



Fachhochschule Bielefeld
Fachbereich Architektur und Bauingenieurwesen

Labor für Grundbau und Bodenmechanik

Professor Dr.-Ing. Hans-Georg Gülzow

www.fh-bielefeld.de/fb6/grundbau

Bericht zum FuE-Projekt:

**Dezentrale Versickerung in Lehmböden -
Messtechnische Dokumentation des Betriebs eines
Mulden-Rigolen-Systems im Lößlehm**

Hans-Georg Gülzow, FH Bielefeld, Abt. Minden

e-mail: hans-georg.guelzow@fh-bielefeld.de

Erich Hoffmann, Ingenieurbüro für Wasser- und Abfallwirtschaft, Minden

e-mail: hoffmann@iwa-minden.de

Minden, im April 2005

Inhalt

1	Einleitung	1
2	Projektgebiet, Versickerungssystem und Messprogramm	2
2.1	Lage des Projektgebietes und Baugrundverhältnisse	2
2.2	Versickerungssystem	4
2.3	Messprogramm	6
3	Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes im Open-End-Test	9
3.1	Open-End-Test	9
3.1.1	Allgemeines	9
3.1.2	Messergebnisse von den stationären Versickerungsrohren	10
3.2	Simulation des Open-End-Test	11
3.2.1	Numerische Grundlagen	11
3.2.2	Ermittlung der Parameter	12
3.2.3	Berechnungsergebnisse	13
4	Dokumentation der Messergebnisse	15
4.1	Wetterdaten	15
4.2	Rigolenwasserstand und Bodenfeuchte im Messquerschnitt MQ 1	16
4.3	Rigolenwasserstand und Bodenfeuchte im Messquerschnitt MQ 2	18
4.4	Grundwasserstandsmessung	20
4.5	Messung der Abflusswassermenge	22
4.5.1	Abflussmessung am Überlauf	22
4.5.2	Abflussmessung im Referenzgebiet	23
4.5.3	Vergleich der Abflussentwicklung zu einzelnen Zeitpunkten	24
4.6	Untersuchungen im Lysimeter	25
4.6.1	Umbau des Lysimeters	25
4.6.2	Messergebnisse vom Lysimeter	26
4.7	Rückstellproben für die Schadstoffanalyse	27
5	Auswertungen	28
5.1	Versickerungsrate in den Messquerschnitten	28
5.2	Abschätzung der Rigolenwassermenge	31
5.3	Abschätzung der Wasserbilanz des Mulden-Rigolen-Systems	31
6	Zusammenarbeit mit anderen Wissenschaftlern	32
7	Schlussfolgerungen	32
8	Literatur	34
9	Anlagen	35

Dezentrale Versickerung in Lehmböden - Messtechnische Dokumentation des Betriebs eines Mulden-Rigolen-Systems im Lößlehm

Hans-Georg Gülzow, FH Bielefeld, Abt. Minden
Erich Hoffmann, Ingenieurbüro für Wasser- und Abfallwirtschaft, Minden

1 Einleitung

Nach dem Landeswassergesetz NRW - LWG, § 51 a, ist Niederschlagswasser von Grundstücken, die nach dem 1. Januar 1996 erstmals bebaut, befestigt oder an die öffentliche Kanalisation angeschlossen werden, vor Ort zu versickern, zu verrieseln oder ortsnah in ein Gewässer einzuleiten, sofern dies ohne Beeinträchtigung des Wohls der Allgemeinheit möglich ist. Dazu dienen Versickerungsanlagen, die nach dem ATV Arbeitsblatt A 138 bemessen werden.

Eine vollständige, weitgehend unverzögerte Versickerung ist nur in Sandböden möglich. In schwach schluffigen Sanden ist für eine verzögerte Versickerung eine zeitweilige Speicherung erforderlich. Hierfür sind kombinierte Anlagen, z.B. Mulden-Rigolen-Systeme entwickelt worden. Der Anteil an Flächen, in denen der Baugrund diese günstigen Bedingungen bietet, ist - mit regionalen Unterschieden - relativ gering. Der überwiegende Anteil der oberflächennahen Böden ist für eine vollständige Versickerung des Niederschlagswassers nicht geeignet.

Um das Ziel, das Niederschlagswasser weitgehend zu versickern, umzusetzen, wird daher in der Neufassung der ATV - A 138 eine Versickerung auch in Böden mit Durchlässigkeitsbeiwerten $k_f < 1 \cdot 10^{-6}$ m/s zugelassen, wenn zusätzlich zu der zeitweiligen Speicherung eine Ableitungsmöglichkeit eingerichtet wird.

Für ein Neubaugebiet in Werther bei Bielefeld ist im Zuge der wasserwirtschaftlichen Planung ein Mulden-Rigolen-System mit Überlauf in einen Vorfluter vom Ingenieurbüro I.W.A., Minden geplant und baubegleitend betreut worden. Das Labor für Bodenmechanik und Grundbau der FH Bielefeld, Abt. Minden hat die Aufgabe übernommen, die Funktionalität dieses Versickerungssystems messtechnisch zu dokumentieren und die erste Betriebsphase wissenschaftlich zu betreuen.

Gegenüber Projekten der Grundlagenforschung steht in dem nachfolgend dokumentierten Projekt die praktische Umsetzung einer Versickerungsaufgabe und die messtechnische Dokumentation der Funktionalität im Vordergrund. Das Projekt ist von der FH Bielefeld, der SF-Kooperation Betonkonzepte, Bremen und vom Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz (MUNLV) des Landes NRW gefördert worden.

Nachfolgend wird über die Ergebnisse der messtechnischen Dokumentation berichtet.

2 Projektgebiet, Versickerungssystem und Messprogramm

2.1 Lage des Projektgebietes und Baugrundverhältnisse

Die Stadt Werther hat im Jahr 1997 das ca. 6,5 ha große Baugebiet Süthfeld erschlossen. Das Neubaugebiet liegt in Werther ca. 15 km westlich von Bielefeld am Nordrand des Teutoburger Waldes und wurde zuvor landwirtschaftlich genutzt. Die Geländehöhe liegt zwischen NN+130,0 m und NN+145,0 m. Die Neubausiedlung besteht aus Einfamilienhäusern und einigen Mehrfamilienhäusern. Sie ist im Bild 2.1 in einer Luftaufnahme und einem Lageplan zu sehen.

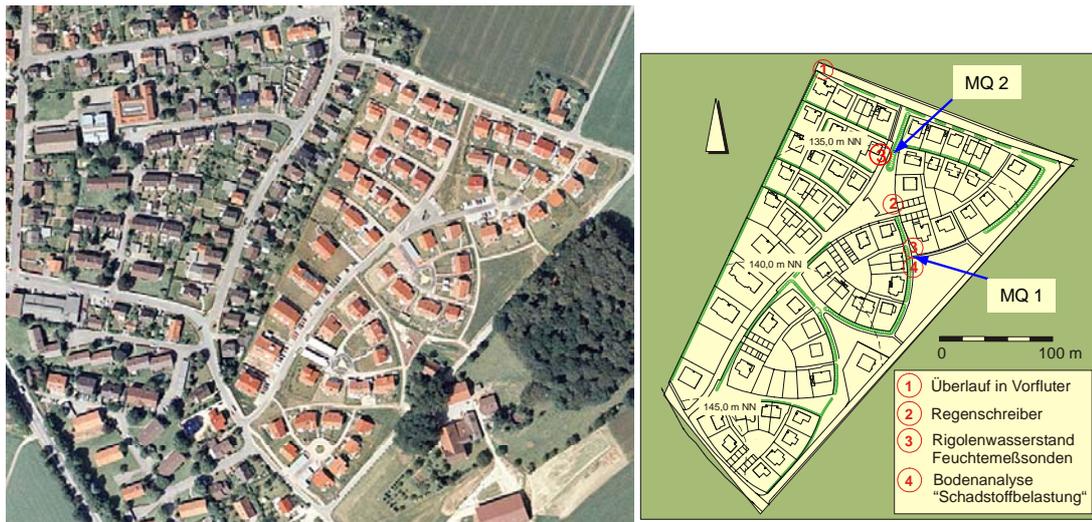


Bild 2.1: Projektgebiet

Der Baugrund besteht unter der Mutterbodenabdeckung zunächst aus Lößlehm. Die Dicke des Lößlehms beträgt überwiegend mehr als 4 m. Lediglich im unteren, nördlichen Bereich des Baugebietes geht die Dicke des Lößlehm bis auf 3,6 m zurück. Der Lößlehm wird hier von Sanden unterlagert. In den höheren Bereichen wurde bei ca. 5 m Tiefe ein Übergang zu tonigen Schichten angetroffen. Bild 2.2 zeigt die Bohrprofile an den eingerichteten und nachfolgend noch näher beschriebenen Messquerschnitten.

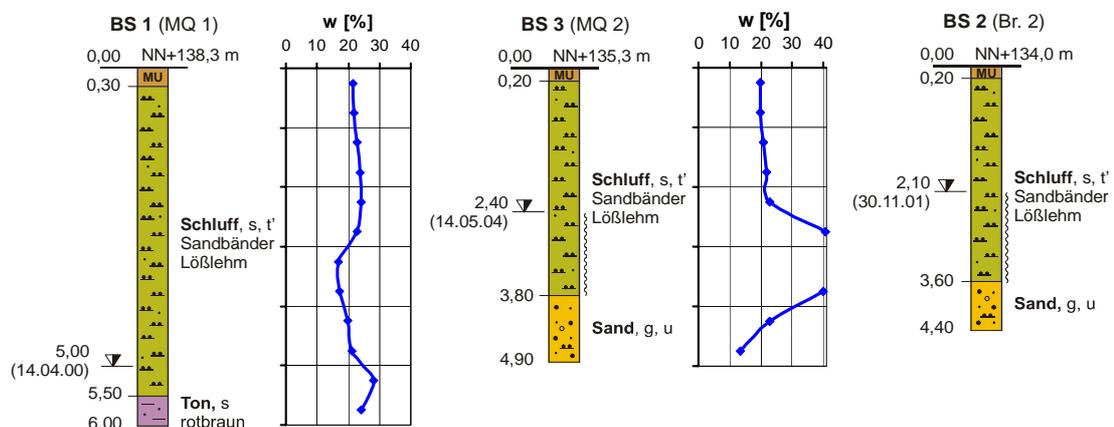


Bild 2.2: Baugrundsichtung

Während in der Mitte des Baugebietes bei MQ 1 Grundwasser im Lößlehm zwischen 4 und 5 m unter der Geländeoberfläche angetroffen wurde, stieg in den tiefer gelegenen Sondierbohrungen am MQ 2 der Wasserstand aus den wasserführenden Sanden bis 2,1 m unter GOK an. Die für den Lößlehm gemessenen Wassergehalte zeigen die starke Vernässung an.

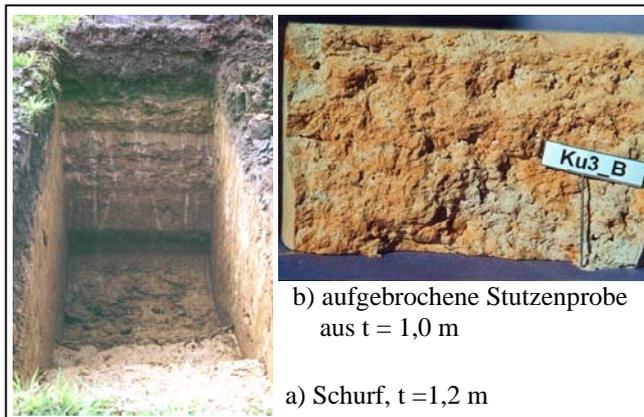


Bild 2.3: Baugrundverhältnisse

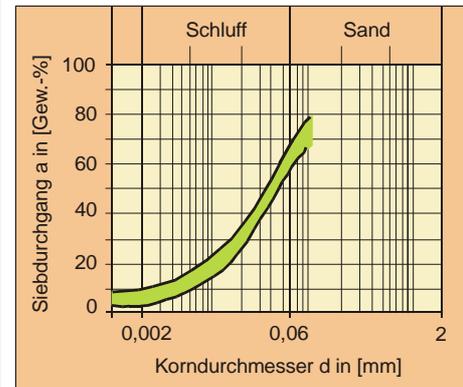


Bild 2.4: Kornverteilungsband

Zur näheren Untersuchung wurden Stutzenproben aus einer Schürftiefe im Bereich des MQ 1 entnommen. Bild 2.3 zeigt im Anschnitt der Schurfwand das Bodenprofil. Der Lößlehm weist deutlich sichtbar Inhomogenitäten auf. Dies ist auch an einer aufgebrochenen Stutzenprobe zu erkennen. Die Probe, die aus 1 m Tiefe stammt, weist auch Wurmgänge auf. Die Inhomogenität und die Wurmgänge bedingen eine örtlich schwankende Durchlässigkeit des Lößlehms.

Das Kornverteilungsband des Lößlehms im Bild 2.4 zeigt ein Schluff-Sand-Gemisch mit folgenden Massenanteilen:

- | | | |
|-------------|-----------------------|--------------------|
| - Korngröße | $d < 0,002$ mm | ca. 7 % - Feinstes |
| - Korngröße | $0,002 < d < 0,06$ mm | ca. 58 % - Schluff |
| - Korngröße | $d > 0,06$ mm | ca. 35 % - Sand |

Der Durchlässigkeitsbeiwert beträgt ca. $k_f = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s, der Porenanteil ca. $n = 0,37$.

2.2 Versickerungssystem

Ursprünglich sollte das Baugebiet im Mischsystem entwässert werden. Da jedoch sehr hohe Baukosten angefallen wären, weil der vorflutbetende Mischwassersammler vergrößert werden müsste, hat man sich entschlossen, das Schmutzwasser getrennt abzuleiten bzw. dem Mischwasserkanal zuzuführen und das Regenwasser soweit wie möglich im Baugebiet zu versickern. Die wasserwirtschaftliche Planung erfolgte durch das Ingenieurbüro I.W.A., Minden.

Aufgrund des anstehenden Lößlehms mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von $k_f = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s konnte nicht das gesamte Oberflächenwasser versickert werden, so dass ein Versickerungssystem mit Retentionsräumen und einem Überlauf eine sinnvolle Lösung darstellt. Es wurden Versickerungsmulden errichtet, die in ihrer Gesamtheit ein zusammenhängendes Gefällesystem bilden. Bei außergewöhnlich ergiebigen und lang anhaltenden Niederschlägen wird das Wasser oberflächlich zu dem Gefälletiefpunkt geleitet und von dort mit Hilfe einer Rohrleitung einem kleinen Fließgewässer zugeführt.

