

Abschlussbericht

an das Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des
Landes Nordrhein-Westfalen

„Pilotstudie zum Einfluss der Versickerung auf den Wasserhaushalt eines Stadtteils“ Phase II

(AZ: IV-9-042234)

Projektleitung: Prof. Dr. W. G. Coldewey
Lehrstuhl für Angewandte Geologie
Westfälische Wilhelms-Universität
Münster
Corrensstr. 24
48149 Münster

Prof. Dr.-Ing. W. F. Geiger
Fachgebiet für Siedlungswas-
serwirtschaft
Universität Essen
Universitätsstr. 15
45141 Essen

Projektbearbeitung: Frau Dipl.-Geol. Dr. P. Göbel
Dipl.-Geol. Holger Stubbe
Frau Dipl.-Geol. Dr. M. Weinert
Frau Dipl.-Geol. J. Zimmermann

Dipl.-Ing. Stefan Fach

Dezember 2001

„Abschlussbericht“	13 + 183 S.	47 Abb.	36 Tab.	9 Anhänge	Dezember 2001
--------------------	-------------	---------	---------	-----------	------------------

Inhalt

	Seite	
1	Einleitung	2
1.1	Problematik	2
1.2	Ziel der Pilotstudie	4
1.3	Vorgehensweise	5
1.4	Beteiligte Institutionen	6
2	Kenntnisstand	8
2.1	Grundlagen verschiedener Entwässerungskonzepte	8
2.2	Grundlagen der Versickerung von Niederschlagswasser	9
2.3	Grundlagen und Folgen des Infiltrationsvorgangs von Regenwasser	10
2.4	Rechtsgrundlagen	12
3	Untersuchungsgebiet	14
3.1	Wahl des Untersuchungsgebietes	14
3.2	Lage des Untersuchungsgebietes	14
3.3	Geologie	15
3.4	Hydrogeologie	16
3.5	Böden	17
3.6	Klima	19
3.7	Topografie	19
3.8	Flächennutzung	20
3.8.1	Aktuelle Flächennutzung	20
3.8.2	Potenzielle natürliche Vegetation	20
4	Datenerhebung (AS 1)	21
4.1	Grundwassersituation	24
4.1.1	Grundwasserstandsmessungen	24
4.1.1.1	Durchführung und Auswertung der Grundwasserstandsmessungen	24
4.1.1.2	Ergebnisse und Bewertung der Grundwasserstandsmessungen	27
4.1.1.3	Morphologie der Grundwasseroberfläche	33
4.1.1.4	Flurabstände	34

4.1.2	Grundwasserentnahmen	35
4.2	Oberirdische Gewässer	37
4.2.1	Kartierung der oberirdischen Gewässer	37
4.2.1.1	Durchführung der Kartierung der oberirdischen Gewässer	37
4.2.1.2	Ergebnisse der Kartierung der oberirdischen Gewässer	37
4.2.2	Vermessung der oberirdischen Gewässer	39
4.2.3	Wasserstandsmessungen der oberirdischen Gewässer	39
4.2.3.1	Durchführung und Auswertung der Wasserstandsmessungen der oberirdischen Gewässer	39
4.2.3.2	Ergebnisse und Bewertung der Wasserstandsmessungen der oberirdischen Gewässer	40
4.2.4	Abflussmessungen an oberirdischen Gewässern (AS 1.4)	43
4.2.4.1	Durchführung und Auswertung der Abflussmessungen an oberirdischen Gewässern	44
4.2.4.2	Ergebnisse und Bewertung der Abflussmessungen an oberirdischen Gewässern	45
4.2.5	Hydrogeologische Profilschnitte	46
4.2.5.1	Erstellung der hydrogeologischen Profilschnitte	46
4.2.5.2	Ergebnisse der hydrogeologischen Profilschnitte	47
4.2.6	Bestimmung des Leakagekoeffizienten (AS 1.5)	48
4.3	Überprüfung der Durchlässigkeit des Untergrundes	50
4.3.1	Doppelringinfiltrometer-Versuche	50
4.3.1.1	Aufbau der Doppelringinfiltrometer-Versuche	51
4.3.1.2	Durchführung der Doppelringinfiltrometer-Versuche	54
4.3.1.3	Auswertung der Doppelringinfiltrometer-Versuche	55
4.3.1.4	Ergebnisse und Bewertung der Doppelringinfiltrometer-Versuche	56
4.3.2	Pumpversuche	61
4.3.2.1	Aufbau und Durchführung der Pumpversuche	61
4.3.2.2	Auswertung der Pumpversuche	63
4.3.2.3	Ergebnisse und Bewertung der Pumpversuche	64
4.3.3	Bestimmung der Korngrößenverteilung der Bodenproben	66
4.3.3.1	Aufbau des Versuchs zur Bestimmung der Korngrößenverteilung	66
4.3.3.2	Durchführung des Versuchs zur Bestimmung der Korngrößenverteilung	67

4.3.3.3	Auswertung des Versuchs zur Bestimmung der Korngrößenverteilung	68
4.3.3.4	Ergebnisse des Versuchs zur Bestimmung der Korngrößenverteilung	69
4.3.3.5	Auswertung der Korngrößenverteilung zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes	70
4.3.3.6	Ergebnisse der Korngrößenverteilung zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes	71
4.3.4	Laborversuche zur Bestimmung der Infiltrationsleistung der Bodenproben	72
4.3.4.1	Aufbau des Laborversuchs zur Bestimmung der Infiltrationsleistung der Bodenproben	72
4.3.4.2	Durchführung der Laborversuche zur Bestimmung der Infiltrationsleistung der Bodenproben	73
4.3.4.3	Auswertung des Laborversuchs zur Bestimmung der Infiltrationsleistung der Bodenproben	74
4.3.4.4	Ergebnisse der Laborversuche zur Bestimmung der Infiltrationsleistung der Bodenproben	75
4.3.5	Vergleich der Methoden zur Überprüfung des Durchlässigkeitsbeiwerts des Untergrundes (AS 2.3)	77
4.4	Bestimmung des pH-Wertes von Bodenproben im Labor (AS 2.2)	78
5	Konzept der Simulationsvarianten	80
6	Flächendifferenzierte Wasserhaushaltsbilanzierung	83
6.1	Verwendete Verfahren zur Wasserhaushaltsbilanzierung	83
6.2	Grundlagen für die Wasserhaushaltsbilanzierung	85
6.2.1	Klimadaten	85
6.2.2	Böden	86
6.2.3	Flurabstände	87
6.2.4	Flächennutzung	87
6.2.5	Hangneigung	88
6.3	Versiegelungskartierung (AS 1.7)	88
6.3.1	Vorgehensweise bei der Versiegelungskartierung	88
6.3.2	Ergebnisse der Versiegelungskartierung	90
6.4	Berechnung von Verdunstung und Direktabfluss	95
6.5	Grundwasserneubildung im Ausgangszustand (AS 1.8)	96
6.5.1	Jahresbilanz	96

