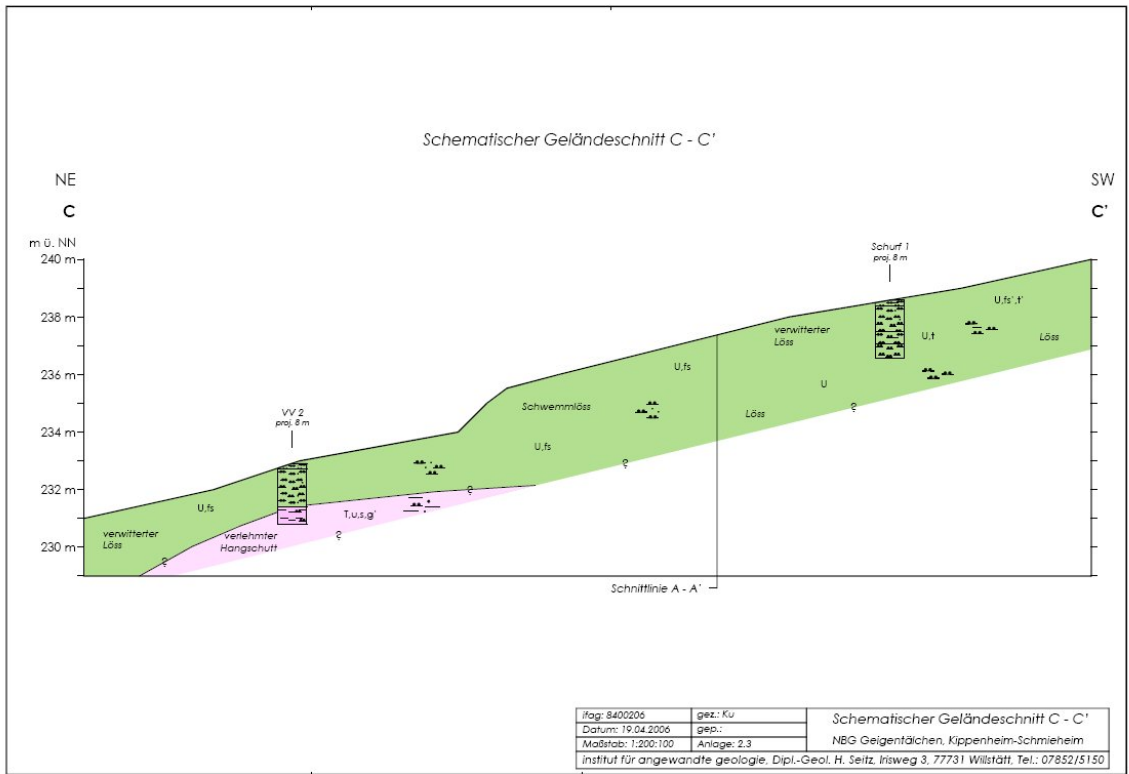
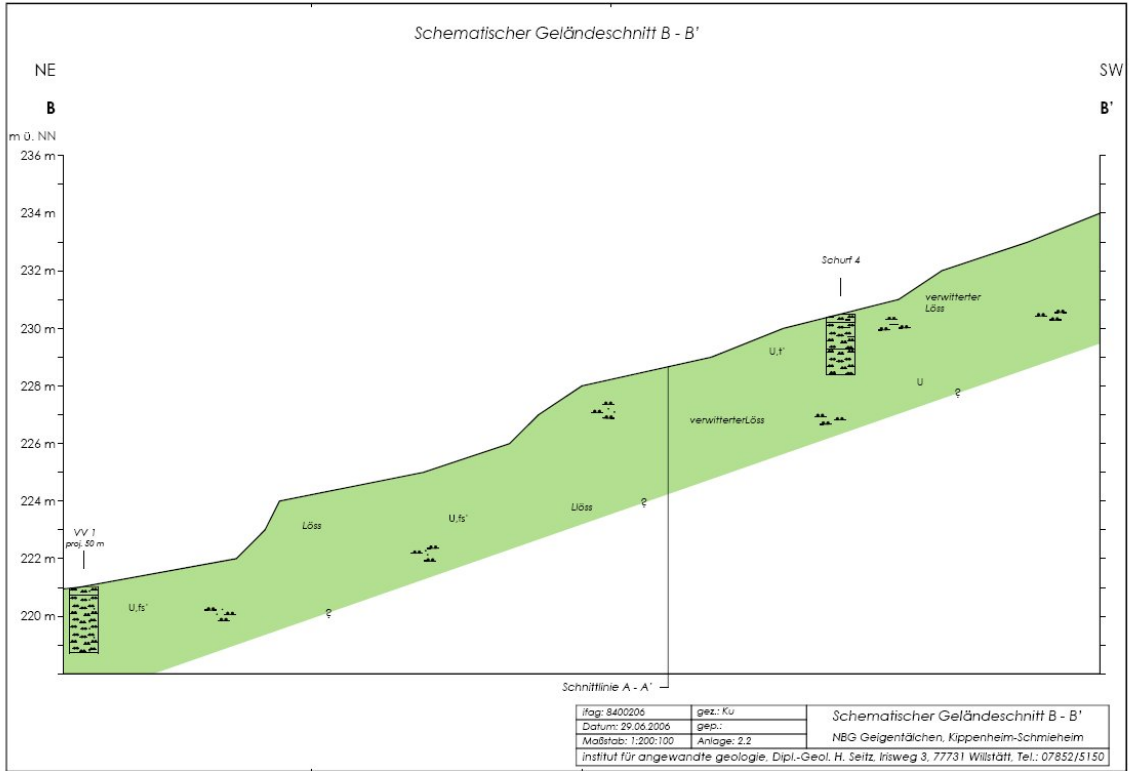