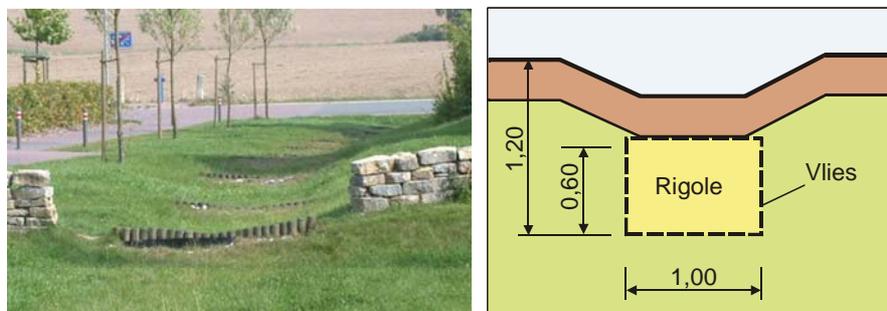


Bild 2.5: Querschnitt von Mulde und Rigole

Es wurden sowohl straßenbegleitende als auch Mulden im Grundstücksrückraum errichtet. Bild 2.5 zeigt eine Ansicht und einen Querschnitt der Mulden. Die angegebenen Maße gelten für die Rigole im Messquerschnitt MQ 1. Unter den Mulden wurde ein Hohlraumkörper aus Grobschotter eingebaut, der mit einem Filtervlies eingehüllt wurde. Bild 2.6 zeigt den verwendeten grobkörnigen Schotter 56/80 mm und die mit einer Vliesbahn umhüllte Rigole. Der Schotterkörper wurde abschließend mit sandigem Mutterboden in ca. 20 cm Dicke abgedeckt.



Bild 2.6: Einbau einer Rigole

Zur Verhinderung schneller Fließbewegungen in den Mulden und zur Mobilisierung von Retentionsraum wurden, je nach Gefälle, im Abstand von ca. 10,0 – 12,0 m Querdämme in den Mulden angeordnet. Bild 2.7 zeigt den Aufbau in einem Längsschnitt. Das Sohlgefälle in den Mulden selbst sollte 0,2 % nicht überschreiten. Größeres Gefälle wurde durch Sohlsprünge an den Querdämmen ausgeglichen.

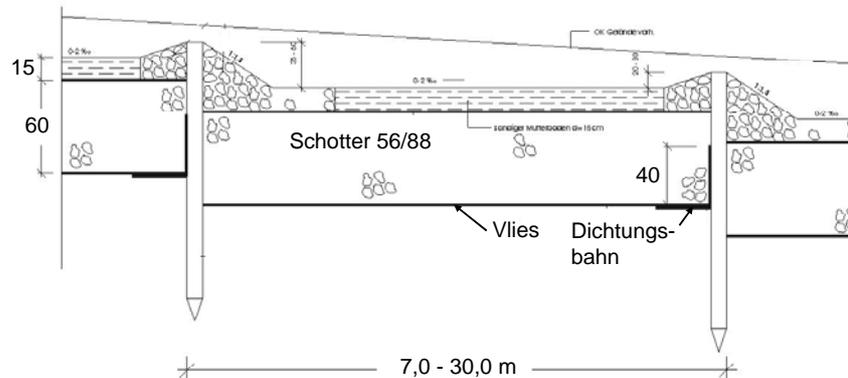


Bild 2.7: Längsschnitt einer Mulde mit Rigole

Am Übergang zur nächsten Einheit wurde mit Dichtungsfolie eine Überlaufschwelle ausgebildet, die einen Abfluss in die nächste Rigole erst nach einem Aufstau bis ca. $\frac{3}{4}$ der Rigolenhöhe zulässt. Am Geländetiefpunkt wurde ein Überlauf in einen Bach bzw. Ackergraben eingerichtet (s.a. Bild 2.1).

Zur Verstärkung des Retentionseffektes wurden alle Häuser mit 6 bis 8 m³ fassenden Zisternen zur Regenwassernutzung ausgerüstet. Die Überläufe der Zisternen wurden an die Mulden angeschlossen.



Bild 2.8: Messstationen MQ 1 und MQ 2

Die Fotos in Bild 2.8 vermitteln einen Eindruck von den Muldenbereichen während der Bauzeit im Jahr 1999 und nach Fertigstellung und Einrichtung der Messquerschnitte MQ 1 und MQ 2. Die Muldenbereiche waren während der Bauzeit den Einflüssen des rauen Baubetriebs ausgesetzt. In dieser Zeit konnte daher nur ein provisorisches Mulden-Entwässerungssystem angelegt werden. Der Einbau der Rigolen erfolgte erst nach weitgehendem Abschluss der Hochbautätigkeit im Projektgebiet.

Da für Außenstehende das Entwässerungssystem in der Bauzeit nicht als Provisorium erkennbar ist, kann sich in dieser Zeit der Eindruck eines schlecht funktionierenden Entwässerungssystems vermitteln und als negativer Eindruck festsetzen.

2.3 Messprogramm

Das Mulden-Rigolen-System ist seit dem Frühjahr 2000 vollständig in Betrieb. Im Sommer 2000 wurde mit der kontinuierlichen Messung der folgenden Daten begonnen:

- Niederschlag, Verdunstung,
- Wasserstand in einer Rigole,
- Bodenfeuchte im Randbereich der Mulden mit 9 Theta-Sonden und mit 2 Theta-Sonden an einem stationären Versickerungsrohr,
- Abfluss aus den Mulden am Überlauf zum Vorfluter.

Die Niederschlagsdaten wurden zunächst vom Deutschen Wetterdienst (DWD) bezogen und stammen aus einer ca. 500 m entfernten Messstation am Gymnasium Werther. Die Temperatur- und Verdunstungsdaten stammen aus der ca. 15 km nordöstlich gelegenen Wetterstation „Herford“ des DWD.

Für die Messung des Rigolenwasserstands und der Bodenfeuchte wurde zunächst nur der Messquerschnitt MQ 1 eingerichtet. Die Lage des MQ 1 oberhalb des Sickerteiches ist im Lageplan auf Bild 2.1 eingetragen.

Am Tiefpunkt des Projektgebiets wurde im Überlaufrohr zum Vorfluter eine vom Ingenieurbüro I.W.A. zur Verfügung gestellte Messsonde zur Erfassung der Abflussmenge installiert und im Frühjahr 2002 in Betrieb genommen.

Im Frühjahr 2003 und danach wurden insgesamt 4 Grundwasserbeobachtungspegel eingerichtet (s. Abschn. 4.4).

Im August 2001 wurde ein vom STUA Bielefeld (heute StAfUA OWL) ausgeliehener Regenschreiber im Projektgebiet aufgestellt und war bis zum Januar 2005 in Betrieb. Bild 2.9 zeigt den Regenschreiber an seinem Standort oberhalb des Sickerteiches (s.a. Bild 2.1)



Bild 2.9: Regenschreiber im Projektgebiet

Mit den finanziellen Mitteln vom MUNLV wurde im Sommer 2003 ein zweiter Messquerschnitt MQ 2 unterhalb des Sickerteiches eingerichtet (s.a. Abschn. 4.3). Neben der Messung des Rigolenwasserstandes und der Bodenfeuchte wie am MQ 1 wurde hier auch eine Temperatur- und Verdunstungsmesssonde installiert.

Zur Erfassung eventueller Veränderungen des Bodenmilieus wurden aus der Versickerungszone einer Rigole am MQ 1 Bodenproben entnommen, mit denen der Ausgangszustand dokumentiert wird (s. Abschn. 4.7).

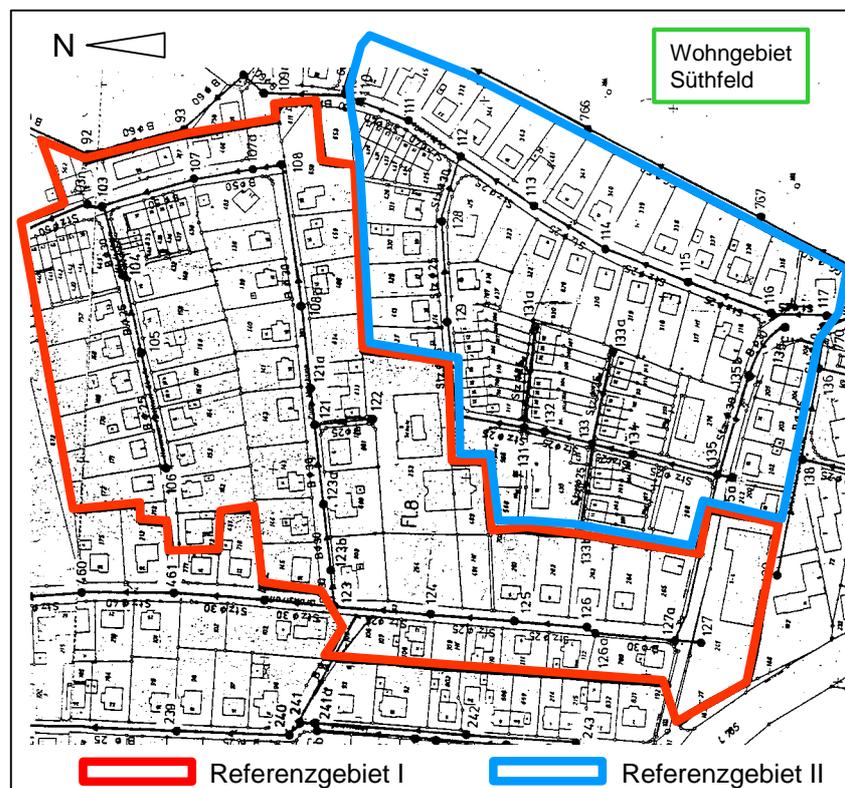


Bild 2.10: Referenzgebiete I und II

Um im Rahmen dieses Projektes eine Vergleichsgrundlage bezüglich der Wasserbilanz eines herkömmlichen Kanalsystems zu erhalten, wurde im Rahmen einer Diplomarbeit ein benachbartes Wohngebiet als Referenzgebiet hinsichtlich der abflusswirksamen Flächen ausgewertet [10]. Die Lage der in Betracht gezogenen Referenzgebiete ist im Bild 2.10 gekennzeichnet.

In Tabelle 2.1 sind die spezifischen Flächen des Referenzgebietes I im Vergleich zu den Flächen des Projektgebietes zusammengestellt.

Tabelle 2.1: Vergleich der Flächen im Projekt und im Referenzgebiet I

	Projektgebiet		Referenzgebiet I	
	[m ²]	[%]	[m ²]	[%]
Gesamtfläche	65.096	100	55.097	100
versiegelte Fläche	14.157	22	11.382	21
teilversiegelte Fläche	13.004	20	17.022	31
unversiegelte Fläche	37935	58	26.693	48

Ein Vergleich der Abflüsse im Projektgebiet und im Referenzgebiet sollte Aufschluss über die zu erwartenden Unterschiede im Abflussverhalten liefern. Eine 2. Abflussmesssonde wurde aus den Mitteln des MUNLV beschafft und für Vergleichsmessungen im benachbarten Referenzgebiet II eingebaut (s. Abschn. 4.5.2)

In der Vorbereitung dieser Abflussmessung im Referenzgebiet erwies sich leider das zunächst in Betracht gezogene Referenzgebiet I als nicht geeignet, so dass auf das Referenzgebiet II ausgewichen werden musste.

3 Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes im Open-End-Test

3.1 Open-End-Test

3.1.1 Allgemeines

Für die Bemessung des Mulden-Rigolen-Systems, insbesondere für die Ermittlung des erforderlichen Speichervolumens wird als maßgebender Parameter der Durchlässigkeitsbeiwert des Baugrundes benötigt. Dieser wird häufig in Versickerungsversuchen in situ bestimmt. Unter verschiedenen Versuchen hat sich als relativ einfacher Feldversuch der sogenannte Open-End-Test des US Bureau of Reclamation durchgesetzt. Der Versuch und seine Auswertung werden z.B. von SIEKER und HARMS [9] beschrieben. Die Bestimmungsgleichung des Durchlässigkeitsbeiwertes hat empirischen Charakter und ist am elektrischen Analogon entwickelt worden.

$$k = \frac{Q}{5,5 \cdot r \cdot H} \quad (1)$$

Da auch nach längerer Versuchszeit keine vollständige Sättigung des Bodens im Versickerungsbereich erreicht wird, wird der k_f -Wert näherungsweise mit $k_f = 2 \cdot k$ angesetzt [1]. Entsprechend der Beziehung $Q = A \cdot v = A \cdot k \cdot i$ beträgt der in (1) angesetzte Gradient

$$i = \frac{H}{0,57 \cdot r} \quad (2)$$



Bild 3.1: Open-End-Test

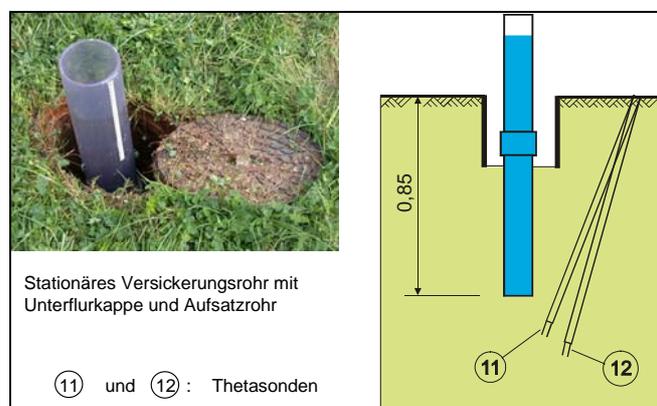


Bild 3.2: Open-End-Test am MQ 1

Die Eignung des Versuchs und seiner o.a. Auswertung ist intensiv in Sandböden untersucht worden. Die übliche Durchführung des Versuchs mit konstanter Druckhöhe (s. Bild 3.1) erweist sich im Lößlehm aufgrund der geringeren infiltrierten Wassermenge Q (m^3/s) als schwierig. Zur Überprüfung der Eignung des Open-End-Tests im Lößlehm wurde ein stationäres Versickerungsrohr gemäß Bild 3.2 eingerichtet. Der Versuch wird mit fallender Druckhöhe durchgeführt, kann aber aufgrund der geringen Druckänderung von $\Delta H < 2\%$ näherungsweise mit konstanter Druckhöhe nach Gleichung (1) ausgewertet werden. Die Übertragbarkeit der Glg. (1) auf die geänderten bodenmechanischen Randbedingungen wurde mit Hilfe numerischer Simulationen überprüft.