6.5.2	Monatsbilanz	97
6.6	Wasserhaushaltsbilanzierung für die Simulationsvarianten	100
6.7	Bewertung der Ergebnisse der Wasserhaushaltsbilanzierung	104
7	Wasserhaushaltsbilanzierung von Versickerungsanlagen (AS 2)	107
7.1	Aufbereitung der Niederschlagsdaten (AS 2.5)	107
7.2	Grundlagen der Modellrechnung für die Versickerungsanlagen	107
7.3	Grenzen und Einsatzbereich der Modellrechnungen für Versickerungsanlagen	111
7.4	Ermittlung der hydraulischen Bodenparameter	112
7.4.1	Bemessung und Verteilung der Versickerungsanlagen (AS 2.6 + AS 2.7)	113
7.5	Modellnetze und Eingangsparameter der Modellrechnungen für die Versickerungsanlagen	116
7.6	Ermittlung des Regenabflusses zu den Versickerungsanlagen	117
7.7	Berücksichtigung der Verdunstung in den Versickerungsanlagen	117
7.8	Berücksichtigung des Versiegelungsgrades	118
7.9	Jahresbilanzen des Wasserhaushaltes für die Versickerungsanlagen (AS 2.8)	119
7.9.1	Jahresbilanzen der Muldenversickerung	120
7.9.2	Jahresbilanzen der Rigolenversickerung	122
7.9.3	Einfluss verschiedener Versickerungsanlagen auf die Grundwasserneubildung	124
7.10	Tagesbilanzen der Versickerungsanlagen bei starken Niederschlägen	127
7.10.1	Tagesbilanzen der Muldenversickerung	127
7.10.2	Tagesbilanzen der Rigolenversickerung	128
7.10.3	Vergleich der Sickerwasserdynamik der verschiedenen Anlagen	128
7.11	Bewertung der Modellrechnungen für die Versickerungsanlagen	130
8	Grundwassermodellierung (AS 3)	132
8.1	Modellerstellung	132
8.1.1	Geohydraulisches Gesamtsystem und Modelltyp	132
8.1.2	Generelle Vorgehensweise bei einer Grundwassermodellierung	132
8.1.3	Modellgebiet und Diskretisierung	134
8.1.4	Randbedingungen	135
8.1.5	Modelldaten	136

8.2	Kalibrierung (AS 3.3)	138
8.2.1	Kalibrierung des stationären Grundwassermodells	138
8.2.2	Kalibrierung des instationären Grundwassermodells	141
8.3	Berechnung der Simulationsvarianten	144
8.3.1	Stationäre Simulationen	145
8.3.2	Instationäre Simulationen	154
9	Geo-Informationssysteme (AS 4)	156
10	Bewertung der Simulationsergebnisse	157
11	Empfehlungen	161
11.1	Konzept zur Abschätzung der maximal verträglichen Versickerung von Regenwasser	161
11.2	Empfehlungen für Behörden, Stadtplaner und Bürger	162
12	Literatur	166
12.1	Allgemeine Schriften	166
12.2	Regelwerke	171
12.3	Karten	172
13	Veröffentlichungen und Vorträge zur Pilotstudie	175

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1:	Schematische Wasserbilanz für verschiedene Nutzungsstrukturen ohne Versickerungsmaßnahmen (prozentuale Anteile bezogen auf den mittleren Jahresniederschlag von 600 mm in Würzburg) (nach MEIBNER 1997).	3
Abbildung 2:	Schematische Darstellung der Vorgehensweise der Arbeiten in der Pilotstudie.	5
Abbildung 3:	Faziesschema des Kreidegebirges im Rheinisch-Westfälischen Industriegebiet (MÜLLER 1982).	16
Abbildung 4:	Grundwasserstandsganglinien der Grundwassermessstellen des Untersuchungsgebietes für das Hydrologische Jahr 2001.	28
Abbildung 5:	Grundwasserstandsganglinien der Grundwassermessstellen mit Tagesdaten der Grundwassermessstellen RKS4 und 8492700 und Monatsdaten der Grundwassermessstellen HS 83 und HS 128.	29
Abbildung 6:	Gegenüberstellung der mittels digitalem Wasserstandsaufnehmer aufgezeichneten Grundwasserstände der Grundwassermessstelle RKS4 und der Stundenniederschläge der Klimastation Hertens-Mitte (September bis Oktober 2001).	30
Abbildung 7:	Gegenüberstellung der mittels digitalem Wasserstandsaufnehmer aufgezeichneten Grundwasserstände der Grundwassermessstelle 8492700 und der Stundenniederschläge der Klimastation Hertens-Mitte (September bis Oktober 2001).	31
Abbildung 8:	Langjährige Ganglinien der StUA Grundwassermessstellen HS 83 und HS 128.	32
Abbildung 9:	Vergleich der Grundwasserstände zwischen den langjährig mittleren Monatswerten (WWJ 1990-2001) und den Monatsmittelwerten WWJ 2001 (Grundwassermessstelle HS 83).	33
Abbildung 10:	Minimale, maximale und mittlere Flurabstände an den Grundwassermessstellen des Untersuchungsgebietes.	35
Abbildung 11:	Ganglinien der oberirdischen Gewässer des Untersuchungsgebietes während des Hydrologischen Jahres 2001.	42
Abbildung 12:	Gegenüberstellung der mittels digitalem Wasserstandsaufnehmer aufgezeichneten Wasserstände an der Messstelle BB und der Stundenniederschläge der Klimastation Hertens-Mitte (September bis Oktober 2001).	43