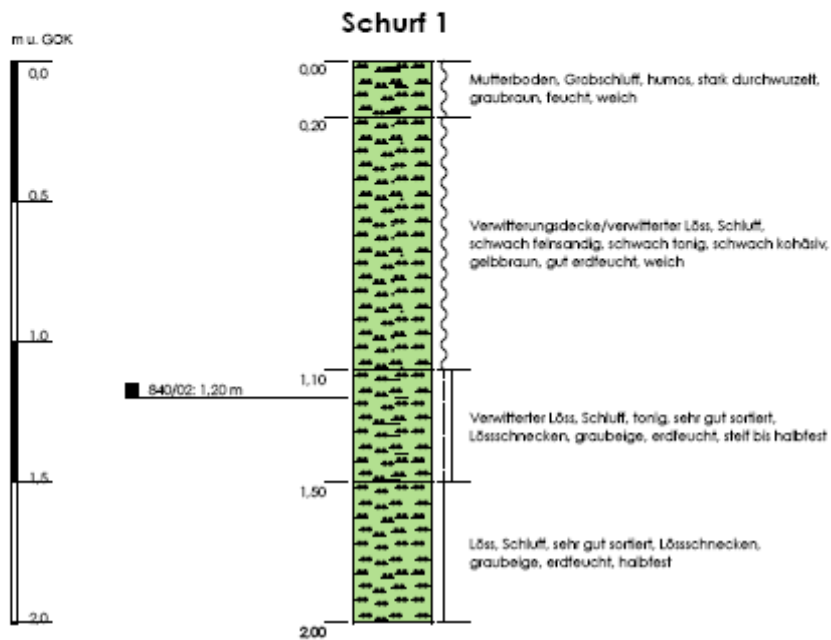


ifag: 8400206	gez.: Ku	Übersichtsskizze NBG Geigentäichen, Kippenheim-Schmieheim
Datum: 12.04.2006	gep.:	
Maßstab: 1 : 10000	Anlage: 1.1	

institut für angewandte geologie, Dipl.-Geol. H. Seitz, Irisweg 3, 77731 Willstätt, Tel.: 07852/5150