3.1.2 Messergebnisse mit stationärem Versickerungsrohr

Da zu erwarten ist, dass infolge der gegenüber einem Sand deutlich größeren kapillaren Steighöhe eines Schluffes das Ergebnis von Durchlässigkeitsversuchen stärker von dem Wassergehalt des Bodens zu Beginn des Versuchs und damit unter anderen von der Jahreszeit abhängig ist, sind Open-End-Tests zu verschiedenen Jahreszeiten und entsprechend unterschiedlichen Witterungsbedingungen durchgeführt worden. Um die Versuche jeweils an gleicher Stelle durchführen zu können, wurden stationäre Sickerrohr nach Bild 3.2 am Messquerschnitt MQ 1 und MQ 2 eingerichtet.

Die Versuchsergebnisse bestätigen tendenziell, dass in den Herbst- und Wintermonaten bei starker Vernässung des Lehmbodens geringere Durchlässigkeiten gemessen werden als in den Sommermonaten, wenn bei geringeren Wassergehalten die Kapillarspannungen größer sind. Allerdings streuen die Ergebnisse stark, was unter anderem auch auf Umläufigkeiten zurückgeführt wird, die sich durch Auflockerungen beim Abziehen des Aufsatzrohres ergeben haben müssen und zunächst nicht bemerkt wurden. Lässt man die Ausreißer unberücksichtigt, ergeben sich für die gemessene Infiltrationsrate Werte von

$$\begin{aligned} \text{MQ 1:} & \quad k = 0,3 \cdot 10^{-7} \text{ bis } 1,8 \cdot 10^{-7} \text{ m/s,} \\ \text{MQ 2:} & \quad k = 0,4 \cdot 10^{-7} \text{ bis } 4,0 \cdot 10^{-7} \text{ m/s.} \end{aligned}$$

Berücksichtigt man, dass eine vollständige Sättigung nicht erreicht wird, sind die Werte für die Abschätzung des k_f -Wertes noch zu erhöhen, nach A 138 der ATV z.B. pauschal mit dem Faktor 2.

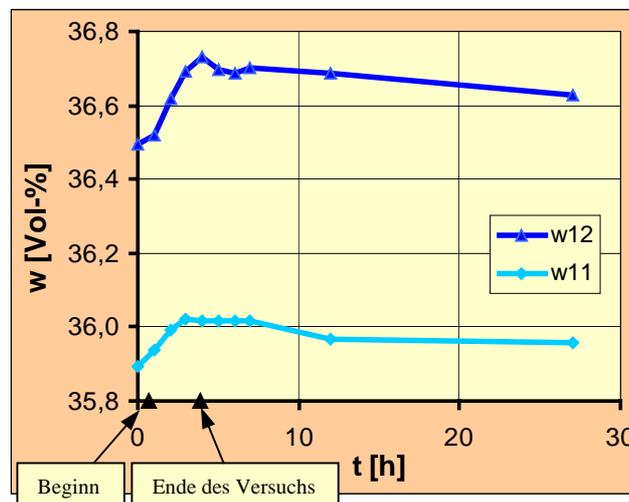


Bild 3.3: Entwicklung der Bodenfeuchte bei einem Open-End-Test am MQ 1

Bild 3.3 zeigt die Entwicklung des mit den Thetasonden gemessenen volumetrischen Wassergehaltes am Sickerrohr des MQ 1 bei einem Durchlässigkeitsversuch. Während des im Oktober des sehr trockenen Jahres 2003 durchgeführten Versuchs steigt der Wassergehalt des Bodens rasch an und fällt nach dem Versuch stark verzögert wieder ab.

3.2 Simulation des Open-End-Tests

3.2.1 Numerische Grundlagen

Die Verhältnisse bei der Versickerung von Wasser in ungesättigten Lößlehm im Open-End-Test wurden mit dem Programm FLOW2P simuliert. Das Programm wurde für dreidimensionale Simulationen der Zweiphasenströmung von Wasser und Luft in porösen Medien nach der Methode der Finiten-Elemente entwickelt [3, 4].

In der Berechnung wird das Wasser als inkompressible Phase, die Luft als kompressible Phase berücksichtigt. Die Phasenströmung wird jeweils durch das DARCYsche Gesetz beschrieben. Die Bodenstruktur wird mit einem starren Korngerüst und dem konstanten Porenanteil n angesetzt. η ist die dynamische Viskosität von Wasser bzw. Luft. Das physikalisch-mathematische Berechnungsmodell basiert auf dem folgenden Differentialgleichungssystem, das vereinfachend für eine Dimension, die x -Richtung angegeben ist:

$$n(1-S_r) \frac{\partial p_l}{\partial t} - np_l \frac{\partial S_r}{\partial p_c} \frac{\partial p_l}{\partial t} + np_l \frac{\partial S_r}{\partial p_c} \frac{\partial p_w}{\partial t} - k_f \frac{1}{\gamma_w} \frac{\eta_w}{\eta_l} \frac{\partial}{\partial x} \left(k_{rl} p_l \frac{\partial p_l}{\partial x} \right) = 0 \quad (3 a)$$

$$n \frac{\partial S_r}{\partial p_c} \frac{\partial p_l}{\partial t} - n \frac{\partial S_r}{\partial p_c} \frac{\partial p_w}{\partial t} - k_f \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial x} \left(k_{rw} \frac{\partial p_w}{\partial x} \right) + k_f \frac{\partial}{\partial x} \left(k_{rw} \frac{\partial z}{\partial x} \right) = 0 \quad (3 b)$$

Variable:

p : Druck

Indices:

w : Wasser, inkompressibel
 l : Luft, kompressibel

Parameter:

n : Porenanteil
 S_r : Sättigungszahl für Wasser
 k_f : Durchlässigkeitsbeiwert für $S_r=1$
 k_r : relative Durchlässigkeit
 γ : Wichte
 η : dynamische Viskosität
 p_c : Kapillarspannung
 $p_c = p_l - p_w$

Bild 3.4: Gekoppelte Differentialgleichungen für die Zweiphasenströmung in porösen Medien

Mit der numerischen Lösung der beiden gekoppelten Differentialgleichungen können die beiden unbekanntenen Phasendrucke Luftdruck p_l und Wasserdruck p_w berechnet werden. Die Kapillarspannung $p_c = p_l - p_w$ ist wie die relative Durchlässigkeit für Wasser k_{rw} abhängig von der Sättigungszahl S_r für Wasser. In dem Berechnungsmodell wird ebenfalls die relative Durchlässigkeit für Luft k_{rl} in Abhängigkeit von der Sättigungszahl S_r angesetzt.

Für die genannten Zusammenhänge sind von VAN GENUCHTEN und MUALEM die folgenden Gleichungen angegeben worden, die im Programm implementiert sind:

$$p_c = p_0 \cdot \left(S_e^{-\frac{1}{m}} - 1 \right)^{1-m} \quad (4)$$

$$k_{rw} = S_e^{0,5} \cdot \left[1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2 \quad (5 \text{ a})$$

$$k_{rl} = (1 - S_e)^{0,5} \cdot (1 - S_e^{\frac{1}{m}})^{2m} \quad (5 \text{ b})$$

S_e ist eine bezogene Sättigungszahl, die in den Berechnungen näherungsweise gleich der Sättigungszahl S_r gesetzt worden ist. Die Parameter m und p_0 können in Laborversuchen für die örtlich angetroffenen Bodenarten ermittelt werden.

3.2.2 Ermittlung der Parameter

Die Parameter m und p_0 für die Gleichungen (4) und (5) wurden für den Lößlehm aus dem Projektgebiet im Labor für Bodenmechanik der FH Bielefeld in Durchströmungsversuchen in einer dreiaxialen Druckzelle nach DIN 18130 im Rahmen einer Diplomarbeit [6] ermittelt. In Bild 3.5 sind die Versuchsergebnisse als Punkte in den Diagrammen angegeben. Dazu sind die Kurvenverläufe dargestellt, die sich aus der Funktionsanpassung mit den Gleichungen (4) und (5 a) ergeben.

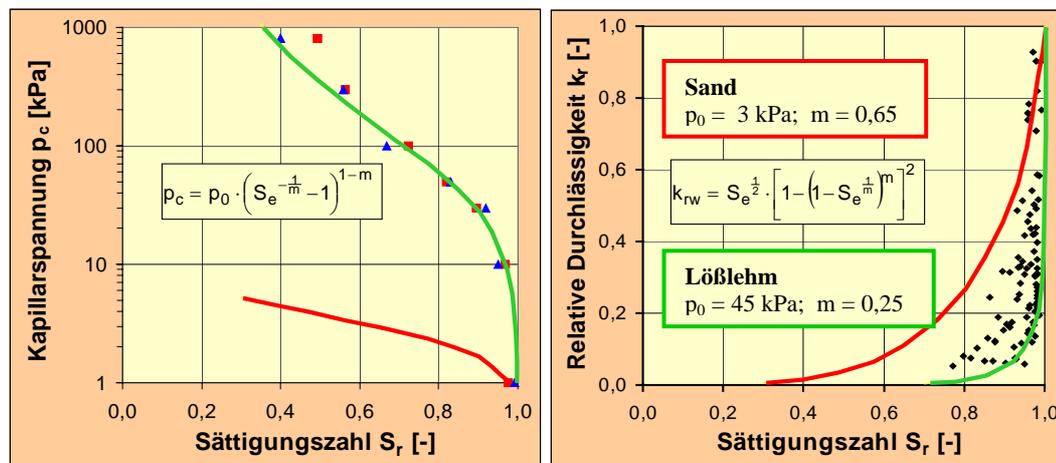


Bild 3.5: Kapillarspannungs-Sättigungskurve und Durchlässigkeits-Sättigungskurve
 Funktionsanpassung an die Versuchsergebnis

Während die Kapillarspannungskurve recht gut gemessen und durch die angegebene Funktion abgebildet werden kann, weist die Streuung der Versuchsergebnisse im k_r - S_r -Diagramm auf die Schwierigkeiten in der Durchführung dieser Versuche hin. Versuche an Sandproben sind im Rahmen dieser Studie nicht gemacht worden. Die dargestellten Kurven für einen Sand gehen auf Literaturangaben zurück.

Die in den Diagrammen angegebenen Parameter wurden für die Vergleichsrechnungen nach Abschn. 3.23 verwendet. Der Porenanteil für den Sand wurde mit $n = 0,35$, der Durchlässigkeitsbeiwert mit $k_f = 2 \cdot 10^{-5}$ m/s angesetzt.

3.2.3 Berechnungsergebnisse

Da sich unter dem Versickerungsrohr ein rotationssymmetrisches Strömungsfeld ausbildet, kann die numerische Simulation an einem Kreissegment durchgeführt werden.

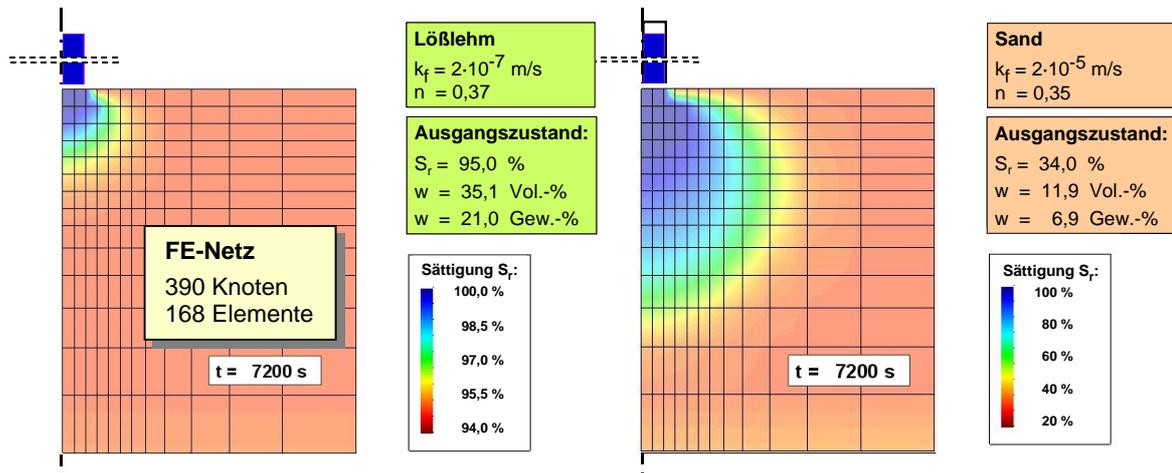


Bild 3.6: Numerische Simulation des Open-End-Tests in a) Lößlehm, b) Sand

Das FE-Netz und die Anfangsbedingungen sind in Bild 3.6 für die Simulation der Versickerung im Lößlehm angegeben. Die Rotationsachse, die untere und die rechte Begrenzung des Berechnungsausschnittes sowie die Flanken des Kreissegmentes sind undurchlässige Ränder. Der Berechnungsausschnitt wurde nach oben näherungsweise in Höhe der Rohrunterkante begrenzt. Auf diese obere Begrenzung wurde der Luftdruck mit Atmosphärendruck $p_l = 100 \text{ kPa}$ sowie ein um p_{ca} geringerer Wasserdruck als Randbedingung angesetzt. Die Druckdifferenz p_{ca} entspricht der Sättigungszahl im Anfangszustand und wird als Anfangsbedingung den übrigen Knotenpunkten des FE-Netzes zugewiesen. Im Bereich der Sohle des Versickerungsrohres ist der Druck mit $p_w = p_l = 110 \text{ kPa}$ entsprechend einer 1 m hohen Wassersäule und $S_r = 1$ als Randbedingung angesetzt worden.

Die exemplarisch im Bild 3.6 abgebildeten Zonen gleicher Sättigung nach einer Versickerungsdauer von 2 Stunden veranschaulichen die Infiltration. Die berechnete Infiltrationsrate $Q_{cal} = 19 \text{ ml/15Min.}$ wird von der gemessenen $Q = 16 \text{ ml/15Min.}$ in etwa bestätigt.

Aussagekräftiger ist der Vergleich der Berechnungsergebnisse für die Versickerung im Sand bzw. Lößlehm hinsichtlich des wirksamen hydraulischen Gradienten. Die Berechnungen wurden jeweils mit verschiedenen Sättigungszahlen im Anfangszustand durchgeführt, die für die beiden Bodenarten in einer für erdfeuchte Verhältnisse typischen Bandbreite variiert wurden.