Abbildung 13:	Gegenüberstellung der monatlichen Abflussmengen der Messstellen Mollbecke, Mühlenbach, Börsterbach und 1121.	45
Abbildung 14:	Zeitliche Entwicklung der Infiltrationsraten der Versuchsphasen a bis c eines Gesamtversuches.	58
Abbildung 15:	Vergleich der Versuchsphasen a bis c bei den Versuchen unter stationären Druckbedingungen (1-er-Versuche).	59
Abbildung 16:	Vergleich der Versuchsphasen a bis c bei den Versuchen unter instationären Druckbedingungen (2-er-Versuche).	59
Abbildung 17:	Vergleich der Versuchsphasen a bis c bei den Versuchen unter stationären Druckbedingungen (3-er-Versuche).	60
Abbildung 18:	Verfahrensvergleich der Doppelringinfiltrometer unter stationären und instationären Druckbedingungen.	60
Abbildung 19:	Beispiel für einen 24-stündigen Pumpversuch, mit anschließendem Wiederanstieg des Grundwasserstandes.	62
Abbildung 20:	Messzylinder während der Sedimentationsanalyse.	67
Abbildung 21:	Darstellung der Anteile der einzelnen Kornfraktionen der Bodenproben aus Recklinghausen Speckhorn.	70
Abbildung 22:	Aus der Korngrößenverteilung errechnete Durchlässigkeitsbeiwerte der Bodenproben aus Recklinghausen Speckhorn.	72
Abbildung 23:	Probekörper in Triaxialzelle (DIN 18130-1 1998) .	73
Abbildung 24:	Probekörper in Versuchszylinder (DIN 18130-1 1998).	73
Abbildung 25:	Mittelwert, Maximum und Minimum der im Labor mittels Versuchszylinder bzw. Triaxialzelle bestimmten Durchlässigkeitsbeiwerte der Bodenproben aus Recklinghausen.	77
Abbildung 26:	Überblick über die Durchlässigkeitsbeiwerte aus den einzelnen Methoden.	77
Abbildung 27:	Im Labor bestimmte pH-Werte der Bodenproben aus Recklinghausen Speckhorn.	79
Abbildung 28:	Berücksichtigte Parameter, Verfahrensgang und Datenquellen zur Berechnung der Grundwasserneubildung.	84
Abbildung 29:	Wasserhaushaltsgrößen bei Nass-/Mittel- und Trockenjahren sowie für Flächennutzung im Ausgangszustand, bei vollständiger	

	landwirtschaftlicher Nutzung und bei potenziell natürlicher Vegetation.	96
Abbildung 30:	Potenzielle und aktuelle Evapotranspiration (Verdunstung) nach TURC-WENDLING im Jahresgang.	98
Abbildung 31:	Aktuelles Überschusswasser (Niederschlag – ET_{akt}) aus der klimatischen Bodenwasserbilanz (unter Berücksichtigung des Bodens als Wasserspeicher) und potentielles Überschusswasser (Niederschlag – ET_{pot}) im Jahresverlauf.	99
Abbildung 32:	Grundwasserneubildung im WWJ 2001 bei grundwasserfernen (gw-ferne) und bei grundwassernahen (gw-nahe) Standorten in % der jährlichen Grundwasserneubildung.	100
Abbildung 33:	Mittlere Wasserhaushaltsgrößen der Varianten 1 bis 4, Grundlage: WWJ 2001.	101
Abbildung 34:	Wasserhaushaltsgrößen der Variante 6 und 7 im Vergleich zum Ausgangszustand.	103
Abbildung 35:	Auswirkungen der Versiegelung auf das Untersuchungsgebiet Speckhorn.	105
Abbildung 36:	Abhängigkeit der Wasserhaushaltsgrößen von der Versiegelung im Bereich der Castroper Hochfläche (MEBER 1997).	106
Abbildung 37:	Grundlagen des DARCY'schen Gesetzes.	108
Abbildung 38:	Darstellung des Kontrollvolumens (aus HOLZBECHER 1997).	109
Abbildung 39:	Wassergehalts-Saugspannungs-Beziehungen der verwendeten Böden und des Schotters.	113
Abbildung 40:	Mittlerer Jahresgang der potenziellen Evapotranspiration ET_{pot} in mm/d nach HAUDE (1954) und nach PENMAN (1963).	118
Abbildung 41:	Summenkurven der Zu- und Abflüsse bei der Muldenversickerung (1998, Boden 2) im Vergleich zu den Niederschlägen.	121
Abbildung 42:	Niederschlag und Sickerwasser bei der Muldenversickerung.	122
Abbildung 43:	Summenkurven der Zu- und Abflüsse bei der Rigolenversickerung (1998, Boden 2) im Vergleich zu den Niederschlägen.	124
Abbildung 44:	Vergleich der Sickerwasserhöhen zwischen der Flächen-, der Mulden- und der Rigolenversickerung.	125

Abbildung 45:	Vergleich von Niederschläge, Eintrag von Wasser in das Modell und Sickerwasserabfluss bei der Muldenversickerung (Boden 2).	127
Abbildung 46:	Vergleich der Sickerwasserabflüsse zwischen Flächen-, Mulden- und Rigolenversickerung (alle Angaben beziehen sich auf Boden 2).	129
Abbildung 47:	Gemessene und berechnete Grundwasserstände im Kalibrierzeitraum.	143

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Zusammenstellung der Bodenkennwerte der im Untersuchungsgebiet vertretenen Böden. Angegeben ist die jeweilige Abkürzung der Bodenkennwerte, deren Einheit sowie die Spanne und das zugehörige arithmetische Mittel (Digitale Bodenkarte, Blatt L4308 Recklinghausen 2000).	18
Tabelle 2:	Zusammenstellung des vorliegenden Kartenmaterials.	21
Tabelle 3:	Zusammenstellung der zum Untersuchungsgebiet vorliegenden Literatur.	23
Tabelle 4:	Auflistung der vorhandenen Grundwassermessstellen sowie ihrer Messzeiträume, Messintervalle und Messlücken. Die gemessenen Wasserstände lassen sich Anhang 2.04 entnehmen.	26
Tabelle 5:	Zusammenstellung der bei der Bezirksregierung bekannten Grundwasserentnahmen. Angegeben werden der Verwendungszweck und die maximal erlaubte, jährliche Entnahmemenge. Zudem wird soweit bekannt der Grundwasserleiter der Entnahme genannt.	36
Tabelle 6:	Übersicht der gemessenen Daten zu den Wasserständen der Oberflächengewässer.	40
Tabelle 7:	Abflussverhältnisse im Bereich der hydrogeologischen Profilschnitte.	48
Tabelle 8:	Leakagekoeffizient aus Siebkornanalysen nach HAZEN (1893) und BEYER (1964) und Durchlässigkeitsversuchen im Labor mittels Triaxialzelle. Die Probenbezeichnung orientiert sich an der Profilschnitt-Nr. aus Kapitel 4.2.5.	49
Tabelle 9:	Mittlere Infiltrationsraten K (m/s) der 11 Standorte.	57
Tabelle 10:	Ausbau der Brunnen.	61
Tabelle 11:	Auflistung der Pumpversuchsdaten am Freibad Mollbeck.	62
Tabelle 12:	Ergebnisse der Pumpversuche nach verschiedenen Verfahren.	65
Tabelle 13:	Gemittelte Durchlässigkeitsbeiwerte des Umfeldes der jeweiligen Brunnen.	66
Tabelle 14:	Zeitpunkte für die Bestimmung der Dichte der Bodensuspension mit dem Aräometer.	68