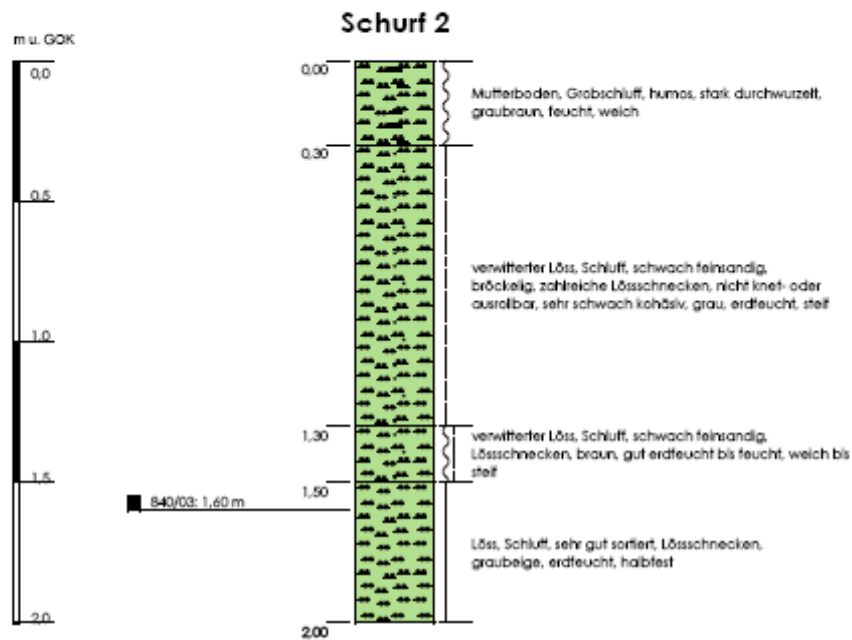





Höhenmaßstab: 1:20

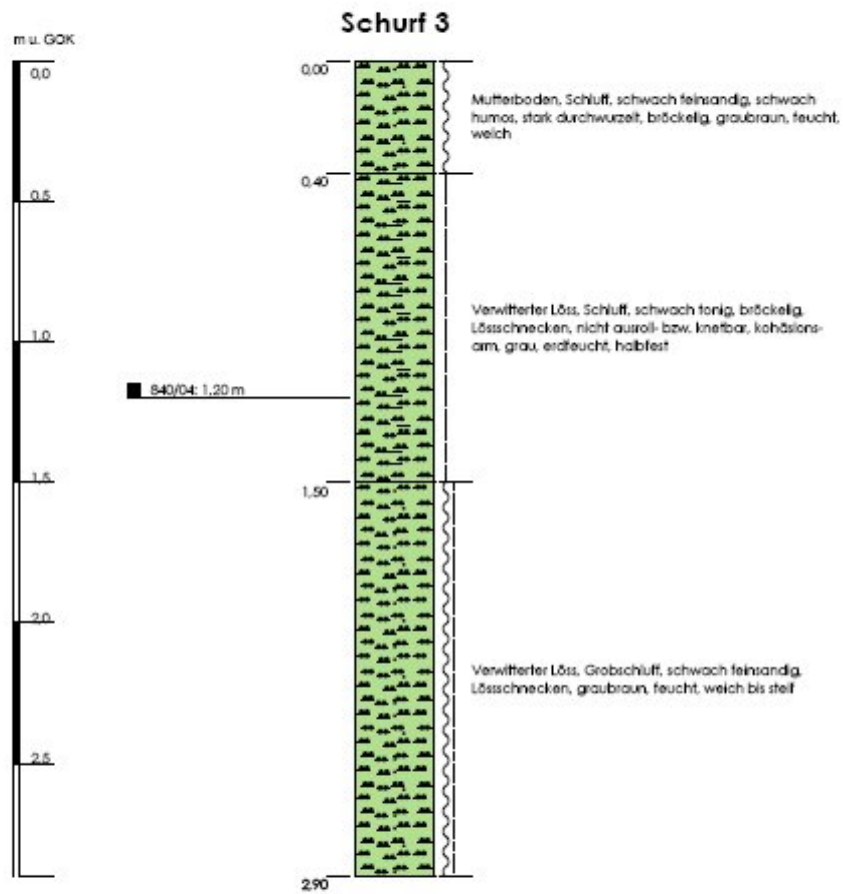
Projekt:	NBG Geigentälchen, Kippenheim-Schmieheim	
Ansatzpunkt:	Schurf 1	Anlage: 3.1
Auftraggeber:	Gemeinde Kippenheim	Lage des Sondierpunktes:
ausgeführt durch:	Singler GmbH, Kippenheim	siehe Lagekarte Anlage 1.2
Bearbeiter:	Se, KU	Ansatzhöhe: ca. 238,0 mNN
ausgeführt am:	12.04.2006	Endtiefe: 2,00 m

**IFAG** Willstätt



Höhenmaßstab: 1:20

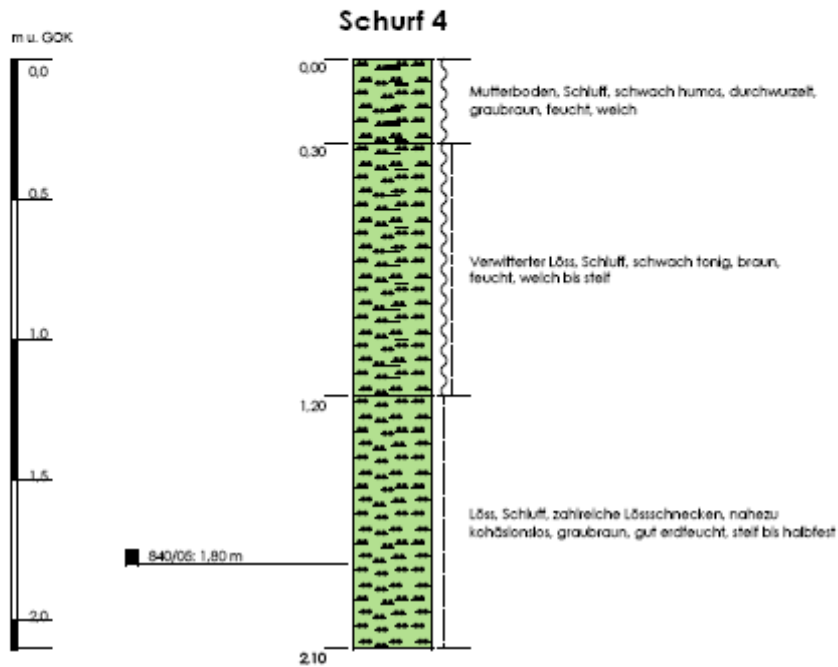
Projekt:	NBG Geigentälchen, Kippenheim-Schmieheim		
Ansatzpunkt:	Schurf 2	Anlage: 3.2	
Auftraggeber:	Gemeinde Kippenheim	Lage des Sondierpunktes:	
ausgeführt durch:	Singler GmbH, Kippenheim	siehe Lagekarte Anlage 1.2	
Bearbeiter:	Se, KU	Ansatzhöhe: ca. 232,5 mNN	
ausgeführt am:	12.04.2006	Endtiefe: 2,00 m	



Höhenmaßstab: 1:20

Projekt:	NBG Geigentälchen, Kippenheim-Schmieheim	
Ansatzpunkt:	Schurf 3	Anlage: 3.3
Auftraggeber:	Gemeinde Kippenheim	Lage des Sondierpunktes:
ausgeführt durch:	Singler GmbH, Kippenheim	siehe Lagekarte Anlage 1.2
Bearbeiter:	Se, KU	Ansatzhöhe: ca. 231,5 mNN
ausgeführt am:	12.04.2006	Endtiefe: 2,90 m