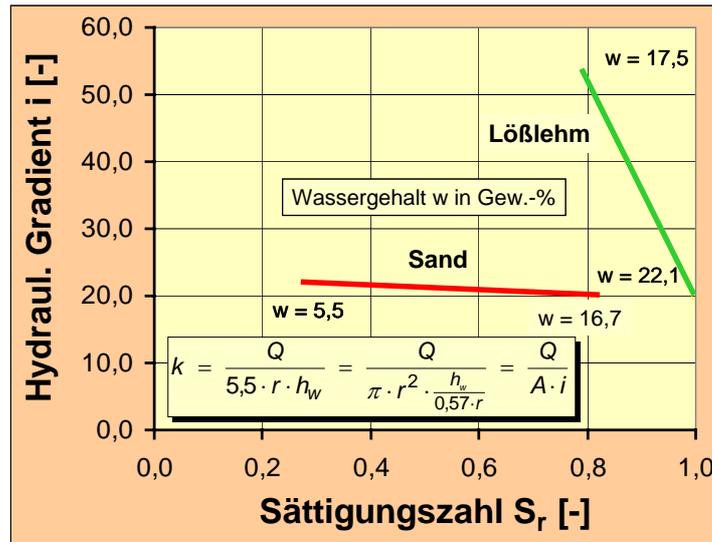


Bild 3.7: Vergleich der hydraulischen Gradienten

Nach Gleichung (2) erhält man mit $H = 1,0$ m und $r = 0,05$ m einen Gradienten von $i = 35$ bzw. umgerechnet auf k_f , d.h. für $S_r = 1$, einen Betrag von $i = 17,5$. Die im Bild 3.7 dargestellten Gradienten wurden mit den in den Simulationen jeweils angesetzten k_f -Werten und für eine Simulationszeit von $t = 1$ h (Lösslehm) bzw. $t = 1/4$ h (Sand) berechnet. Wird der Fall $S_r = 1$ betrachtet, so ergibt sich für den Lösslehm wie auch für den Sand der gleiche Gradient mit ca. $i \geq 19$, der gut mit dem Ansatz nach Glg. (2) übereinstimmt und wegen $p_c(S_r=1) = 0$ nicht durch die Kapillarspannung beeinflusst ist. Für den Sand bestätigt sich auch für $S_r < 1$ der Ansatz des Gradienten mit einem etwa konstanten Betrag. Dagegen trifft dies für den Lösslehm nicht mehr zu, da hier die Kapillarspannung p_{ca} als eine den Gradienten erhöhende Saugspannung mit abnehmender Sättigungszahl im Anfangszustand S_{ra} sehr viel stärker zunimmt als im Sand (vergl. Bild 3.5).

Werden Open-End-Tests im Lösslehm durchgeführt, so ist zu beachten, dass in Abhängigkeit der Sättigung des Bodens im Ausgangszustand die Kapillarspannung unterschiedlich groß ist und damit unterschiedliche Gradienten wirksam sind, die die Auswertung des Versuches beeinflussen.

4 Dokumentation der Messergebnisse

4.1 Wetterdaten

Wie in Abschn. 2.3 angegeben wurden die Wetterdaten zunächst von den benachbarten Stationen des DWD bezogen. Im August 2001 wurde ein im Projektgebiet eingerichteter Regenschreiber in Betrieb genommen. Später wurden am Messquerschnitt MQ 2 auch Sonden für eine Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsmessung installiert. Diese Messwerte vom MQ 2 liegen ab dem 19.08.2003 vor. Der Regenschreiber wurde zum offiziellen Abschlussdatum der Messungen im Januar 2005 abgebaut und an das StAfUA OWL zurück gegeben.

Im Hinblick auf die kontinuierlich über den gesamten Messzeitraum zur Verfügung stehenden Daten wurden für die nachfolgend dargestellten und erläuterten Ganglinien die Messdaten des DWD verwendet. Einen Vergleich der Daten von den unterschiedlichen Standorten zeigt die folgende Tabelle.

Tabelle 4.1: jährliche Regen- und Verdunstungshöhen

Jahr	Werther (DWD)	Herford (DWD)	Projektgebiet	
	Regen h_N [mm]	Verdunstung h_V [mm]	Regen h_N [mm]	Verdunstung h_V [mm]
2000	973	662	---	---
2001	1066	669	---	---
2002	1052	687	1063	---
2003	809	834	828	---
2004	974	718	916	555

Die Messwerte der Regenhöhen vom DWD, Standort Werther und dem Regenschreiber direkt im Wohngebiet weisen in den Tageswerten geringe Differenzen auf. Die in der Tabelle notierten Jahressummen sind nahezu gleich. Der Vergleich bestätigt, dass die Regendaten der nur ca. 500 m entfernt liegenden Messstation des DWD in hinreichender Genauigkeit für das Projektgebiet zugrunde gelegt werden können.

Die Verdunstungshöhen werden aus der um 14:00 Uhr am Messstandort gemessenen Temperatur und der Luftfeuchtigkeit nach HAUDE berechnet. Die so ermittelten Verdunstungshöhen weisen deutliche Differenzen zwischen dem Standort Herford des DWD und dem Projektgebiet auf. Die für das Jahr 2004 ermittelte Verdunstungssumme beträgt im Projektgebiet nur ca. 77 % der am Standort Herford ermittelten Werte.

4.2 Rigolenwasserstand und Bodenfeuchte im Messquerschnitt MQ 1

Die Anordnung der Messsonden am Messquerschnitt MQ 1 ist im Bild 4.1 in einem Lageplan dargestellt. Der Wasserstand in einer Rigole und der volumetrische Wassergehalt des Bodens in der Versickerungszone dieser Rigole wurden in einem Datenlogger gespeichert und ca. in 4-wöchigem Rhythmus mit einem Notebook ausgelesen. Bild 4.2 zeigt den Einbau der Theta-Sonden (a) und des Drucksensors (b) für die Wasserstandsmessung sowie das Auslesen des Dataloggers (c).

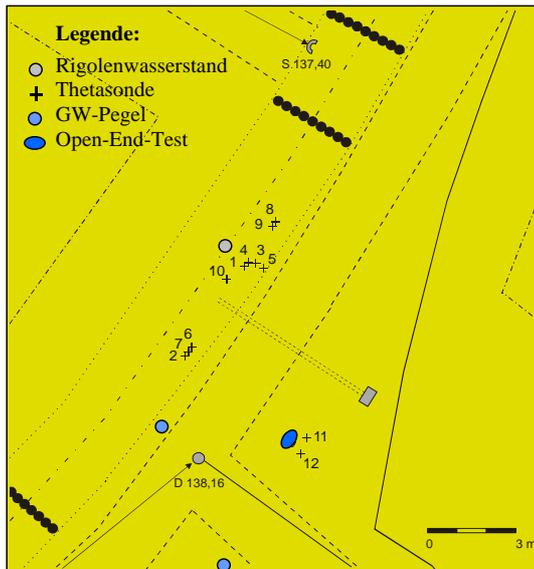


Bild 4.1 Messquerschnitt MQ 1



Bild 4.2: Feldmesstation mit Datenlogger, Feuchtemesssonde und Wasserdrucksensor

Die Messergebnisse sind in Bild 4.3 sowie vergrößert auf Anlage 2 in Form von Ganglinien aufgetragen. Das obere Diagramm beinhaltet die täglichen Niederschlags- und Verdunstungshöhen h_N und h_V . Darunter folgt der Wasserstand h_W in der Rigole, der mit dem täglichen Maximal- und Minimalwert dargestellt ist. Im letzten Diagramm sind die volumetrischen Wassergehalte von 3 Theta-Sonden als Tagesmittelwerte aufgetragen. Die Lage der 3 Sonden zu der angrenzenden Rigole ist in der eingefügten Querschnittsskizze markiert. Die Messergebnisse der weiteren am MQ 1 installierten Theta-Sonden sind auf Anlage 3 dargestellt.

Die Winterhalbjahre sind durch nahezu konstant hohe Wasserstände in der Rigole gekennzeichnet. Die Muldensohle ist ab ca. $h_W = 75$ cm eingestaut. Eine solche Einstauhöhe ist mehrmals, aber jeweils nur kurzzeitig aufgetreten. Größere Abflussereignisse sind am Auseinanderlaufen der Linien des maximalen und minimalen Wasserstandes gut zu erkennen.

In den Sommerhalbjahren sinkt mit Beginn der Vegetationsperiode der Wasserstand in der Rigole. Der Wasserstand geht auch in den nassen Jahren 2001 und 2002 mehrmals in trockenen Phasen kurzzeitig auf Null zurück. Allerdings steigt der Wasserstand nach Regenfällen schnell wieder an. Nur in den trockenen Sommern 2003 und 2004 war die Rigole über mehrere bis maximal 4 Wochen nahezu trocken.

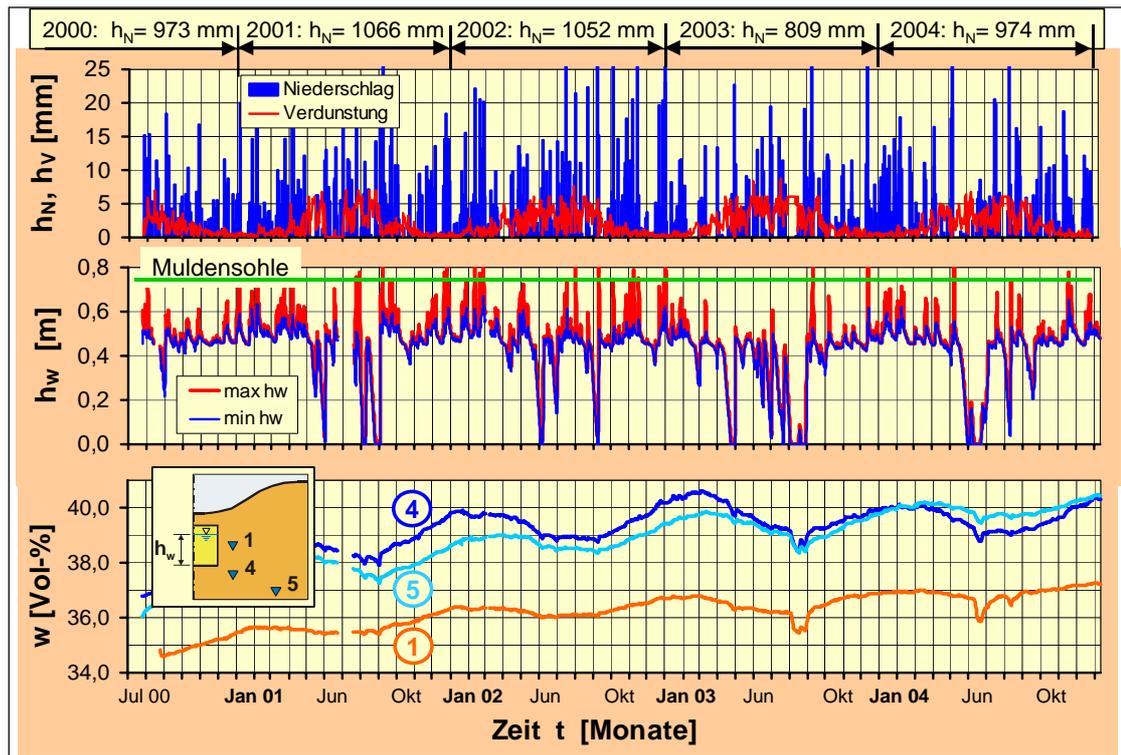


Bild 4.3: Ganglinien MQ 1- Niederschlag, Wasserstand, Bodenfeuchte

Die Theta-Sonden wurden zu Beginn der Messungen mit einer Vergleichsmessung kalibriert (s. [10]). Dennoch sind sichere Aussagen über die Absolutwerte der gemessenen Wassergehalte erst auf Grundlage der Dichtebestimmung des Bodens anhand von Stutzenproben von der Position der Sonden möglich. Die Stutzenproben können jedoch erst beim Ausbau der Theta-Sonden gezogen werden.

Auf Veränderungen des volumetrischen Wassergehalts reagieren die Theta-Sonden offensichtlich sehr empfindlich. Beim Trockenfallen der Rigolen sinken, und beim Wiedereinstau steigen die Wassergehalte deutlich und schnell. Bemerkenswert ist das „Aufschaukeln“ der gemessenen Wassergehalte. Insbesondere die zu Beginn vergleichsweise niedrigen Werte gegenüber der ausgeprägten Steigerung nach einem Jahr sind auffällig. Neben der sicherlich hier wirksam werdenden Vernässung durch den Einstau der Rigolen bleibt zunächst offen und noch zu klären, ob hier eine „Einregulierung“ des Systems Boden-Porenwasser-Kontaktstifte der Sonden stattfindet. So ist ein ähnlicher Verlauf auch am MQ 2 festzustellen (s. Bild 4.5), obwohl die Rigolen beim Messbeginn schon 3 bis 4 Jahre in Betrieb waren.

Die weitere Zunahme der Wassergehalte bis zum Maximum im Frühjahr 2003 sind sicherlich auf die vorangegangenen 2 Jahre mit überdurchschnittlich hohen Regenmengen zurückzuführen. Im folgenden sehr trockenen Jahr 2003 ist insgesamt ein Rückgang im Niveau der Wassergehalte zu erkennen. Trotzdem bleibt festzuhalten, dass durch den nahezu durchgehenden Einstau eine Vernässung des Bodens im Randbereich der Rigolen gegenüber dem Ausgangszustand eintritt.

4.3 Rigolenwasserstand und Bodenfeuchte im Messquerschnitt MQ 2

Im Juli 2003 wurde der Messquerschnitt MQ 2 zwischen dem Sickerteich und dem Nordrand des Projektgebietes eingerichtet. Mit diesem zusätzlichen Messquerschnitt sollte die Datenbasis vergrößert und die bisherigen Messergebnisse verifiziert werden.

Nachdem ein Standort im nordwestlichen Bereich des Projektgebietes, an dem vor Beginn der Wohnbebauung die größten Durchlässigkeitsbeiwerte in Open-End-Tests gemessen worden waren, nicht zugänglich war, wurde der oben benannte Standort gewählt, der durch die Lage in einem öffentlichen Grünanlagenbereich ausreichend Platz bot.

Im Lageplan nach Bild 4.4 ist der Verlauf einer Schmutzwasser-Kanalleitung DN 200 eingetragen, die die Mulde diagonal kreuzt. Die Kanalleitungssohle liegt auf ca. 1,60 m unter GOK. Der Leitungsgraben wurde angabegemäß mit dem anstehenden Lößlehm wieder verfüllt. Durch den Wiedereinbau des Lößlehms ist davon auszugehen, dass die Störung der natürlichen Durchlässigkeit des Bodens minimiert ist.