Tabelle 15:	Ergebnisse der Durchlässigkeitsbeiwert-Bestimmung im Labor.	75
Tabelle 16:	Konzept der Simulationsvarianten.	81
Tabelle 17:	Definition der Versiegelungsgrade.	81
Tabelle 18:	Niederschläge der Wasserwirtschaftsjahre 1996 bis 2001 und das langjährige Mittel (mm/a).	86
Tabelle 19:	Klimatische Verhältnisse (Station Bochum) und potenzielle Verdunstung (ET_{pot}).	86
Tabelle 20:	Einstufung der Bebauungstypen in die Versiegelungsklassen.	88
Tabelle 21:	Kartierschlüssel zur Detailkartierung der Versiegelungsarten (MEBER 1997).	89
Tabelle 22:	Flächenanteil der einzelnen Versiegelungsarten in den ausgewählten Kartierflächen in % (Erläuterung der Versiegelungskürzel siehe Kartierschlüssel Tabelle 21).	91
Tabelle 23:	Anteil der einzelnen Versiegelungsarten am Gesamtversiegelungsgrad (MEBER 1997).	92
Tabelle 24:	Einstufung der kartierten Flächen in die Versiegelungsklassen, kursiv die vergleichbaren Flächen von MEBER (1997).	93
Tabelle 25:	Anteil maßgeblicher Versiegelungsarten einzelner Versiegelungsklassen an der Gesamtfläche vom Untersuchungsgebiet und Vergleich mit der Untersuchung Castroper Hochfläche (MEBER 1997), fett gedruckt die Anteile mit größeren Diskrepanzen.	94
Tabelle 26:	Hydraulische Parameter der Modellböden.	112
Tabelle 27:	Starkniederschläge des Bereichs Recklinghausen gemäß KOSTRA-Atlas des DWD (1999).	114
Tabelle 28:	Volumen der Versickerungsmulde bei einem Durchlässigkeitsbeiwert von $k_f = 3,8 \cdot 10^{-6}$ m/s.	115
Tabelle 29:	Flächenanteile für die Mustergrundstücke.	119
Tabelle 30:	Wasserhaushalt bei der Muldenversickerung.	120
Tabelle 31:	Ergebnisse der Jahresbilanzen der Rigolenversickerung.	123
Tabelle 32:	Erhöhung der GwNeubildung durch die Regenwasserversickerung.	126

Tabelle 33:	Maßgebliche Erhöhung der GwNeubildung in den Bebauungsgebieten.	126
Tabelle 34:	Vergleich zwischen den gemessenen und den mittels numerischem Grundwassermodell berechneten Abflussraten.	140
Tabelle 35:	Zusammenfassung der Varianten, Annahmen und Ergebnisse der Simulation.	145
Tabelle 36:	Zusammenstellung der Empfehlungen für Behörden, Stadtplaner und Bürger.	164

Vorwort

Die Phase II der „Pilotstudie zum Einfluss der Versickerung auf den Wasserhaushalt eines Stadtteils“ wurde im November 2000 durch die Westfälische Wilhelms-Universität Münster und die Universität Essen beantragt. Dieser wurde durch das Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen am 10.01.2001 bewilligt (AZ: IV-9-042234). Mit dem Schreiben vom 22.01.2001 nahmen die Universitäten den Auftrag an.

Im folgenden Abschlussbericht wurde die Struktur des Antrages und dessen Einteilung in Arbeitsschritte (AS) übernommen. Hinweise auf die Arbeitsschritte befinden sich zum Teil in den Überschriften der einzelnen Kapitel.

Die Arbeiten zur Pilotstudie liefen vom 01.02.2001 bis 31.12.2001. Die Auswertungen beruhen sich zum überwiegenden Teil auf das hydrologische Jahr 2001 (von 01.11.2000 bis 31.10.2001, im Folgenden Wasserwirtschaftsjahr WWJ bezeichnet). Die Arbeiten schlossen sich an die Phase I der Pilotstudie (AZ: IV B 6-042234), die im Zeitraum vom 01.11.2000 bis 31.12.2000 durchgeführt wurde, an.

An dieser Stelle möchten wir den beteiligten Behörden und Partner für die sehr gute Zusammenarbeit und die angeregten Diskussionen sowie für die Bereitstellung von Daten danken. Hierbei sind insbesondere zu nennen: Kreis Recklinghausen, Stadt Recklinghausen, Stadt Oer-Erkenschwick, Stadt Marl, Staatliches Umweltamt Herten, Deutsche Steinkohle AG, Deutsche Montan Technologie GmbH, Ruhruniversität Bochum, Biologische Station, Wasser- und Bodenverband Marl-Ost, Agra-Umweltdienste GmbH, Vormann GmbH.

1 Einleitung

1.1 Problematik

Durch die Änderung des Paragraphen 51 a des Landeswassergesetzes NRW (LWGNW 1995) hat die entwässerungstechnische Versickerung von Regenabflüssen in Nordrhein-Westfalen in den letzten Jahren stark an Bedeutung gewonnen. Dieser Paragraph schreibt vor, dass „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 ist, sofern dies ohne Beeinträchtigung des Wohls der Allgemeinheit möglich ist. Die dafür erforderlichen Anlagen müssen den jeweils in Betracht kommenden Regeln der Technik entsprechen.“ Mittlerweile wird klar, dass die ökologischen Folgen einer solchen Maßnahme nicht ausreichend abgeschätzt wurden.

Die technischen und finanziellen Vorteile einer technischen Regenwasserversickerung sind:

- Verwendung kleinerer Kanalquerschnitte, dadurch, dass das Regenwasser direkt auf dem eigenen Grundstück versickert wird,
- Anschluss von Neubaugebieten an bestehende Kanalisationen mit begrenzter Kapazität bzw. kostengünstigere Sanierung von überlasteten Kanälen durch Inliner bei Abkopplung versiegelter Flächen,
- größere Effektivität der Kläranlagen infolge gleichmäßiger Schmutzkonzentrationen im zu reinigenden Abfluss, Entlastung der Pumpwerke,
- und damit einher gehen geringere Kosten.