**IFAG** Willstätt

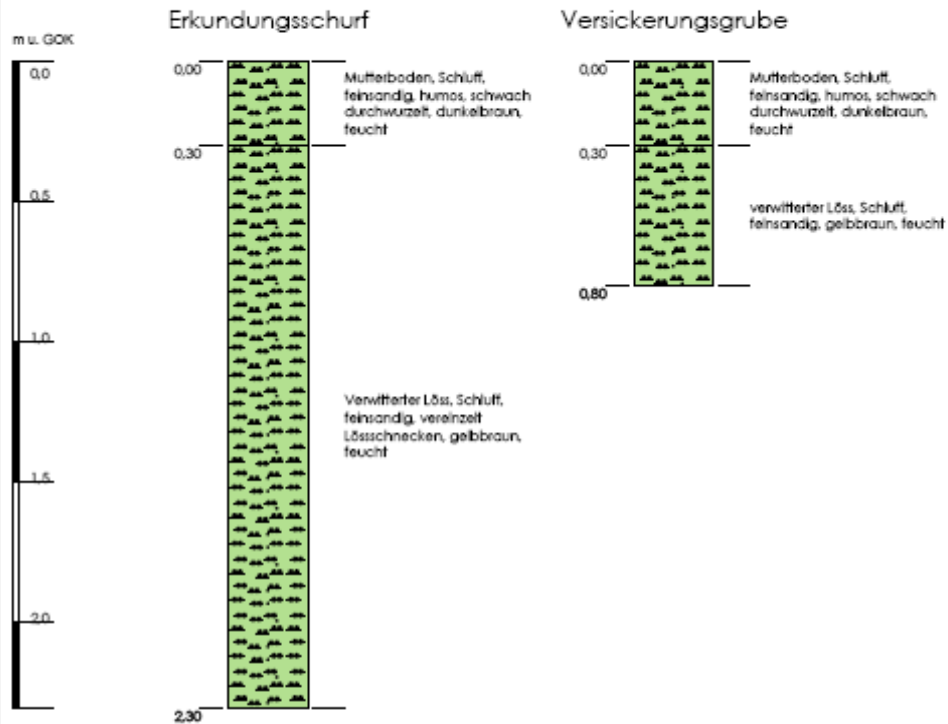


Höhenmaßstab: 1:20


Projekt:	NBG Geigentälchen, Kippenheim-Schmieheim	
Ansatzpunkt:	Schurf 4	Anlage: 3.4
Auftraggeber:	Gemeinde Kippenheim	Lage des Sondierpunktes:
ausgeführt durch:	Singler GmbH, Kippenheim	siehe Lagekarte Anlage 1.2
Bearbeiter:	Se, KU	Ansatzhöhe: ca. 230,0 mNN
ausgeführt am:	12.04.2006	Endtiefe: 2,10 m

**IFAG** Willstätt

## VV 1

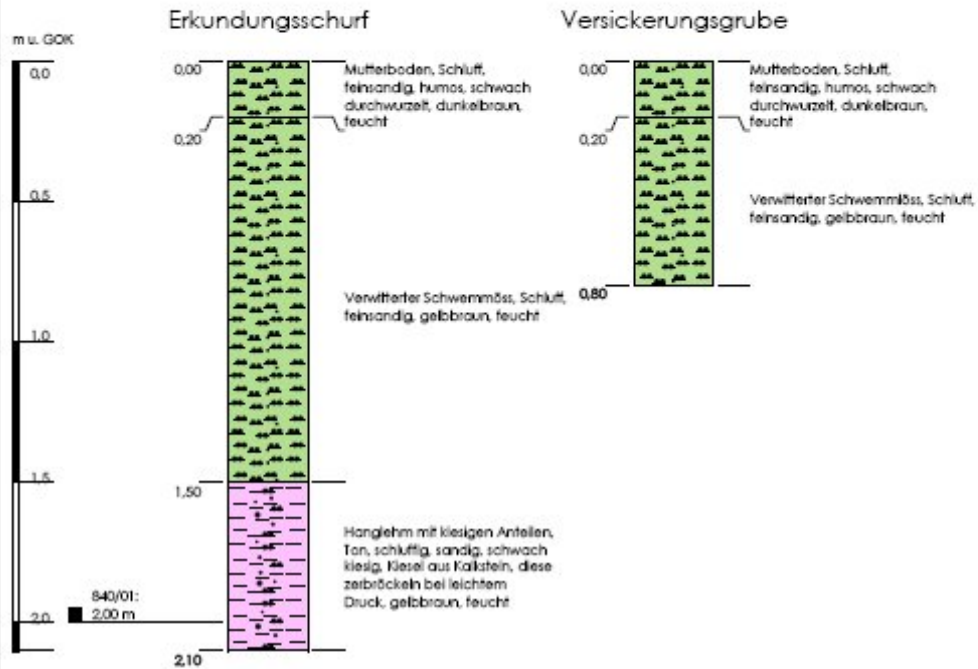


Höhenmaßstab: 1:20

Projekt: NBG Geigentälchen, Kippenheim-Schmieheim		
Ansatzpunkt: VV 1	Anlage: 3.5	
Auftraggeber: Gemeinde Kippenheim	Lage des Sondierpunktes:	
ausgeführt durch: Singler GmbH, Kippenheim	siehe Lagekarte Anlage 1.2	
Bearbeiter: Se, KU	Ansatzhöhe: ca. 220,0 mNN	
ausgeführt am: 12.04.2006	Endtiefe: 2,30 / 0,80 m	



## VV 2



Höhenmaßstab: 1:20

Projekt:	NBG Geigentälchen, Kippenheim-Schmieheim	
Ansatzpunkt:	VV 2	Anlage: 3.6
Auftraggeber:	Gemeinde Kippenheim	Lage des Sondierpunktes:
ausgeführt durch:	Singler GmbH, Kippenheim	siehe Lagerkarte Anlage 1.2
Bearbeiter:	Se, KU	Ansatzhöhe: ca. 234,0 mNN
ausgeführt am:	12.04.2006	Endtiefe: 2,10 / 0,80 m



IFAG Willstätt

### Versickerungsversuch 1

Versuchsdurchführung: 12.04.2006

Der Versickerungsversuch wurde nach Wassersättigung mit fallendem Wasserspiegel gefahren

Zugrundegelegte Formel :