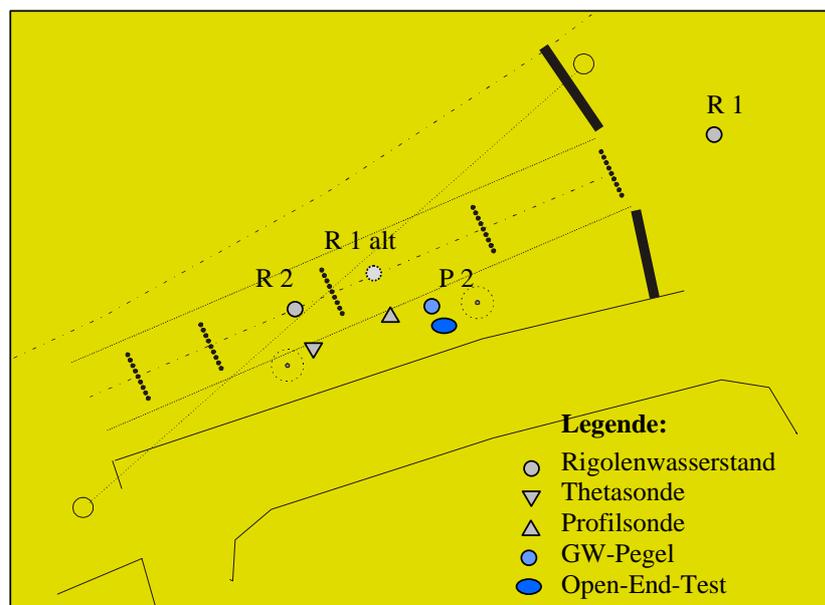


Bild 4.4: Messquerschnitt MQ 2

Im Bereich des MQ 2 wurden 2 Drucksensoren zur Messung des Rigolenwasserstandes, 4 Theta-Sonden und 1 Profilsonde sowie ein stationäres Sickerrohr zur Durchführung von Open-End-Tests eingebaut. Ferner wurde im Frühjahr 2004 ein weiterer Grundwassermesspegel eingerichtet (s.a. Abschn. 4.4).

Nach ersten Messungen, die die Entwicklung des Wasserstandes in den benachbarten Rigolen fast gleichlaufend zeigten, wurde ein Drucksensor im Sommer 2004 ausgebaut (R 1 alt) und ca. 25 m oberhalb in der Rigole des Sickerteichs eingebaut.

In Höhe des Messpegels R 2 wurde zwischen Mulde und Pflasterweg ein Messmast mit Temperatur- und Luftfeuchte-Messsonde aufgestellt. Aus diesen Messdaten wird die tägliche Verdunstungshöhe h_v nach HAUDE berechnet.

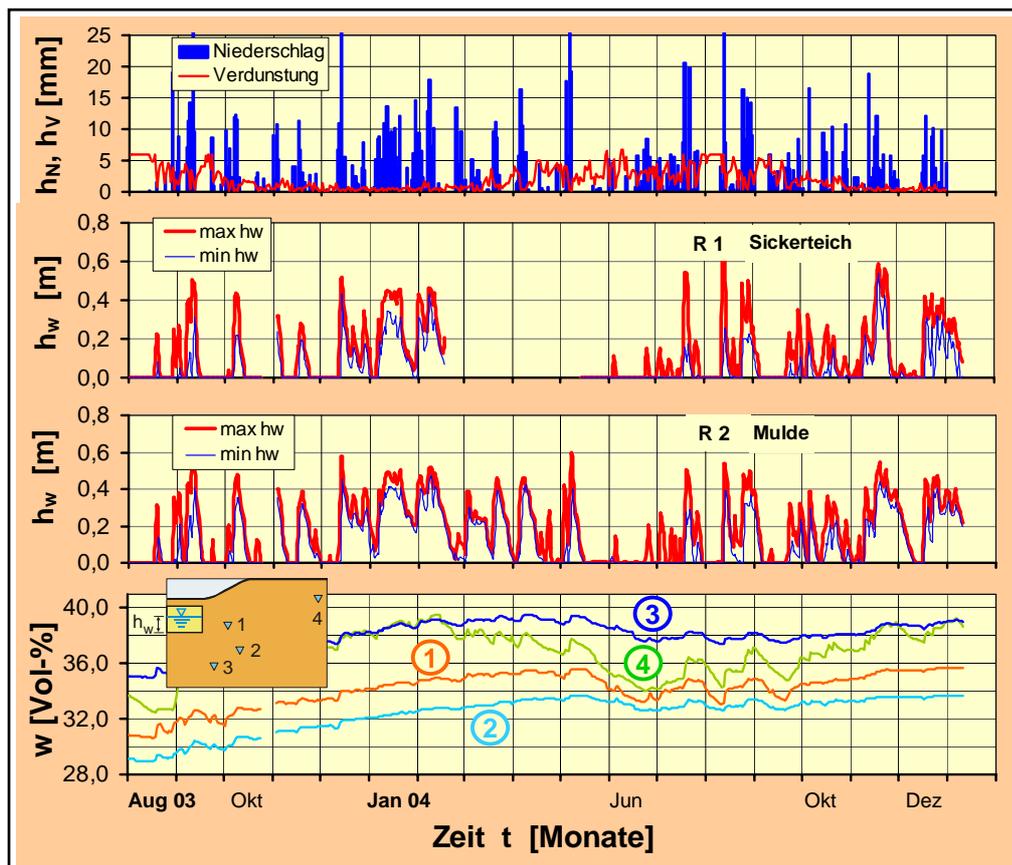


Bild 4.5: Ganglinien MQ 2 - Niederschlag, Wasserstand, Abfluss, Bodenfeuchte

Die Messungen am Messquerschnitt MQ 2 wurden im August 2003 begonnen. Entsprechend der Darstellung für MQ 1 sind die Messergebnisse in Bild 4.5 sowie vergrößert auf Anlage 4 in Form von Ganglinien aufgetragen. Das obere Diagramm beinhaltet die täglichen Niederschlags- und Verdunstungshöhen h_N und h_V . Darunter folgt der mit den Pegeln R 1 (Sickerteich) und R 2 gemessene Wasserstand h_w in der Rigole, der mit dem täglichen Maximal- und Minimalwert dargestellt ist. Im letzten Diagramm sind die volumetrischen Wassergehalte von 4 Theta-Sonden als Tagesmittelwerte aufgetragen. Die Lage der 4 Sonden zu der angrenzenden Rigole ist in der eingefügten Querschnittsskizze markiert.

Im Vergleich zum MQ 1 sind die Einstauzeiten der Rigolen wesentlich kürzer. Das kann 2 Ursachen haben – schnellerer Abfluss oder größere Versickerungsrate. Nach den Ergebnissen der Open-End-Tests ist der Durchlässigkeitsbeiwert des Lößlehms am MQ 2 geringfügig größer als am MQ 1 (s. Abschn. 3.1.2). Der Abfluss aus den Rigolen müsste planmäßig durch die als Überlaufschwelle eingelegte Dichtungsbahn (s. Bild 2.5) bei Wasserständen unterhalb der Überlaufschwelle verhindert sein. Größere Abflussereignisse sind am Auseinanderlaufen der Linien des maximalen und minimalen Wasserstandes zu erkennen. Da dies auch bei niedrigen Einstauhöhen auftritt, funktioniert hier offensichtlich die Überlaufschwelle nicht planmäßig. Es ist davon auszugehen, dass Wasser unter bzw. seitlich der Dichtungsbahnen in die tiefer liegenden Rigolen fließt. Der Vergleich der Wasserstände R 1 und R 2 im Nov./Dez. 2004 zeigt, dass das Wasser in der Rigole des Sickerteichs deutlich schneller sinkt als in der unterhalb liegenden Rigole. Zumindest am Ende des Sickerteichs ist danach von einer erheblichen Undichtigkeit der Überlaufschwelle auszugehen.

Auch am MQ 2 reagieren die Theta-Sonden deutlich mit Veränderungen des gemessenen volumetrischen Wassergehalts auf das Trockenfallen und den Wiedereinstau der Rigolen. Die höher und damit näher zur Geländeoberfläche liegenden Sonden 3 und 4 reagieren mit größeren Schwankungen als die tiefer liegenden. Dies gilt insbesondere für die Sonde 4, die als Referenzmesspunkt außerhalb des Einflussbereichs der Rigole nur ca. 30 cm unter der Grasnabe eingesetzt wurde. Diese Sonde zeigt demnach die natürlichen witterungsbedingten Schwankungen in der von dem Grasbewuchs beeinflussten Bodenzone.

Die Messergebnisse der Profilsonde, die wegen technischer Probleme erst einige Monate später in Betrieb genommen werden konnte, sind auf Anlage 5 dargestellt. Die Messwerte zeigen überwiegend mit der Tiefe zunehmende volumetrische Wassergehalte, die nach den gemessenen Beträgen von z.T. über 60 % bzw. über 100 % auch im Vergleich zu den Messwerten der Theta-Sonden nicht plausibel sind. Die stangenförmige 1,1 m lange Messsonde wurden in das vorgesehene Messrohr aus Kunststoff eingesetzt und der Sondenkopf am oberen Ende des Messrohres sorgfältig abgedichtet. Die offensichtlichen Fehlmessungen sind möglicherweise auf die Bildung eines Wasserfilms zwischen Rohrwand und Boden zurückzuführen.

4.4 Grundwasserstandsmessung

Zusätzlich zu den Messquerschnitten wurden Grundwassermessbrunnen bzw. -pegel eingerichtet. Bild 4.6 zeigt die Lage der Messstellen und die Ganglinien der Wasserstände im Vergleich zu den Regen- und Verdunstungshöhen.

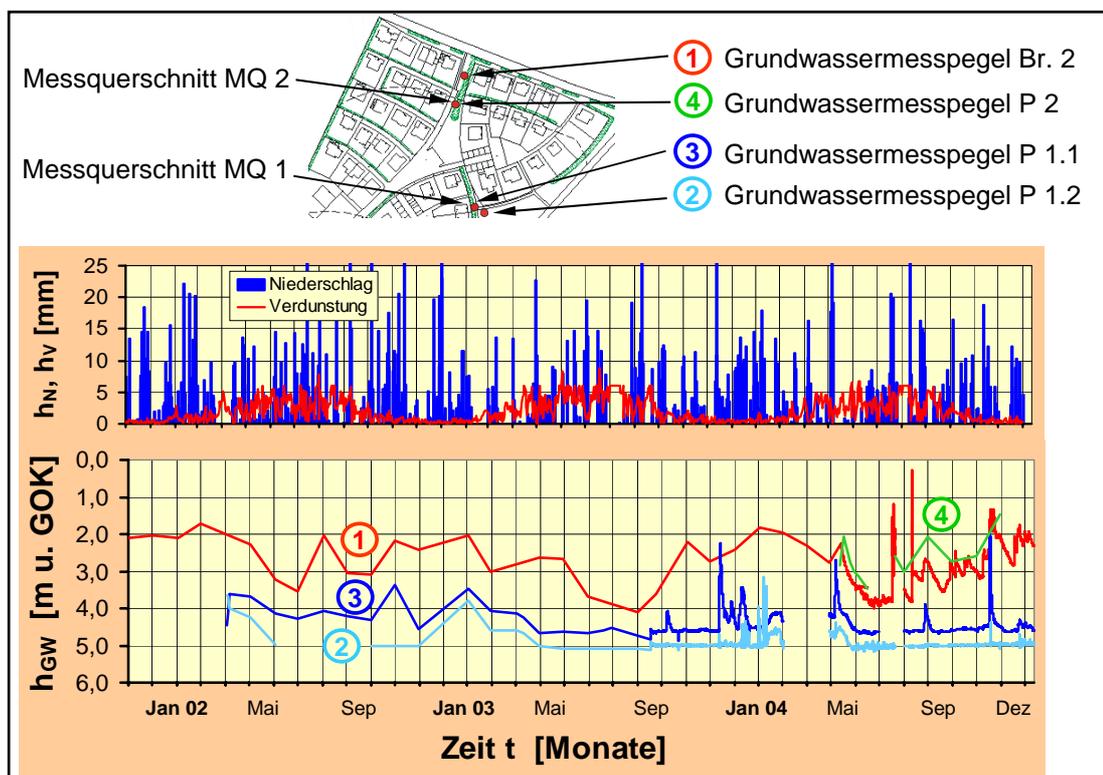


Bild 4.6: Ganglinien des Grundwasserspiegels

Ursprünglich sollten 2 Messbrunnen, einer am Südrand und einer zweiter am Nordrand des Projektgebietes abgeteuft werden. Der planmäßige Brunnen Br. 2 wurde am Nordrand abgeteuft (s. Bild 2.2), mit einem 2“-Rohr und aufgeklebtem Kiesfilter bis auf 4,2 m unter GOK ausgebaut und Ende November 2001 in Betrieb genommen. Aufgrund der erheblichen Schwierigkeiten das 2“-Rohr mit aufgeklebtem Kiesfilter nur mit Hilfe der Rammkernsonde \varnothing 80 mm einzubauen, wurde der Brunnen Br. 1 nicht mehr ausgeführt. Stattdessen wurden 2 Messpegel mit Rohr- \varnothing 1 1/4“ am Messquerschnitt MQ 1 mit Endteufen von 4,8 m (P1.1) und 5,1 m (P1.2) unter GOK eingerichtet. Die perforierte Rohrstrecke der Pegel wurde mit einem Vlies als Filter umwickelt.

Die Pegel am MQ 1 wurden im April 2002 in Betrieb genommen. Der Pegel P 1.1 liegt direkt neben der Mulde, der Pegel P 1.2 hat einen Abstand von ca. 5 m zum Muldenrand.

Im Mai 2004 wurde am Messquerschnitt MQ 2 noch der Messpegel P 2 in gleicher Weise wie die Pegel P 1.1 und P 1.2 mit einer Endteufe von ca. 4,5 m unter GOK eingerichtet und in Betrieb genommen.

Der Wasserstand im Brunnen Br. 2 und in den Pegeln P 1.1 und P 1.2 wurde zunächst in etwa monatlichem Rhythmus mit einem Lichtlot gemessen. Ab September 2003 wurde der Wasserstand in den Pegeln P 1.1 und P 1.2 mit speziellen Drucksensoren, sogenannten Divern elektronisch gemessen und gespeichert. Im Mai 2004 wurde ein dritter Diver in den Brunnen Br. 2 eingesetzt. Die Messwerterfassung mit den Divern erfolgte einheitlich mit einer Taktrate von einer Stunde.