Die ökologischen Vorteile einer technischen Regenwasserversickerung sind: Zwischenspeicherung von Hochwasserabflüsse vor Ort,

- Reduzierung von Spitzenwasserabflüssen in Gewässern,
- Unterstützung der Grundwasserneubildung in stark versiegelten Gebieten,
- Erhöhung des Niedrigwasserabflusses in Gewässern, Erhöhung der Verdunstungsraten im urbanen Raum,
- positive Auswirkungen auf das Stadtklima.

Neben diesen Vorteilen sind folgende mögliche negative ökologische Auswirkungen zu erwähnen, die immer mehr in das Interesse der Fachleute und der Öffentlichkeit geraten:

- Eine technische Versickerung stellt eine nicht zu unterschätzende Veränderung des Wasserhaushaltes dar, die eventuell zu einer Anhebung der Grundwasserstände bzw. zu einer Verringerung der Flurabstände führen kann.
- Durch höhere Grundwasserstände geraten Gebäudeteile in den Grundwasserbereich. Dies kann zu Vernässungen von nicht abgedichteten Kellern, zu Setzungserscheinungen oder

zu einem Auftrieb von wasserundurchlässigen Gebäudekonstruktionen (wie z.B. Tanks) und somit zu Gebäudeschäden führen.

- Die höheren Grundwasserstände können Schädigungen an der Vegetation und im Gewässerbett eines Vorfluters hervorrufen.
- Ein Anstieg der Grundwasserstände kann zudem im Bereich von Friedhöfen den Ablauf von Verwesungsprozessen einschränken.
- Ein zusätzliches Risiko stellen Altlasten dar. Durch einen unkontrollierten Grundwasseranstieg können die Altlasten in Kontakt mit dem Grundwasser kommen und somit können z.B. Schadstoffe mobilisiert werden.

Nach der anfänglichen Euphorie für die neuen Entwässerungskonzepte treten vor allem im Emschergebiet jetzt verstärkt o.g. Probleme auf, so dass detaillierte Untersuchungen des Einflusses der Versickerung auf den Wasserhaushalt unabdingbar sind, wenn die Regenwasserversickerung sinnvoll und ohne volkswirtschaftliche Schäden angewandt werden soll.

Auf die Problematik des veränderten Wasserhaushaltes hat bereits MEIBNER (1997) hingewiesen (Abbildung 1). Im linken Teil dieser Abbildung ist die Verteilung von Verdunstung, Oberflächenabfluss und Versickerung in einem unbebauten Gebiet als prozentualer Summenanteil aufgeführt.

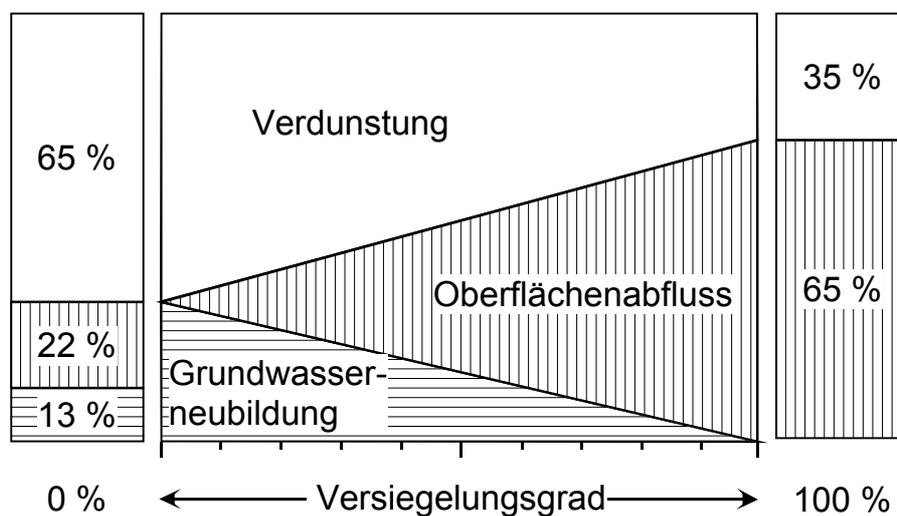


Abbildung 1: Schematische Wasserbilanz für verschiedene Nutzungsstrukturen ohne Versickerungsmaßnahmen (prozentuale Anteile bezogen auf den mittleren Jahresniederschlag von 600 mm in Würzburg) (nach MEIBNER 1997).

Im ursprünglichen unbebauten Zustand, also Versiegelungsgrad gleich 0 %, entsprechen die Anteile einem natürlichen Zustand. Mit zunehmender Bebauung und damit verbundener Versiegelung der Fläche ändern sich die Anteile. Im natürlichen Zustand wird in unseren Breiten vom Niederschlag ca. 65 % verdunstet und ca. 22 % oberirdisch je nach Hangneigung abfließen. Die übrigen ca. 13 % kommen zusammen mit dem oberirdischen Abfluss,

denn auch der wird irgendwann versickern, der Grundwasserneubildung mit insgesamt ca. 35 % zugute. Mit zunehmender Versiegelung nimmt der Oberflächenabfluss bis auf ca. 65 % zu, immer weniger Wasser verdunstet (bis zu 35 %). Der Anteil, der natürlichen Grundwasserneubildung geht bis auf 0 % zurück. Wenn man jetzt aber den gesamten Oberflächenabfluss (bis zu 65 %) in den Untergrund über Versickerungsanlagen einbringt, erhöht sich der Anteil der Grundwasserneubildung (bis zu 65 %) gegenüber dem natürlichen Zustand (35 %). Bei einer nahezu Verdoppelung der Anteile ist leicht nachzuvollziehen, dass der Grundwasserspiegel ansteigen kann. Daher muss nach MEIBNER (1997) bei der Planung von Versickerungsanlagen in einem Neubaugebiet darauf geachtet werden, dass der Grundwasserspiegel langfristig nicht ansteigt. Aus diesem Grund ist die Erstellung hydrogeologischer Gutachten für die Planung von Versickerungsanlagen zur Beurteilung der großräumigen Auswirkung von Versickerungsmaßnahmen auf den Grundwasserspiegel unverzichtbar.