Zur Auswertung kann vereinfacht die Formel des US Departments of the Interior Bureau of Reclamation C of small dams (1960) herangezogen werden:

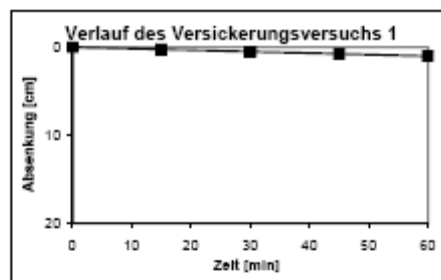
$$k_f = \frac{Q}{5,5 * r * h}$$

Feldparameter:

Lage der Schurfsohle unter GOK	0,8	[m]
vermuteter Flurabstand des Grundwassers (unter GOK) am 23.06.2003	5,0	[m]
resultierender Abstand der Schurfsohle zum Grundwasserspiegel	4,20	[m]
Wasserstand über Schurfsohle zu Versuchsbeginn	0,30	[m]
Länge der Schurfgrube bei rechteckig ausgebildeter Grube	l = 2,0	[m]
Breite der Schurfgrube bei rechteckig ausgebildeter Grube	b = 0,8	[m]
Mittel aus Anfangs- und Endhöhe des Wasserspiegels	h = 0,29500	[m]
Differenz aus Anfangs- und Endhöhe des Wasserspiegels	dh = 0,01	[m]
Dauer des Versickerungsversuches	dt = 3600	[s]
Wasserzugabe bzw. versickerte Wassermenge	Q = l * b * dh / dt = 4,44E-06	[m³/s]

Verlauf des Versickerungsversuchs:

Dauer der Versickerung (min)	Absenkung des Wasserspiegels (cm)
0	0
15	0,25
30	0,5
45	0,75
60	1



Berechnung des Durchlässigkeitsbeiwertes:

Bei rechteckiger Schurfgrube ergibt sich der Radius r zu  $r = \sqrt{\frac{l * b}{\pi}}$  = 0,71 [m]

Resultierender  $k_f$  - Wert der ungesättigten Zone:

$k_{f,u} = 3,84E-06$  [m/s]

**Kurzbewertung:**

Bodenart (Schurfsohle)	Schluff, feinsandig
$k_f$ -Wert zur Bemessung (ATV A 138):	7,68E-06 m/s
Bewertung nach DIN 18130	durchlässig

ifag: 8400206	gez.: Ku	Auswertung Versickerungsversuch VV 1 NBG Geigentälchen, Kippenheim-Schmieheim
Datum: 18.04.2006	gep.:	
Maßstab:	Anlage: 4.1	

institut für angewandte geologie, Dipl.-Geol. H. Seitz, Irisweg 3, 77731 Willstätt, Tel.: 07852/5150

## Versickerungsversuch 2

Versuchsdurchführung: 12.04.2006

Der Versickerungsversuch wurde nach Wassersättigung mit fallendem Wasserspiegel gefahren

Zugrundegelegte Formel :

Zur Auswertung kann vereinfacht die Formel des US Departments of the Interior Bureau of Reclamation C of small dams (1960) herangezogen werden:

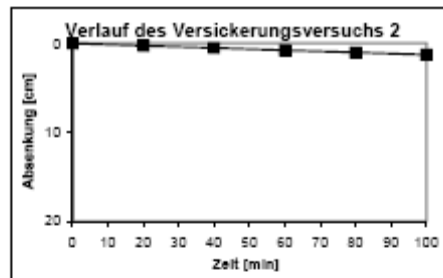
$$k_f = \frac{Q}{5,5 * r * h}$$

Feldparameter:

Lage der Schurfsohle unter GOK		0,8	[m]
vermuteter Flurabstand des Grundwassers (unter GOK) am 23.06.2003		5,0	[m]
resultierender Abstand der Schurfsohle zum Grundwasserspiegel		4,20	[m]
Wasserstand über Schurfsohle zu Versuchsbeginn		0,32	[m]
Länge der Schurfgrube bei rechteckig ausgebildeter Grube	l =	1,9	[m]
Breite der Schurfgrube bei rechteckig ausgebildeter Grube	b =	0,8	[m]
Mittel aus Anfangs- und Endhöhe des Wasserspiegels	h =	0,31375	[m]
Differenz aus Anfangs- und Endhöhe des Wasserspiegels	dh =	0,0125	[m]
Dauer des Versickerungsversuches	dt =	6000	[s]
Wasserzugabe bzw. versickerte Wassermenge	Q = l * b * dh / dt =	3,17E-06	[m³/s]

Verlauf des Versickerungsversuchs:

Dauer der Versickerung [min]	Absenkung des Wasserspiegels [cm]
0	0
20	0,25
40	0,5
60	0,75
80	1
100	1,25



Berechnung des Durchlässigkeitsbeiwertes:

Bei rechteckiger Schurfgrube ergibt sich der Radius r zu  $r = \sqrt{\frac{l * b}{\pi}} = 0,70$  [m]

Resultierender  $k_f$  - Wert der ungesättigten Zone:

$k_{f,u} = 2,64E-06$  [m/s]

Kurzbewertung:

Bodenart (Schurfsohle)	Schluff, feinsandig
$k_f$ -Wert zur Bemessung (ATV A 138):	5,28E-06 m/s
Bewertung nach DIN 18130	durchlässig

ifag: 8400206

Gez.: Ku

Datum: 18.04.2006

gep.:

Maßstab:

Anlage: 4.2

Auswertung Versickerungsversuch VV 2

NBG Geigentälchen, Kippenheim-Schmieheim

Institut für angewandte geologie, Dipl.-Geol. H. Seitz, Irisweg 3, 77731 Willstätt, Tel.: 07852/5150



**Abb. 1**  
 Blickrichtung Ost über  
 das geplante Neubau-  
 gebiet. Standort: VV 1



**Abb. 2**  
 Blickrichtung Nordwest  
 über das geplante Neu-  
 baugebiet. Im Mittel-  
 grund Schurf 1

ifag: 8400206	gez.: Ku	Fototafel 1 NBG Geigentälchen, Kippenheim-Schmieheim Institut für angewandte geologie, Dipl.-Geol. H. Seitz, Irisweg 3, 77731 Willstätt, Tel.: 07852/5150
Datum: 18.04.2006	gep.:	
Maßstab:	Anlage: 5.1	



**Abb. 3**  
Erkundungsschurf zum Versickerungsversuch VV 1



**Abb. 4**  
Versickerungsgrube zum Versickerungsversuch VV 1



**Abb. 5**  
Durchführung des Versickerungsversuchs VV 1

ifag: 8400206	gez.: Ku	<b>Fototafel 2</b> NBG Geigentälchen, Kippenheim-Schmieheim
Datum: 18.04.2006	gep.:	
Maßstab:	Anlage: 5.2	
institut für angewandte geologie, Dipl.-Geol. H. Seitz, Irisweg 3, 77731 Willstätt, Tel.: 07852/5150		



**Abb. 6**  
 Erkundungsschurf zum Versickerungsversuch VV 2. In der Schurfsohle kalkiger verlehmtter Hangschutt



**Abb. 7**  
 aufgeschlossene Lockergesteinsdecke im Bereich von Schurf 1



**Abb. 8**  
 Baggergut Schurf 1

ifag: 8400206	gez.: Ku	Fototafel 3 NBG Geigentälchen, Kippenheim-Schmieheim institut für angewandte geologie, Dipl.-Geol. H. Seitz, Irisweg 3, 77731 Willstätt, Tel.: 07852/5150
Datum: 18.04.2006	gep.:	
Maßstab:	Anlage: 5.3	



**Abb. 9**  
aufgeschlossene  
Lockergesteinsdecke  
im Bereich von Schurf 2



**Abb. 10**  
Baggergut Schurf 2

ifag: 8400206	gez.: Ku	Fototafel 4 NBG Geigentälchen, Kippenheim-Schmieheim institut für angewandte geologie, Dipl.-Geol. H. Seitz, Irisweg 3, 77731 Willstätt, Tel.: 07852/5150
Datum: 18.04.2006	gep.:	
Maßstab:	Anlage: 5.4	



**Abb. 11**  
aufgeschlossene  
Lockergesteinsdecke  
im Bereich von Schurf 3



**Abb. 12**  
Baggergut Schurf 3

ifag: 8400206	gez.: Ku	Fototafel 5 NBG Geigentälchen, Kippenheim-Schmieheim institut für angewandte geologie, Dipl.-Geol. H. Seitz, Irisweg 3, 77731 Willstätt, Tel.: 07852/5150
Datum: 18.04.2006	gep.:	
Maßstab:	Anlage: 5.5	