Die Ganglinien in Bild 4.6 zeigen bei relativ großen kurzfristigen Streuungen tendenziell eine jahreszeitliche Schwankung mit geringen Wasserständen im Sommer und höheren im Winterhalbjahr. Dies wird insbesondere beim Brunnen Br. 2 im Jahr 2003 deutlich.

Die kurzfristigen Streuungen waren bei dem anstehenden Lößlehm bzw. der mächtigen Deckschicht aus Lößlehm nicht erwartet worden. Die Messungen mit den Divern lösen die kurzfristigen Schwankungen besser auf. Während die Schwankung des Wasserstandes im Brunnen Br. 2 um ca. 2 m innerhalb weniger Stunden mit Anstieg und Absinken zunächst eine örtliche Verbindung von den Rigolen zu den unterlagernden Sanden infolge unregelmäßig verlaufender Unterfläche des Lößlehms vermuten lässt, kann dieser Effekt für die genauso kurzfristigen Schwankungen beim Pegel P 1.2 nicht ursächlich sein (s. Bohrprofil in Bild 2.2).

Eine Erklärung könnte die Inhomogenität des Lößlehms sein. Die Anschnittsflächen des in Bild 2.3 dargestellten Schurfs weisen senkrecht, horizontal und schräg verlaufende dünne, helle Bänder auf. Wenn diese Bänder überwiegend aus Feinsand bestehen, was bei der geringen Dicke nicht genau festzustellen ist, ergeben sie möglicherweise eine gewisse Wasserwegigkeit im relativ gering durchlässigen Lößlehm.

4.5 Messung der Abflusswassermenge

4.5.1 Abflussmessung am Überlauf

Das Wasser, das in den Rigolen gefasst wird, kann entweder verdunsten, versickern oder abfließen. Das Mulden-Rigolen-System bildet ein Netzwerk das an der tiefsten Stelle, in der Nordwestecke des Projektgebietes zusammenläuft. Hier wird das abfließende Wasser in einem Sammelrohr DN 300 unter der Straße hindurch in einen Entwässerungsgraben der angrenzenden Ackerflächen geleitet.

Die Messung der Abflussmengen an dieser Übergabestelle würde die Abschätzung der beiden restlichen Anteile wesentlich absichern. Mit Hilfe einer Messsonde, die die Einstauhöhe des DN 300 und die Fließgeschwindigkeit des Wassers misst, wurden die Abflussmengen gemessen. Durch die zusätzliche Anordnung eines Dreieckmesswehres wurde zum einen eine Mindesteinstauhöhe an der Messstelle gesichert und zum anderen die Möglichkeit von Kontrollmessungen geschaffen.

Ein Auszug der Messdaten vom März 2002 ist auf Anlage 6 exemplarisch dargestellt. Die Abfußkurve zeigt periodisch wiederkehrende Abflussspitzen. Diese Spitzen sind auf Pumpwassermengen zurückzuführen, die von Dränagen der Kellergeschosse nahe der Messstelle in die Mulden eingeleitet werden. Es ist davon auszugehen, dass von weiteren Kellern der Häuser am Nordrand des Projektgebietes Dränagewasser in die Mulden geleitet wird. Diese Pumpwassermengen sind nach Überlagerung nicht mehr als Spitzen in der Abflusskurve erkennbar. Damit können die Pumpwassermengen nicht vom übrigen Abfluss aus Regenwassereinleitung getrennt werden.

Die Messung der absoluten Menge des Abflusses aus Regenwasser ist somit nicht möglich. Die im folgenden dokumentierten und erläuterten Messergebnisse können zu vergleichenden Auswertungen herangezogen werden.

Bild 4.7 zeigt exemplarisch den Einstau der Mulde am MQ 1 und den Einstau des Übergaberohres DN 300 am Sammelschacht nach einen Starkregenereignis am 06.02.2001.



Bild 4.7: Einstauhöhen am MQ 1 und am Überlauf nach einem Starkregen

Die Einstauhöhe im DN 300 ist mit $h < 5$ cm auch nach einem Starkregenereignis gering. Das Wasser fließt durch das Retentionssystem offensichtlich deutlich verzögert ab.

Aufgrund der in den Sondierbohrungen an den Grundwassermessstellen Br. 2 und P 2 angetroffenen Sandschicht unter dem Lößlehm, die im höher liegenden Geländebereich bei MQ 1 nicht erbohrt wurde, war zu vermuten, dass Drainagepumpen im wesentlichen im unteren Geländebereich am Nordrand des Projektgebietes in Betrieb sind. Ende Juni 2004 wurde daher die Messsonde aus dem Übergaberohr ausgebaut und in das östliche Zuflussrohr zum Sickerteich eingebaut. Die Veränderung der Abflusskurve ist in 2 Diagrammen in Bild 4.8 zu sehen und wird im Abschn. 4.5.3 erläutert.

Die vorliegenden Messdaten ab Juli 2004 sind zusammen mit den Ergebnissen der Abflussmessung im Referenzgebiet auf Anlage 7 dargestellt.

4.5.2 Abflussmessung im Referenzgebiet

Um eine Vergleichsmöglichkeit zu Abflüssen in einem konventionellen Wohngebiet mit Mischwasserkanalisation zu erhalten, wurde am Tiefpunkt des benachbarten Referenzgebietes II im September 2003 eine weitere Abflussmesssonde in das Kanalisationsrohr DN 400 eingebaut.

Auch diese Messung erwies sich als schwierig, da sich immer wieder Ablagerungen vor und an der Sonde festsetzten und die Messungen verfälschten. Zudem war die Sonde zunächst nur mit einer Klemmvorrichtung befestigt und wurde bei starken Abflüssen mehrfach aus der Halterung in den angrenzenden Schacht gedrückt, so dass die Messung in der Folge jeweils ausfiel. Anfang Dezember 2004 wurde die Sonde mit einer vollständigen Ringklemme DN 400 dauerhaft justiert.

Die Messergebnisse erlauben punktuelle Vergleiche der Abflüsse bzw. der Abflussentwicklung nach Regenereignissen zwischen den Messungen im Projektgebiet und dem Referenzgebiet. Die Gegenüberstellung der Messdaten wird nachfolgend erläutert.

4.5.3 Vergleich der Abflussentwicklung zu einzelnen Zeitpunkten

In Bild 4.8 sind unter den täglichen Regenhöhen die Diagramme mit den Abflusskurven aus dem Projektgebiet (blaue Linie) und dem Referenzgebiet (rote Linie) dargestellt. Das linke Diagramm zeigt die Abflüsse Anfang November 2003, das rechte Diagramm die Abflüsse Mitte Oktober 2004.

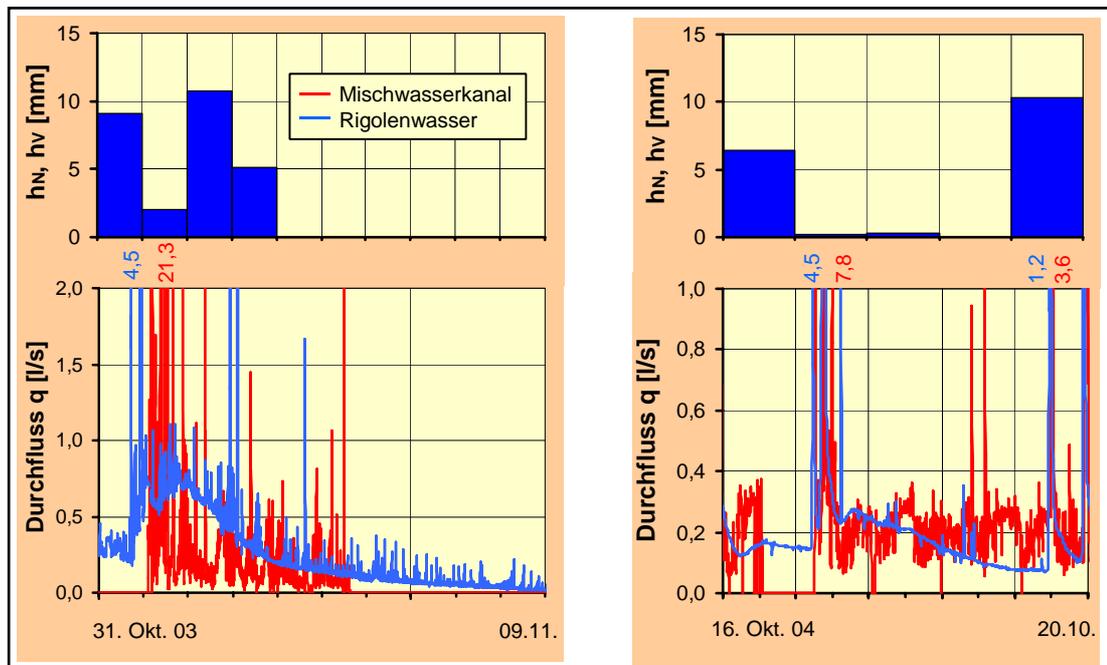


Bild 4.8: Charakteristik des Abflusses im Neubaugebiet und im Referenzgebiet

Im November 2003 (linkes Diagramm) war die Abflussmesssonde noch im Übergaberohr am Tiefpunkt des Projektgebietes installiert, während die Sonde im Oktober 2004 (rechtes Diagramm) bereits im Zuflussrohr zum Sickerteich eingebaut war.

Die fehlenden Abflussspitzen im rechten Diagramm bestätigen, dass aus den höherliegenden Grundstücken keine oder keine nennenswerten Pumpwassermengen aus Kellerdränagen in die Rigolen eingeleitet werden. Für den oberhalb liegenden östlichen Teilbereich des Projektgebietes können somit die Abflussmengen möglicherweise recht genau gemessen werden. Die hier eingesetzte Abflusssonde aus dem Bestand des Ingenieurbüros I.W.A. ist allerdings im Dezember 2004 ausgefallen und müsste ersetzt bzw. repariert werden.

Im Vergleich zwischen den Abflüssen aus dem Projekt- und dem Referenzgebiet wird deutlich, dass in der Mischwasserkanalisation sehr starke Abflussspitzen auftreten, während die Abflüsse aus dem Mulden-Rigolen-System im Projektgebiet langsam über eine längere Zeitspanne abklingen.

4.6 Untersuchungen im Lysimeter

4.6.1 Umbau des Lysimeters

Anhand der Wasserstandsänderungen in den Rigolen in Trockenphasen kann wie im Abschn. 5.1 erläutert die Versickerungsmenge abgeschätzt werden. Wenn es möglich ist, einen Verhältniswert zwischen Verdunstungsmenge und Versickerungsmenge zu bestimmen, können bei Kenntnis der den Rigolen zufließenden Gesamtwassermenge die drei Anteile Versickerung, Verdunstung und Abfluss bestimmt werden.

Aus dieser Überlegung heraus wurde im April 2002 ein Lysimetertopf der Lysimeteranlage des damaligen STUA Bielefeld in der Senne umgebaut. In das mit einem Schluff-Sand-Gemisch gefüllte Lysimeter, das dem Lößlehm in Werther gleicht, wurde eine Rigole gemäß der Querschnittsskizze in Bild 4.9 eingebaut. In die Rigole wurde ein Pegelrohr eingesetzt, über das der Wasserstand in der Rigole gemessen und Wasser in die Rigole nachgefüllt werden kann.

Die Messergebnisse im ersten Messjahr zeigten eine schnelle Versickerung des Wassers, so dass die Rigole nicht dauerhaft eingestaut werden konnte. Daraufhin wurde die Füllung des Lysimeters im oberen Meter im Mai 2003 aus- und wieder neu eingebaut. Dabei wurde Lößlehm aus einer östlich an Werther angrenzenden Region eingebaut. Beim Ausbau waren in der Aushubsohle mehrere Wurmgänge deutlich erkennbar, die wohl die Ursache für die hohe Durchlässigkeit waren. Beim Wiedereinbau wurde der Lößlehm unterhalb der Rigole in ca. 30 cm Schichtstärke in 2 Lagen eingebaut und mit einem Vibrationshammer verdichtet. Die in der Folge gemessenen sehr geringen Versickerungsraten sind durch die Verdichtung bedingt.

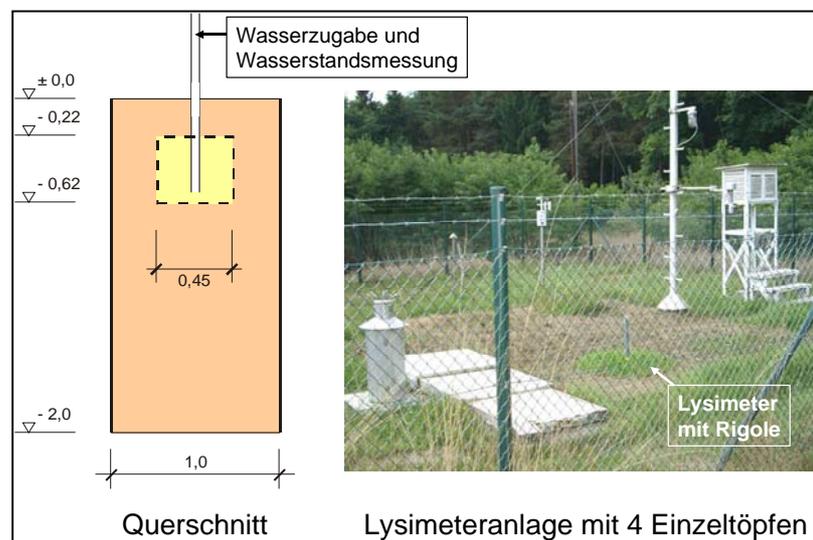


Bild 4.9: Einbau einer Rigole in ein Lysimeter

Die Rigole konnte danach dauerhaft eingestaut werden und stellte auch im sehr trockenen Sommer 2003 ausreichend Wasser für den Bewuchs und die Verdunstung bzw. Evapotranspiration zur Verfügung. Das Foto in Bild 4.9 zeigt das Lysimeter im August 2003.

4.6.2 Messergebnisse vom Lysimeter

Die Messergebnisse vom Lysimeter sind in der Tabelle 4.2 zusammengefasst. Es sind die Monatssummen der jeweiligen Wasserhöhen in mm tabelliert.

Aus der Wasserbilanz wurde nach der Gleichung

$$h_V = h_N + h_{Zu} - h_{\Delta G} - h_{Sick} - h_{\ddot{U}}$$

die Versickerungshöhe h_V berechnet. In den Wintermonaten wurden Überlaufmengen ($h_{\ddot{U}}$) gemessen, die außen an der Wand des Zylinders herunterflossen und aufgefangen wurden. Mit den Überlaufmengen bzw. -höhen ergaben sich mehrfach negative Verdunstungshöhen. Hier sind offensichtlich Messfehler festzustellen. Die Fehlmengen wurden durch Verringerung der Überlaufmengen korrigiert, bis die Verdunstung $h_V = 0$ ergab.