Die großräumigen Auswirkungen der Versickerungen auf die Grundwasserverhältnisse sind im Gesamtkontext mit der Kanalisationssystem (Dränagewirkung der Kanäle, Sanierung der Kanäle), dem Entsorgungssystem (Kläranlagen), den Wasserhaltungsmaßnahmen (z. B. Poldergebiete im Ruhrgebiet), den Bergsenkungsgebieten und der Wasserwirtschaft (Grundwasserentnahmen) zu betrachten.

1.2 Ziel der Pilotstudie

Das Ziel der Pilotstudie ist die Untersuchung des Einflusses der Versickerung auf den Wasserhaushalt eines Untersuchungsgebiet (Kapitel 3). Denn nur anhand von konkreten Beispielen können grundsätzliche Planungsvorgaben für die Praxis abgeleitet werden, um eine negative Beeinflussung der Grundwassersituation zu vermeiden.

Die Ziele der Pilotstudie sind im Einzelnen:

- Die Auswirkungen einer technischen Versickerung der Niederschläge auf die Grundwasserverhältnisse sollen berechnet werden.
- Die beeinflussenden Faktoren (Dimension der Bebauungsgebiete, Versiegelungsgrad, Versickerungsrate, Niederschlag, und einschränkend die Böden bzw. Durchlässigkeitsbeiwerte) sollen im Hinblick auf ihren Einfluss auf die Versickerung verglichen werden.
- Ein Konzept zur Abschätzung der maximal verträglichen Versickerung in dem betreffenden Untersuchungsgebiet im Hinblick auf eine nachhaltige Sicherung der Flurabstände soll erarbeitet werden.
- Empfehlungen für Behörden, Stadtplaner und Bürger sollen erarbeitet werden.

Die Ergebnisse (Grundwassergleichenkarte, Flurabstandskarte und Grundwasserstandsdifferenzkarte) können im Anschluss an die Pilotstudie durch die entsprechende Behörde für das Internet verfügbar gemacht werden (Bürgernähe).

1.3 Vorgehensweise

Für die Abschätzung des Einflusses der Versickerung auf den Wasserhaushalt und auf die Grundwasserverhältnisse bedarf es einer ganzheitlichen Betrachtung. Es ist das Zusammenwirken der Grundwasserhaushaltsverteilung unterhalb von Versickerungsanlagen und außerhalb der Versickerungsanlagen unter Berücksichtigung hydrogeologischer Verhältnisse zu betrachten.

Nach Auswahl eines geeigneten Untersuchungsgebietes wurden im Rahmen der Pilotstudie, dessen Ablauf in Abbildung 2 schematisch dargestellt ist, Informationen über die Geologie, Hydrogeologie, Böden, Klima, Topographie und Nutzung bzw. Versiegelung zusammengetragen und ausgewertet. Im Rahmen der Datenerhebung vor Ort wurden die Grundwassersituation sowie oberirdische Gewässer kartiert und vermessen. Daraus resultieren Aussagen über die Flurabstände, Grundwasserentnahmen und Abflussmengen. Die Durchlässigkeiten des Untergrundes wurden mit verschiedenen Methoden flächendifferenziert ermittelt.

Im Rahmen der Pilotstudie werden im Sinne der ganzheitlichen Betrachtung alle wichtigen hydraulischen Prozesse im Boden mittel unterschiedlicher Computermodelle abgebildet. So wird die flächendifferenzierte Grundwasserneubildungsrate für das gesamte Untersuchungsgebiet, d.h. ohne Berücksichtigung der Versickerungsanlagen, mit dem Programm GwNeu nach MEßER (1997) bestimmt (Kapitel 6). Mit dem Programm HYDRUS_2D (1999) wird die Wasserhaushaltsbilanzierung unterhalb von Versickerungsanlagen berechnet (Kapitel 7). Dieses Programm ist in der Lage, die komplexen Verhältnisse des Versickerungsvorganges abzubilden und erlaubt Aussagen über die Grundwasserneubildungsraten unterhalb von Versickerungsanlagen.

Die mit dem o.g. Programmen berechneten Grundwasserneubildungsraten finden Eingang in eine numerische Grundwassermodellierung mit dem Programm SPRING (Kapitel 8), das auf der Methode der Finiten Elementen beruht. Dieses Programm ist ein effektives Werkzeug zur Berechnung der Grundwasserströmungsverhältnisse und somit zur Berechnung der Grundwasserstände. Für die Netzkonfiguration und die Simulation benötigt das System eine Vielzahl von Eingangsdaten, die im Zuge der Vorarbeiten erhoben wurden (Kapitel 4).