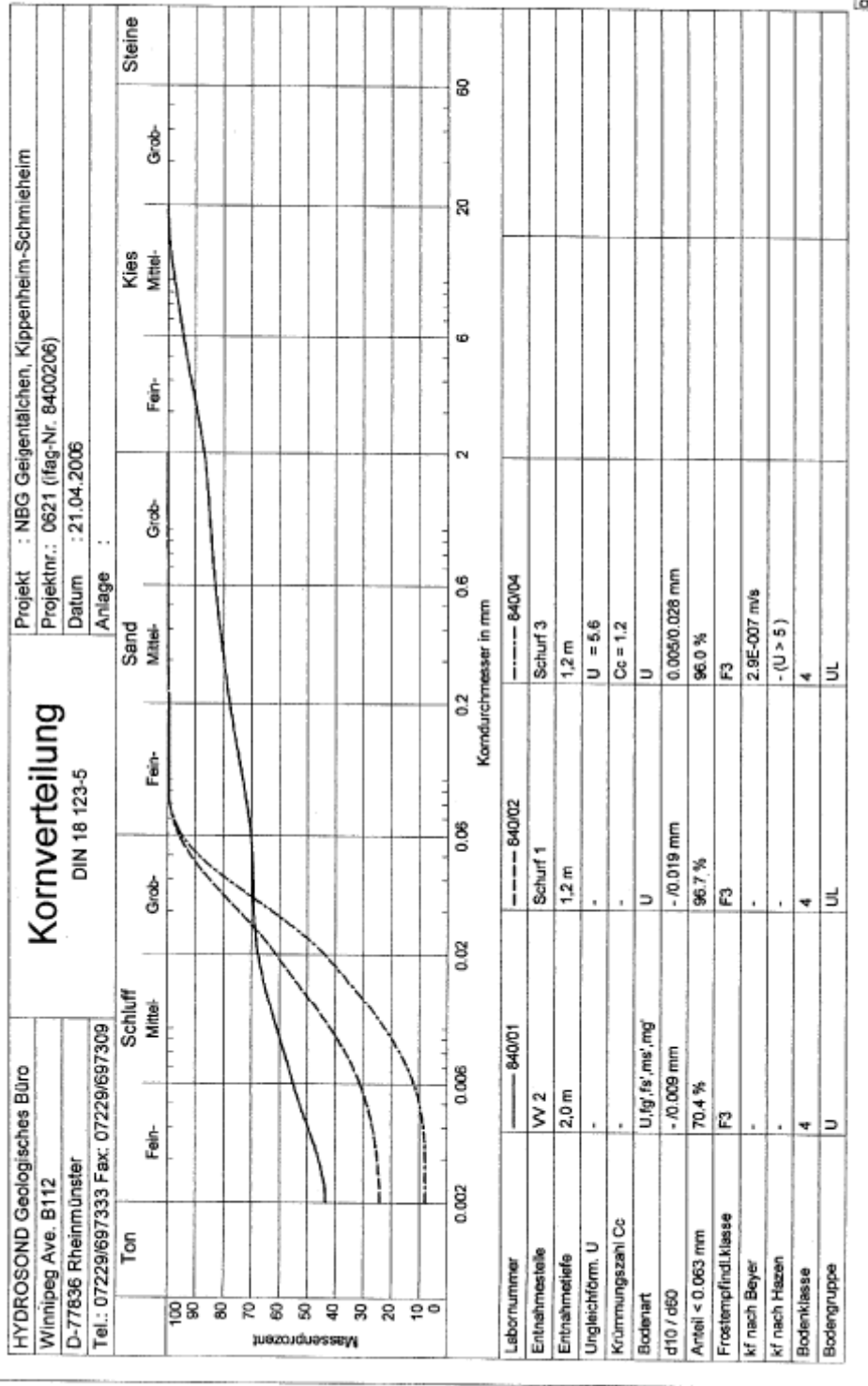


**Abb. 13**  
aufgeschlossene  
Lockergesteinsdecke  
im Bereich von Schurf 4



**Abb. 14**  
Baggergut Schurf 4

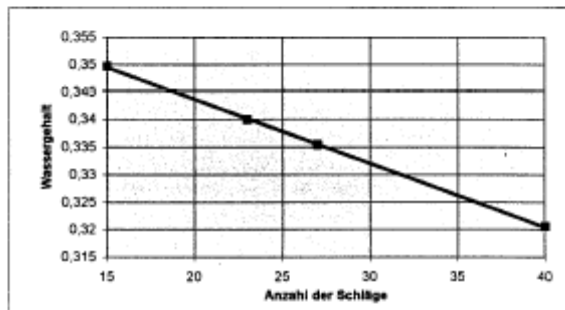
ifag: 8400206	gez.: Ku	Fototafel 6 NBG Geigentälchen, Kippenheim-Schmieheim Institut für angewandte geologie, Dipl.-Geol. H. Seitz, Irisweg 3, 77731 Willstätt, Tel.: 07852/5150
Datum: 18.04.2006	gep.:	
Maßstab:	Anlage: 5.6	



**Bestimmung der Zustandsgrenzen (DIN 18122, Teil 1)**

Prüfungs-Nr.:	820/02	Entnahmestelle:	Schurf 1
Bauvorhaben:	NBG Geigentälchen, Kippenheim-Schmieheim	Tiefe:	1,2 m
Ausgeführt durch:	Bohnen	Bodengruppe:	UL
Datum:	18.04.06	Art der Entnahme:	gestört
		Entnommen am:	12.04.06
		durch:	ifag

Versuchs-Nr.:	Fließgrenze				Ausrollgrenze		
	1	2	3	4	1	2	3
Anzahl der Schläge:	40	27	23	15			
feuchte Probe + Behälter [g]:	55,227	57,682	59,951	71,452	23,288	26,789	25,895
trockene Probe + Behälter [g]:	47,682	49,328	50,905	58,829	22,670	26,089	25,120
Behälter [g]:	24,141	24,424	24,291	22,729	20,370	23,485	22,235
Porenwasser [g]:	7,545	8,354	9,046	12,623	0,618	0,700	0,775
trockene Probe [g]:	23,541	24,904	26,614	36,100	2,300	2,604	2,885
Wassergehalt [1]:	0,321	0,335	0,340	0,350	0,269	0,269	0,269



Konsistenzzahl $I_c$	Konsistenz
< 0	flüssig
0,00 - 0,50	breig
0,50 - 0,75	weich
0,75 - 1,00	steif
> 1,00	halfest

Fließgrenze (aus Schaubild):	$w_l =$	0,338	=	33,8
Ausrollgrenze:	$w_p =$	0,269	=	26,9
natürlicher Wassergehalt:	$w =$	0,268	=	26,8

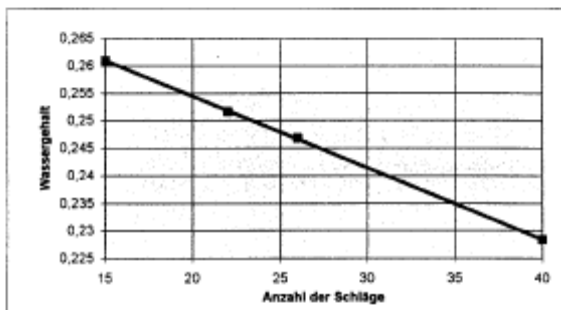
Plastizitätszahl  $I_p = 6,9 \%$   
 Konsistenzzahl  $I_c = 1,01$

**Konsistenz: halfest**

### Bestimmung der Zustandsgrenzen (DIN 18122, Teil 1)

Prüfungs-Nr.:	820/04	Entnahmestelle:	Schurf 3
Bauvorhaben:	NBG Gelgentälchen, Kippenheim-Schmieheim	Tiefe:	1,2 m
Ausgeführt durch:	Bohnen	Bodengruppe:	UL
Datum:	18.04.06	Art der Entnahme:	gestört
		Entnommen am:	12.04.06
		durch:	ifag