Tabelle 4.2: Messung der Verdunstung im Lysimeter

Monat	Regen h_N (mm)	Wasser- zugabe h_{Zu} (mm)	Gewichts- veränderung $h_{\Delta G}$ (mm)	Versick- erung h_{Sick} (mm)	Wasser- Überlauf $h_{\ddot{U}}$ (mm)	Verduns- tung h_V (mm)	Verdunst. n. HAUDE h_{VH} (mm)	Verdunstung Herford h_{VH} (mm)
Mai 03	71,3	42,5	-11,7	6,2	0,0	119,3		98,5
Jun 03	47,6	25,5	-37,2	4,5	0,0	105,8		139,7
Jul 03	70,1	76,4	-3,2	4,2	0,0	145,5		126,9
Aug 03	32,3	76,4	8,8	3,7	0,0	96,2		136,5
Sep 03	99,9	0,0	10,1	13,6	0,0	76,2		91,9
Okt 03	96,5	0,0	31,2	2,5	62,8	0,0		31,8
Nov 03	49,6	0,0	3,8	2,5	40,9	2,4		23,9
Dez 03	79,3	0,0	1,8	0,0	77,5	0,0		13,9
Jan 04	134,7	0,0	0,0	3,7	131,0	0,0		12,6
Feb 04	94,5	0,0	28,4	3,3	62,8	0,0		19,0
Mär 04	37,5	0,0	-45,3	4,2	55,4	23,2		36,9
Apr 04	53,7	16,6	-19,1	3,2	31,3	54,8	27,3	87,4
Mai 04	66,8	47,1	1,0	4,3	50,9	57,6	31,9	82,0
Jun 04	71,2	31,8	11,2	3,9	11,5	76,4	37,5	98,2
Jul 04	124,2	0,0	-10,6	4,1	81,2	49,5	33,2	98,5
Aug 04	142,1	38,2	22,3	4,3	97,0	56,7	52,5	115,1
Sep 04	76,9	0,0	9,5	3,6	42,7	21,1	24,7	88,6
Okt 04	57,5	0,0	6,0	2,7	43,5	5,3	13,0	47,0
Nov 04	122,0	0,0	2,9	3,8	115,2	0,0	3,1	15,2
Dez 04	64,0	0,0	3,8	3,4	56,8	0,0	3,9	13,2

Die so ermittelten Verdunstungshöhen können mit den nach HAUDE ermittelten Werten verglichen werden. Da diese Werte nicht vollständig verfügbar sind, weist die Tabelle auch die mit den Daten vom DWD ermittelten Werte vom Standort Herford aus. Die Verdunstung in Herford ist danach aufgrund geringerer Luftfeuchtigkeit deutlich größer als in der Senne. Betrachtet man zusätzlich die Daten vom Projektgebiet, so liegt die Verdunstung in Werther zwischen den Werten aus der Senne und aus Herford.

Infolge der jeweils eingestauten Rigole liegt die Verdunstungshöhe in einigen Sommermonaten über den theoretisch nach HAUDE ermittelten Werten. Die Versickerungshöhe ist gegenüber der Verdunstungshöhe sehr gering. Allerdings ist die Versickerungshöhe noch im Vergleich der Durchlässigkeitswerte zu bewerten.

Aus der mittleren Versickerungsmenge von $Q = 3 \text{ l/Monat} = 1,2 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}$ erhält man mit der Querschnittsfläche des Lysimeters, der Länge des Sickerwegs unterhalb der Rigole $\Delta L = 1,38 \text{ m}$ und einer mittleren Einstauhöhe von $\Delta H = 0,4 \text{ m}$ eine Durchlässigkeit von

$$k = Q / (i \cdot A) = 5 \cdot 10^{-9} \text{ m/s.}$$

Nach dem Vergleich mit dem für das Projektgebiet ermittelten Durchlässigkeitsbeiwert nach Abschn. 5.1 von $k = 2 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ ist die Versickerungshöhe des Lysimeters um den Faktor $2,0/0,5 = 4,0$ zu erhöhen. Setzt man die so ermittelte Versickerungshöhe mit der Verdunstungshöhe ins Verhältnis ergibt sich mit den Jahressummen für 2004

$$h_V/h_{\text{Sick}} = 344,7/4 \cdot 44,6 = 1,9:1.$$

Setzt man die größere Verdunstungsmenge am Standort Werther ein, erhält man

$$h_V/h_{\text{Sick}} = 555/4 \cdot 44,6 = 3,1:1.$$

Das Flächenverhältnis Gesamtquerschnittsfläche des Lysimeters zu Querschnittsfläche der Rigole beträgt $0,79/0,16 = 4,9$ und ist damit deutlich größer als das nach Abschn. 5.1 für die Abschätzung der Verdunstung aus den Rigolen im Projektgebiet angesetzte Flächenverhältnis. Eine Erhöhung der oben ausgewiesenen Verdunstungsanteile infolge einer größer anzusetzenden an der Verdunstung beteiligten Fläche scheint danach nicht geboten.

4.7 Rückstellproben für die Schadstoffanalyse

Am Messquerschnitt MQ 1 wurden im Frühjahr 2001 aus 2 Rammkernsondierungen und mehreren Tiefenbereichen Bodenproben gezogen und als Rückstellproben verwahrt. Die 1. Rammkernsondierung wurde neben der Rigole angesetzt und geneigt mit 3,5 m Länge bis unter den Rigolenkörper abgeteuft. Eine 2. Rammkernsondierung mit ebenfalls 3,5 m Länge wurde in einem Abstand von ca. 3 m zum Muldenrand senkrecht abgeteuft, um Vergleichsproben außerhalb des Einflussbereiches der Versickerung zu bekommen. Auch aus dem Oberbodensubstrat in der Mitte der Mulde wurden 2 Bodenproben entnommen.

Im Vergleich dieser Proben mit später noch zu entnehmenden Proben kann die Veränderung des Gehalts an Schadstoffen, wie z.B. Schwermetallen, ermittelt werden.

5 Auswertungen

5.1 Versickerungsrate in den Messquerschnitten

In den Messreihen des Rigolenwasserstandes an den Messquerschnitten MQ 1 und MQ 2 sind einzelne Zeitspannen zu finden, in denen über mehrere Tage kein Regen fiel und somit kein Wasserzufluss in die Rigolen stattfand. In diesen Phasen kann versucht werden, die Versickerungsrate aus den Messwerten abzuleiten.

Wenn die mit einer Dichtungsbahn ausgebildete Überlaufschwelle funktioniert, tritt kein weiterer Abfluss aus den Rigolen auf, sobald der Wasserstand unter die Überlaufschwelle gesunken ist. In Bild 5.1 ist für den MQ 1 exemplarisch die Abflussganglinie in 2 Zeitspannen im Dezember 2002 und im Juli 2003 dargestellt. Es ist zunächst ein sehr langsames Absinken des Wasserstandes zu beobachten, das sich nach Unterschreiten eines Wertes von ca. $h_w = 43$ cm deutlich beschleunigt. Der Übergang ist mit dem Abknicken der Ganglinie gut zu erkennen. In der zweiten Phase kann eine Veränderung des Wasserstandes nur noch durch Verdunstung oder Versickerung erfolgen.

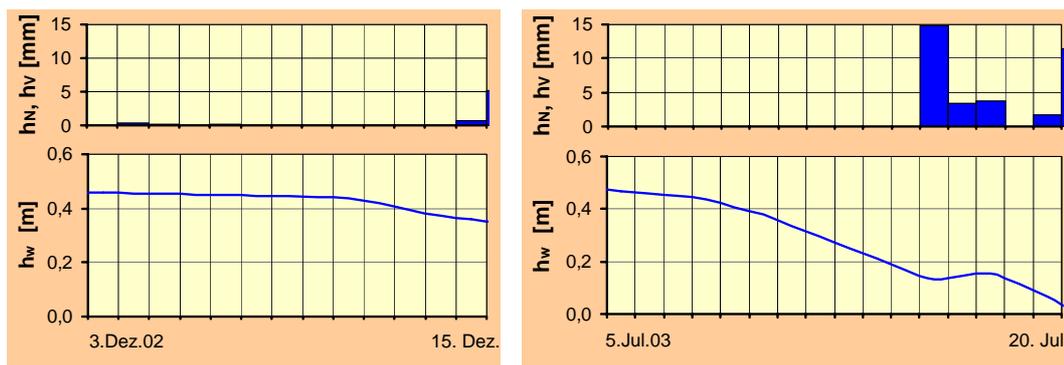


Bild 5.1: Entwicklung des Rigolenwasserstands in Trockenphasen im MQ 1

Nachfolgend wird versucht, die Wasserstandsänderung infolge Verdunstung aus den nach HAUDE ermittelten Verdunstungshöhen abzuschätzen. Wenn hierbei der Schätzfehler minimiert bzw. eingegrenzt werden kann, kann die Versickerungsrate entsprechen zuverlässig abgeschätzt werden.

Während der vierjährigen Messperiode ergab sich in 2002 eine verwertbare Zeitspanne im Dezember, also zu einer Jahreszeit mit minimalen Verdunstungswerten. Der Schätzfehler für die Bestimmung der Wasserstandsänderung infolge Verdunstung erreicht hier den Minimalwert. Die zu diesem Zeitpunkt bestimmte Versickerungsrate kann daher quasi als Kontrollwert für die Bewertung möglicher Fehlergrößen bei den übrigen abgeleiteten Werten dienen.

Die für die Abschätzung der Verdunstungs- und Versickerungshöhen getroffenen Annahmen sind in Bild 5.2 in einer Querschnittsskizze einer Rigole dargestellt. Die angegebenen Maße gelten für die Rigole im Messquerschnitt MQ 1.

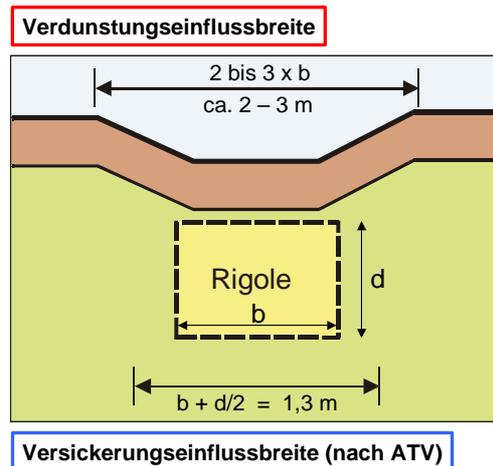


Bild 5.2: Abschätzung von Versickerung und Verdunstung aus der Rigole

Die Pflanzen werden auch in seitlich liegenden Flächen Wasser aus der Rigole aufnehmen und verdunsten. Die Kapillarität des Lößlehms reicht sicher aus, das Wasser zu den Wurzeln zu transportieren. Für die Abschätzung der Verdunstungshöhe wird angenommen, dass die Breite der Fläche, über die Wasser aus der Rigole verdunstet, ca. das 2- bis 3-fache der Rigolenbreite beträgt. Die auf dieser Einflussbreite verdunstende Wasserhöhe h_v bewirkt in der Rigole unter Berücksichtigung der geringeren Breite der Rigole und des Porenanteils von ca. $n = 0,30$ bis $0,35$ die entsprechend größere Verlusthöhe von

$$\Delta h_w = 2 \cdot h_v / n \text{ bis } 3 \cdot h_v / n.$$

Die Berechnung der Versickerung erfolgt nach dem in Arbeitsblatt A 138 der ATV angegebenen Verfahren. Dabei wird eine Durchflussfläche im Boden unter der Rigole von $A = b + d/2$ in m^2/m zugrunde gelegt. Der Gradient wird pauschal mit $i = 1$ angesetzt. Unter Berücksichtigung des verfügbaren Porenanteils n in der Rigole erhält man die Infiltrationsrate k aus der Gleichung

$$k = Q / (b + d/2) = \Delta h_w \cdot b \cdot n / (b + d/2).$$

Tabelle 5.1: Auswertung des Rigolenwasserstands in Trockenphasen im MQ 1

	Messdaten von Wasserstand und Verdunstung			Berechnet für die Rigole		Durchlässigkeit
	Δh_w (cm/d)	h_v (cm/d)	w_{Vol} (%)	Verdunstung Δh_w (cm/d)	Versickerung Δh_w (cm/d)	k (m/s)
Aug. 01	5,2	0,49	38,2	3,0 – 5,0	ca. 1,2	$0,4 \cdot 10^{-7}$
Okt. 01	1,3	0,13	38,8	0,7 – 1,3	ca. 0,3	$0,1 \cdot 10^{-7}$
Apr. 02	1,7	0,20	39,7	1,1 – 2,0	ca. 0,3	$0,1 \cdot 10^{-7}$
Dez. 02	0,9	0,04	39,9	0,2 – 0,4	ca. 0,6	$0,2 \cdot 10^{-7}$
Jul. 03	5,1	0,53	39,2	3,0 – 5,3	ca. 1,0	$0,3 \cdot 10^{-7}$
Aug. 04	5,0	0,58	39,1	3,3 – 5,8	ca. 0,5	$0,2 \cdot 10^{-7}$

Im linken Teil der Tabelle 5.1 sind für einige nach den oben genannten Randbedingungen ausgewählten Zeitspannen die Messdaten der Wasserstandsänderung pro Tag Δh_w in der Rigole sowie der Verdunstungshöhe h_v nach HAUDE angegeben.

Im rechten Teil der Tabelle sind die nach dem oben genannten Verfahren abgeschätzten Beträge der Wasserstandsänderung Δh_w infolge Verdunstung angegeben. Die danach übrig bleibenden und auf Versickerung zurückgehenden Wasserstandsänderungen ergeben die nach dem ATV-Verfahren ermittelten Versickerungsraten bzw. Durchlässigkeitsbeiwerte k in der letzten Spalte der Tabelle. Die Durchlässigkeitsbeiwerte k_f bei vollständiger Wassersättigung des Bodens werden noch um einen Faktor größer sein.

Im Mittel beträgt die Infiltrationsrate am MQ 1: $k = 0,2 \cdot 10^{-7} = 2 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$.

In gleicher Weise können die Phasen bei trockener Witterung und mit absinkenden Wasserständen in den Rigolen am Messquerschnitt MQ 2 ausgewertet werden. Die Daten am Pegel R 2 in entsprechenden Zeitspannen sind in Tabelle 5.2 aufgelistet.