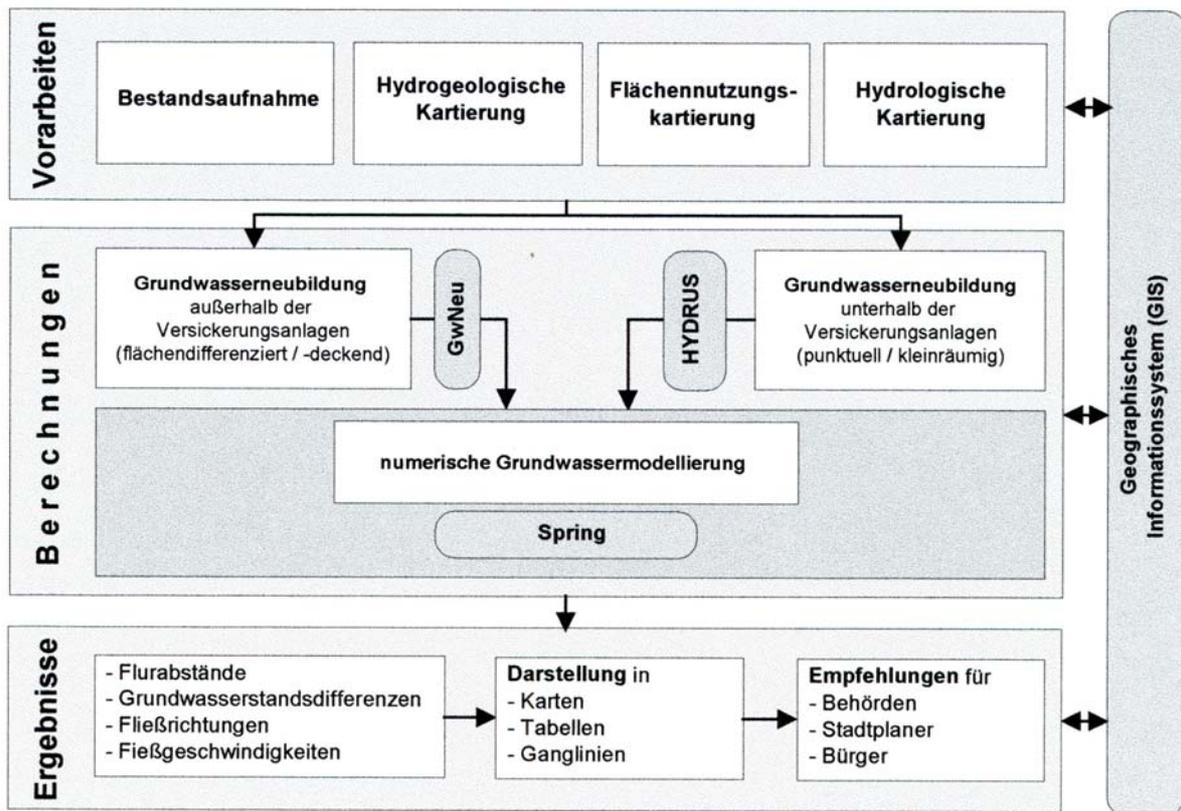


Abbildung 2: Schematische Darstellung der Vorgehensweise der Arbeiten in der Pilotstudie.

1.4 Beteiligte Institutionen

Auftragnehmer:

Westfälische Wilhelms-Universität Münster

Lehrstuhl für Angewandte Geologie

Ansprechpartner: Prof. Dr. W. Coldewey

Dr. P. Göbel

Corrensstr. 24

48149 Münster

Universität Essen

Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft

Ansprechpartner: Prof. Dr.-Ing. W.F. Geiger

Dipl.-Ing. S. Fach

Universitätsstraße 15

45141 Essen

Bezeichnung im Text:

WWU

UE

Unterauftragnehmer:

Deutsche Montan Technologie GmbH DMT
Safe Ground Division
Ansprechpartner: Dipl.-Math. H. Kories
Dipl.-Geol. Dr. J. Meßer
Am Technologiepark 1
45307 Essen

Kooperierende Behörden:

Staatliches Umweltamt Herten StUA
Ansprechpartner: Dr. Pascaly
Gartenstr. 27
45699 Herten

Kreisverwaltung Recklinghausen RE
Tiefbauamt und Untere Wasserbehörde
Ansprechpartner: Dipl.-Ing. Kahrs-Ude (Leiter des Tiefbauamtes)
Dipl.-Ing. Tigges (Altlasten)
Dipl.-Ing. Fischer (Versickerungen)
Kurt-Schumacher-Allee 1
45657 Recklinghausen

2 Kenntnisstand

Die Versiegelung und schnelle Entwässerung städtischer Oberflächen verursacht ökologische und ökonomische Probleme, die in der hohen Dynamik des Regenwasserabflusses begründet liegen. Eine Lösung besteht darin, Regenwasser vor Ort dezentral zu versickern. Mit diesem Ansatz sind jedoch eine ganze Reihe von Folgewirkungen verbunden, die bislang noch nicht ausreichend berücksichtigt werden. Besonders der Wasserhaushalt wird durch das Wechselspiel von Oberflächenabfluss, Speicherung, Versickerung und Verdunstung von Regenwasser beeinflusst. Im Rahmen dieser Pilotstudie ist nun der Einfluss der Versickerung von Regenwasser auf den Wasserhaushalt zu klären.

2.1 Grundlagen verschiedener Entwässerungskonzepte

Jahrzehntlang wurde in Deutschland bei der Stadtentwässerung das generelle Anschlussprinzip aller befestigter Flächen an Misch- und Trennkanalisationen verfolgt. Ziel des Konzeptes war es, das anfallende Niederschlagswasser so schnell und vollständig wie möglich aus dem Siedlungsgebiet abzuleiten und weitgehend einer Reinigung zuzuführen. Dabei kam es zu einer Erhöhung des Oberflächenabflusses und einem Rückgang der Verdunstung in den Städten. Die Effektivität von Kläranlagen wurde durch das zu Regenzeiten stark verdünnte Wasser beeinträchtigt und die Gewässer wurden durch punktuelle, übermäßig starke Regenwassereinleitungen bzw. Mischwasserentlastungen geschädigt.

Die Erkenntnis über die ökologischen Auswirkungen dieses Prinzips machte es notwendig, die traditionelle Entwässerungstechnik zu überdenken und Alternativen zu entwickeln. Diese Gedanken führten Mitte der neunziger Jahre zu Änderungen der Wassergesetze, die insbesondere in Nordrhein-Westfalen auf eine möglichst vollständige Versickerung, Verrieselung oder Einleitung stofflich gering belasteter Niederschlagsabflüsse zielten. Hauptziel der modifizierten Entwässerung ist es,

- die Grundwasserneubildung in stark versiegelten Gebieten zu unterstützen,
- die Hochwasserabflüsse zwischenzuspeichern,
- die Abflussspitzen zu reduzieren,
- die Niedrigwasserabflüsse von Gewässern zu erhöhen und
- die Niederschlagsabflüsse durch eine Passage der belebten Bodenzone zu reinigen.

Angesichts des Fortschrittes der Erkenntnisse im Bereich der Stadtentwässerung muss es möglich sein, Konzepte zu entwickeln, die dem Begriff einer nachhaltigen Stadtentwässerung gerecht werden, sonst baut sich über einen längeren Zeitraum ein Gefahrenpotenzial unbekanntem Ausmaßes auf. Deutlich wird dies vor allem bei den neuen Regelungen wie dem überarbeiteten Arbeitsblatt A 138 (ATV-DVWK 2000) und dem neu entwickelten Merkblatt M 153 (ATV-DVWK 2000), die den Bereich der technischen Versickerung auch für verun-

reinigtes Regenwasser regeln, wie die Beurteilung des Verschmutzungsgrades des Oberflächenabflusses und der spezifischen Reinigungswirkung bestimmter Anlagen.