Versuchs-Nr.:	Fließgrenze				Ausrollgrenze		
	1	2	3	4	1	2	3
Anzahl der Schläge:	40	28	22	15			
feuchte Probe + Behälter [g]:	60,460	44,893	41,995	57,396	27,283	28,215	28,683
trockene Probe + Behälter [g]:	53,729	40,825	37,726	50,389	26,772	27,439	27,877
Behälter [g]:	24,254	24,141	20,765	23,533	24,347	23,744	24,058
Porwasser [g]:	6,731	4,068	4,269	7,007	0,511	0,776	0,806
trockene Probe [g]:	29,475	16,484	16,961	26,856	2,425	3,685	3,819
Wassergehalt [1]:	0,228	0,247	0,252	0,261	0,211	0,210	0,211



Konsistenzzahl $I_c$	Konsistenz
< 0	flüssig
0,00 - 0,50	breiig
0,50 - 0,75	weich
0,75 - 1,00	steif
> 1,00	halfest

Fließgrenze (aus Schaubild):	$w_f =$	0,248	=	24,8
Ausrollgrenze:	$w_p =$	0,211	=	21,1
natürlicher Wassergehalt:	$w =$	0,194	=	19,4

Plastizitätszahl:  $I_p = 3,7 \%$   
 Konsistenzzahl:  $I_c = 1,44$

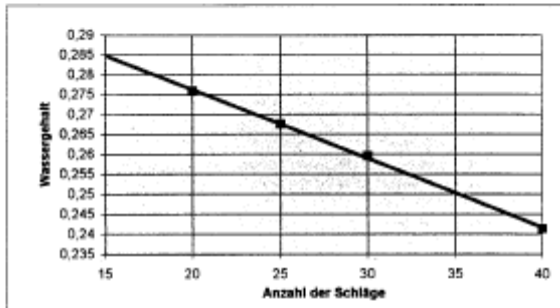
**Konsistenz: halfest**

### Bestimmung der Zustandsgrenzen (DIN 18122, Teil 1)

Prüfungs-Nr.: 82003  
 Bauvorhaben: NBG Geigentälchen, Kippenheim-Schmieheim  
 Ausgeführt durch: Bohnen  
 Datum: 18.04.06

Entnahmestelle: Schurf 2  
 Tiefe: 1,6 m  
 Bodengruppe: UL  
 Art der Entnahme: gestört  
 Entnommen am: 12.04.06  
 durch: ifag

Versuchs-Nr.:	Fließgrenze				Ausrollgrenze		
	1	2	3	4	1	2	3
Anzahl der Schläge:	40	30	25	20			
feuchte Probe + Behälter [g]:	59,070	81,305	55,157	66,801	28,782	26,064	30,259
trockene Probe + Behälter [g]:	52,338	69,277	48,609	57,744	27,468	25,084	29,057
Behälter [g]:	24,442	22,921	24,131	24,913	22,098	21,063	24,160
Porenwasser [g]:	6,732	12,028	6,548	9,057	1,314	0,980	1,202
trockene Probe [g]:	27,896	46,356	24,478	32,831	5,370	4,021	4,897
Wassergehalt [1]:	0,241	0,259	0,268	0,276	0,245	0,244	0,245



Konsistenzzahl $I_c$	Konsistenz
< 0	flüssig
0,00 - 0,50	breiig
0,50 - 0,75	weich
0,75 - 1,00	steif
> 1,00	halbfest

Fließgrenze (aus Schaubild):	$w_f =$	0,268	=	26,8
Ausrollgrenze:	$w_p =$	0,245	=	24,5
natürlicher Wassergehalt:	$w =$	0,220	=	22,0

Plastizitätszahl:  $I_p =$  2,3 %  
 Konsistenzzahl:  $I_c =$  2,06

**Konsistenz: halbfest**

**Wassergehaltsbestimmung (DIN 18121)**

Bauvorhaben: NBG Geigentälchen, Kippenheim-Schmieheim  
 Ausgeführt durch: Bohnen  
 Datum: 18.04.06

Art der Entnahme: gestört  
 Entnommen am: 12.04.06  
 durch: ifag

Probe-Nr.:	840/02	Schurf:	Schurf 1	Entnahmetiefe:	1,2 m
$m_y + m_T$ :	69,136 g			$m_T$ :	44,686 g
$m_t + m_T$ :	59,692 g			$m_t$ :	35,242 g
$m_T$ :	24,450 g				

Wassergehalt:  $w = (m_T - m_t)/m_t = 0,268 = 26,8 \%$

Probe-Nr.:	840/03	Schurf:	Schurf 2	Entnahmetiefe:	1,6 m
$m_y + m_T$ :	69,532 g			$m_T$ :	44,954 g
$m_t + m_T$ :	61,430 g			$m_t$ :	36,852 g
$m_T$ :	24,578 g				

Wassergehalt:  $w = (m_T - m_t)/m_t = 0,220 = 22,0 \%$

Probe-Nr.:	840/04	Schurf:	Schurf 3	Entnahmetiefe:	1,2 m
$m_y + m_T$ :	77,577 g			$m_T$ :	53,585 g
$m_t + m_T$ :	68,867 g			$m_t$ :	44,875 g
$m_T$ :	23,992 g				

Wassergehalt:  $w = (m_T - m_t)/m_t = 0,194 = 19,4 \%$