Tabelle 5.2: Entwicklung des Rigolenwasserstands in Trockenphasen im MQ 2

	Messdaten von Wasserstand und Verdunstung			Berechnet für die Rigole		Durch- lässigkeit
	Δh_w (cm/d)	h_v (cm/d)	w_{Vol} (%)	Verdunstung Δh_w (cm/d)	Versickerung Δh_w (cm/d)	k (m/s)
Feb. 04	3,2	0,07	39,0	0,5 – 0,8	2,5	$0,9 \cdot 10^{-7}$
Jul. 04	8,6	0,52	38,2	4,0 – 6,0	3,5	$1,2 \cdot 10^{-7}$
Dez. 04	3,2	0,03	38,8	0,2 – 0,4	3,0	$1,0 \cdot 10^{-7}$

Ein Knickpunkt in den Ganglinien wie beim MQ 1 ist hier nicht erkennbar. Auf die zumindest im Sickerteich zu vermutende Umläufigkeit der Überlaufschwelle wurde in Abschn. 4.3 bereits hingewiesen.

Die Auswertung der Messdaten nach dem oben erläuterten Verfahren ergibt im Mittel eine Infiltrationsrate am MQ 2 von: $k = 1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$.

Nach der zu vermutenden Umläufigkeit ist davon auszugehen, dass die Infiltrationsrate tatsächlich etwas geringer ist. Alle Daten, wie z.B. auch die Ergebnisse der Open-End-Tests, weisen jedoch auf eine höhere Infiltrationsrate als am MQ 1 hin.

5.2 Abschätzung der Rigolenwassermenge

Im Rahmen einer Diplomarbeit wurden u.a. die Anteile versiegelter ($f_{A, \text{vers}} = 0,22$), teilversiegelter ($f_{A, \text{tv}} = 0,20$) und unversiegelter Flächen ($f_{A, \text{tv}} = 0,58$) im Projektgebiet sowie der mittlere Infiltrationsfaktor der teilversiegelten Flächen mit $f_{\text{Inf, tv}} = 0,54$ ermittelt [10], (s.a. Abschn. 2.3). Die Infiltrationsfaktoren der spezifischer Teilflächen gehen auf Literaturangaben zurück. Zusätzlich ist der Flächenanteil der Mulden mit ca. $f_{A, \text{Mul}} = 0,06$ angegeben.

In der gleichen Diplomarbeit wird nach Bewertung der einzelnen Flächenanteile auf der Grundlage von Literaturangaben ein Verdunstungsanteil in der Wasserbilanz des Projektgebietes von ca. $f_V = 0,48$ der Jahresregenmenge ermittelt. Ebenfalls nach Literaturangaben wurde der Anteil der Regenwassernutzung über die Zisternen mit $f_{RN} = 0,075$ angesetzt.

Auf der Grundlage dieser Daten und der Annahme, dass in den unversiegelten Flächen kein Abfluss stattfindet, kann man den jährlich den Rigolen zufließenden Anteil an der Jahresregenwassermenge wie folgt ermitteln:

$$\begin{aligned} V_{W, \text{Rig}} &= A \cdot f_{A, \text{vers}} \cdot h_N \cdot (1 - f_{RN}) \cdot (1 - f_V) \\ &\quad + A \cdot f_{A, \text{tv}} \cdot h_N \cdot (1 - f_{RN}) \cdot (1 - f_V) \cdot (1 - f_{\text{Inf, tv}}) \\ &\quad + A \cdot f_{A, \text{Mul}} \cdot h_N \cdot (1 - f_{RN}) \cdot (1 - f_V) \\ &= A \cdot h_N \cdot (0,22 \cdot 0,925 \cdot 0,52 + 0,20 \cdot 0,925 \cdot 0,52 \cdot 0,46 + 0,06 \cdot 0,925 \cdot 0,52) \\ &= A \cdot h_N \cdot 0,18 \end{aligned}$$

Die Jahresregenwassermenge ergibt sich aus der Fläche des Projektgebietes A und der Jahressumme der Regenhöhen h_N . Der Anteil der Jahresregenwassermenge, der den Rigolen zufließt, beträgt danach ca. 18 %.

5.3 Abschätzung der Wasserbilanz des Mulden-Rigolen-Systems

Nach den Planungsunterlagen des Ingenieurbüros I.W.A. beträgt die Gesamtlänge der Rigolen im Projektgebiet ca. 1640 m und die mittlere Breite $b^* = 1,1$ m.

Werden die Verhältnisse am MQ 1 mit einer mittleren Versickerungsrate von $\Delta h_w = 0,006$ m/Tag über ca. 11 Monate pro Jahr zugrunde gelegt, ergibt sich die jährlich über die Rigolen versickernde Wassermenge zu:

$$\begin{aligned} V_{\text{Vers}} &= L_{\text{Rig}} \cdot b^* \cdot \Delta h_w \cdot n \cdot 11 \text{ Monate} \\ &= 1640 \cdot 1,1 \cdot 0,006 \cdot 0,35 \cdot 11 \cdot 30 = 3,79 \text{ m}^3/\text{d} \cdot 11 \cdot 30 = 1.250 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Bei einer Jahressumme der Regenhöhe von $h_N = 1000$ mm beträgt die gesamte den Rigolen zufließende Wassermenge $V_{W, \text{Rig}} = 65000 \cdot 1,0 \cdot 0,18 = 11.700 \text{ m}^3$. Der Anteil der Versickerung ergibt sich so zu $1.250/11.700 = 0,107$, also ca. 11 %.

Auf der Basis der Messergebnisse am Lysimeter kann das Verhältnis von Verdunstungsmenge zu Versickerungsmenge mit ca. 2:1 angesetzt werden (s. 4.6.2). Dann ergibt sich der Anteil des Wassers, der aus den Rigolen abfließt, noch zu ca. 67 %.

6 Erfahrungsaustausch mit anderen Wissenschaftlern

Im Zuge des Projektes und der inzwischen vierjährigen Messreihe haben sich u.a. im Rahmen von Vortragsveranstaltungen Kontakte zu anderen Wissenschaftlern ergeben.

Seit der Teilnahme am 3. Workshop „Teilgesättigte Böden“ an der Universität Weimar 2001 besteht ein Kontakt zu Prof. Dr.-Ing. Riechwien und seinen Mitarbeitern vom Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der Universität Duisburg-Essen, die sich ebenfalls mit Problemen der Zweiphasenströmung in porösen Medien befassen.

In der Folge des 3. Fachgesprächs für den Tiefbau an der FH Bielefeld im Jahr 2001, an dem auch Vertreter der SF-Kooperation Beton-Konzepte aus Bremen teilnahmen, ergab sich die Gelegenheit, in den Jahren 2002 und 2003 unser Projekt auf insgesamt 4 Symposien der SF-Kooperation zum Thema „Ökologisches Regenwasser-Management“ in Berlin, Dortmund, Goslar und Augsburg vorzustellen. Aus diesen Veranstaltungen resultieren Kontakte zu den anderen Referenten, u.a. H. Dreiseitl, Dr. Harms vom itwh in Hannover, und J. Eppel von der Bayerischen Landesanstalt für Weinbau und Gartenbau in Veitshöchheim.

Mit Dr. Göbel und Dr. Dirkes vom Geologischen-Palaeontologischen Institut der Universität Münster wurde im März 2005 eine Ortsbesichtigung im Projektgebiet durchgeführt. Frau Dr. Göbel ist mit Untersuchungen über örtliche Anhebungen des Grundwasserspiegels im Zuge der Versickerung von Regenwasser befasst.

7 Schlussfolgerungen

Das recht einfach aufgebaute, aber weit verzweigte und vernetzte Mulden-Rigolen-System in einem Baugebiet der Größe dieses Projektgebietes mit ca. 6,5 ha ist für eine optimale Wirkung des Retentionssystems davon abhängig, dass alle Elemente des Systems funktionieren und sachgerecht ausgeführt werden. Die Bauüberwachung sollte daher eine höhere Aufmerksamkeit erfahren. Der Fehler, dass hier offensichtlich an einzelnen Übergängen zwischen den Rigolenabschnitten die Überlaufschwelle nicht ordnungsgemäß funktionieren, hätte bei einer entsprechenden fachspezifischen Bauüberwachung wohl vermieden werden können.

Nach neueren Berichten zur Gefährdung der Funktionalität von Vliesen, die sich im Zuge von Verockerungen dicht setzen können, sollte der Einsatz der Vliese überdacht werden. Im vorliegenden Projekt ist bei den Aufgrabungen keine Beeinträchtigung der Funktion der Vliese erkennbar gewesen und es ist auch keine Gefährdung durch Verockerungen absehbar. Grundsätzlich sind Vliese im Wasserbau seit inzwischen mehreren Jahrzehnten als Filterelemente bewährte Bauteile. Der richtige Einsatz ist entscheidend. Thermisch verfestigte Vliese sind ungeeignet. Erst die ausreichende Dicke von vernadelten Vliesen stellt die Filterwirksamkeit sicher.

Nach Erfahrungen der Bayerischen Landesanstalt für Weinbau und Gartenbau in Veitshöchheim wirkt sich ein gestufter Kornübergang von der Rigole zum gewachsenen feinkörnigen Boden positiv auf die Versickerungsleistung aus. Danach kann die Ausbildung eines filterstabilen Übergangs aus Kiessand an der Sohle der Rigole Vorteile für die Versickerung wie auch für die nachhaltige Funktionsstabilität der Rigole bringen. Die Einfassung der Rigole mit einem Vlies bleibt dann auf die Seitenflächen und die Oberseite beschränkt. Die Einführung einer solchen Bauweise sollte zunächst in Modellversuchen erprobt werden.

Die wichtigste Erkenntnis aus der messtechnischen Dokumentation des Betriebs des Mulden-Rigolen-Systems in diesem Projekt ist, dass bei der dezentralen Versickerung in Lößlehm mit nahezu dauerhaftem Einstau der Rigolen und entsprechenden Vernässungen des Bodens in den Randbereichen der Rigolen zu rechnen ist. Wie sich diese Vernässung auf chemische Veränderungen im Boden und in der Folge auf die Entwicklung der Durchlässigkeit und Wasseraufnahmefähigkeit auswirkt ist z.Z. noch nicht absehbar. Die Veränderung der mechanischen und chemischen Eigenschaften des Bodens sollte in Folgeprojekten messtechnisch untersucht und dokumentiert werden, um ggf. Konsequenzen in der zukünftigen Planung von Mulden-Rigolen-Systemen umsetzen zu können.

Es ist zu überlegen, ob zukünftig dauerhafte Vernässungen durch wechselnd beschickte Rigolen vermieden werden können. Wenn z.B. in den Sommermonaten einzelne Rigolenstränge über mindestens 3 Monate weitgehend trockengehalten werden können, kann auch der Boden in den Randbereichen abtrocknen und sich im Zuge der Belüftung regenerieren.

Abschließend ist festzuhalten, dass die Erwartungen an das Mulden-Rigolen-System mit Versickerung im Lößlehm weitgehend erfüllt wurden. Zwar ist die Versickerungsleistung relativ gering, zusammen mit der Verdunstung über den Bewuchs der Mulden beträgt der Anteil an der insgesamt den Rigolen zufließenden Wassermenge aber immerhin ca. über 30 %. Extreme Abflussspitzen, wie aus Wohngebieten mit Regen- oder Mischwasserkanalisation bekannt, sind hier nicht aufgetreten. Die Abflüsse treten infolge der Retentionswirkung des Mulden-Rigolen-Systems deutlich gedämpft und verzögert auf. Das am Überlauf in den Vorfluter abfließende Wasser ist klar und geruchlos.


(Prof. Dr.-Ing. H.-G. Gülzow)

8 Literatur

- [1] **ATV-DVWK:** Arbeitsblatt A 138 – Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser, 2002
- [2] **Geiger, W.; Dreiseitl, H.:** Neue Wege für das Regenwasser. Oldenbourg Industrieverlag, München, 2001
- [3] **Gülzow, H.-G.:** Dreidimensionale Berechnung des Zweiphasenströmungsfeldes beim Tunnelvortrieb unter Druckluft in wassergesättigten Böden. Veröffentlichungen des Instituts für Grundbau der RWTH Aachen, Heft 25, 1994
- [4] **Gülzow, H.-G.; Wittke, W.:** Dreidimensionale Berechnung der Zweiphasenströmung beim Tunnelvortrieb unter Druckluft. In: Taschenbuch für den Tunnelbau, Verlag Glückauf, Essen, 1996
- [5] **Gülzow, H.-G.; Hoffmann, E.:** Studie zur Versickerungsleistung eines Mulden-Rigolen-Systems im Lößlehm. Tagungsband 3. Workshop „Teilgesättigte Böden“ in Heft 6 der Schriftenreihe Geotechnik der Universität Weimar, 2001
- [6] **Homburg, Ch.:** Einfluss der Kapillarität des Bodens auf die Versickerungsleistung im Open-End-Test. Diplomarbeit an der FH Bielefeld, 2001
- [7] **Kopitz, I.:** Auswertung von Feldmessungen für ein Versickerungssystem anhand numerischer Simulationen der Zweiphasenströmung in porösen Medien. Diplomarbeit an der FH Bielefeld, 2002
- [8] **Mualem, Y.:** A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. In: Water Resources Research, 1976
- [9] **Sieker, F.; Harms, R.W.:** Entwässerungstechnische Versickerung von Regenwasser-abflüssen. ATV Schriftenreihe aus Wissenschaft und Praxis, Heft 14, 1987
- [10] **Steffen, Th.:** Untersuchung der Einflussfaktoren auf den Wasserhaushalt in einem Baugebiet mit Versickerung von Niederschlagswasser in Mulden-Rigolen-Systemen. Diplomarbeit an der FH Bielefeld, 2001
- [11] **Van Genuchten, M. Th.:** A closed-form equation for predicting the hydraulic properties of unsaturated soils. In: Soil Sci. Soc. Am. J. Vol. 44, 1980

9 Anlagen

- Anlage 1: Entwässerungsplan Baugebiet Süthfeld, Lageplan M 1:500 mit Eintragung der Lage der Messeinrichtungen
- Anlage 2: Ganglinien MQ 1 (vergrößert auf DIN A 3)
- Anlage 3: Ganglinien von allen Theta-Sonden am MQ 1
- Anlage 4: Ganglinien MQ 2 (vergrößert auf DIN A 3)
- Anlage 5: MQ 2, Ganglinien der Bodenfeuchte von der Profilsonde
- Anlage 6: gemessene Abflüsse im Projektgebiet im März 2002
- Anlage 7: Vergleich der gemessenen Abflüsse im Projekt- und Referenzgebiet