2.2 Grundlagen der Versickerung von Niederschlagswasser

Das Ziel eines nachhaltigen Entwässerungskonzeptes beinhaltet, dass die Ableitung dem sogenannten Retentionsprinzip folgen sollte, das auf einer Verzögerung des Abflusses vor allem durch Zwischenspeicherung zum Beispiel im Boden oder auf einem Gründach basiert (GEIGER & DREISEITL 2001). So kann ein Teil des Wassers evapotranspiriert, ein Teil dem Grundwasser zugeführt und ein weiterer Teil verzögert oberirdisch abgeleitet werden. Dies funktioniert am besten mit einer dezentralen Bewirtschaftung, so dass der Abfluss direkt am Entstehungsort oder nach nur kurzem Fließweg zurückgehalten und versickert wird (SIEKER 1997). Hauptbestandteil zur Verwirklichung des Retentionsprinzips stellt die Regenwasserversickerung dar. Im Laufe der Zeit wurde eine Reihe von Anlagen konzipiert, die sich in Größe, Versickerungsleistung und Reinigungswirkung unterscheiden. Dabei wurde erkannt, dass die Abflüsse von unterschiedlich genutzten Flächen verschieden stark mit Schadstoffen belastet sind, so dass nicht alle Systeme generell für die Versickerung aller Niederschlagsabflüsse geeignet sind (REMMLER & SCHÖTTLER 1995). Vor allem unterirdische Versickerungsanlagen, bei denen die Versickerung nicht über die belebte Bodenzone erfolgt, besitzen kaum Reinigungsleistung und dürfen lediglich für schwach belastete Abflüsse eingesetzt werden (GEIGER & DIERKES 1999). Grundsätzlich lassen sich die Versickerungsanlagen wie folgt einteilen:

- Anlagen ohne Speicherung,
- Anlagen mit oberirdischer Speicherung,
- Anlagen mit unterirdischer Speicherung.

Die Bemessung aller Anlagen erfolgt mit Hilfe des Arbeitsblattes A 138 (ATV-DVWK 2000). Weitergehende konstruktive Vorgaben und Empfehlungen für die Materialwahl enthält das Handbuch von GEIGER & DREISEITL (2001). Darüber hinaus geben GEIGER & DREISEITL (2001) einen Überblick über die Vor- und Nachteile der jeweiligen Systeme. Eine Reihe von Forschungsprojekten beschäftigten sich in den letzten zehn Jahren mit Anlagen zur Regenwasserversickerung (WINZIG 1997, HÜTTER 1999, REMMLER & SCHÖTTLER 1995, SIEKER & HARMS 1988, BORGWARDT 1995, GROTEHUSMANN et al. 1992). Ziel der Forschung war es, Bemessungsverfahren zu entwickeln und zu überprüfen, die dem planenden Ingenieur eine sichere Dimensionierung ermöglichen, damit Überdimensionierungen vermieden und das Versagen von Anlagen verhindert werden können. In den letzten Jahren wurden verstärkt Forschungsprojekte zur Anlagerung und zum Abbau von Schadstoffen bei Versickerungsanlagen qualitativ durchgeführt. Diese Schadstoffe stellen ein nicht zu unterschätzendes Gefahrenpotenzial dar. Nur bei günstigen hydrogeologischen Voraussetzungen und bei der Ver-

wendung geeigneter Materialien und einer korrekten Bauausführung kann eine qualitative Beeinflussung des Grundwassers ausgeschlossen werden.

2.3 Grundlagen und Folgen des Infiltrationsvorgangs von Regenwasser

Quantitative Beiträge von Versickerungsanlagen zum Wasserhaushalt sind bislang jetzt nur unzureichend untersucht worden. Die Bemessungsgrundlagen für Versickerungsanlagen gehen in der Regel von einfachen Speicheransätzen aus. Dabei werden der Zufluss zur Versickerungsanlage Q_{zu} und der Abfluss Q_{ab} und die zugehörige Speichervolumenänderung berücksichtigt (GEIGER & DREISEITL 2001). Für den versickerten Abfluss wird vereinfacht ein Ansatz nach DARCY verwendet, bei dem angenommen wird, dass das hydraulische Gefälle gleich eins gesetzt werden kann und der Durchlässigkeitsbeiwert des ungesättigten Bodens nur dem halben Durchlässigkeitsbeiwert des gesättigten Bodens entspricht. Dieser Ansatz wird dem komplexen Abflussgeschehen nicht gerecht. So werden die Evapotranspiration, der kapillare Aufstieg oder ein Rückstau bei der Versickerung, zum Beispiel durch eine unterlagernde geringer durchlässige Schicht verursacht, nicht berücksichtigt. Für eine Bemessung von Anlagen reichen diese Ansätze in der Regel aus, da sie Sicherheitsfaktoren beinhalten, so dass auch bei eventuellem Rückstau die Speicher ausreichend groß bemessen werden. Für die Abschätzung der Wassermengen, die in das Grundwasser gelangen, ist der Ansatz aber unbrauchbar. Für die Praxis bedeutet dies zudem, dass Empfehlungen für einen sinnvollen Grad der Entsiegelung, also für die Anzahl und Dichte von Versickerungsanlagen in bebauten Gebieten, nicht gegeben werden können, da dafür das Zusammenwirken von Grundwasserneubildung unter den Versickerungsanlagen und die räumliche Grundwassersituation im Sinne einer ganzheitlichen Betrachtung zu untersuchen sind.

Hier müssen detaillierte Modelle verwendet werden, die alle wichtigen Prozesse im Boden korrekt abbilden. Dies ist nur mit komplexen Ansätzen möglich, wie sie die Methode der mathematischen Modellierung mit Finiten Elementen erlaubt (ZIMMER 1999, BENNER et al. 1991). So können Wasserhaushaltsbilanzen für die Versickerungsanlagen (DITTRICH & MÜNCH 1999) aufgestellt werden, die ausreichend genau Ergebnisse über die einzelnen Pfade des Wassers unterhalb der Versickerungsanlagen erlauben. In diesem Fall spielen nicht nur das Baumaterial und die Art der Versickerungsanlage eine Rolle, sondern sämtliche hydrogeologische Verhältnisse, wie die ungesättigte Zone und der Grundwasserflurabstand, sind von Bedeutung.

Die zur Verfügung stehenden Anlagen zur Regenwasserversickerung wirken sich unterschiedlich auf den Wasserhaushalt aus (GEIGER et al. 1999).

- Bei der Flächenversickerung ist die versickerungswirksame Fläche groß und der hydraulische Gradient im Belastungsfall gering. Außerdem kommt es während Trockenzeiten zu einem verstärkten kapillaren Aufstieg des Wassers und zu einer verstärkten Evapotranspiration.

- Bei der oberirdischen Speicherung in Mulden oder Infiltrationsbecken steht eine wesentlich kleinere spezifische Fläche und im Belastungsfall ein höherer hydraulischer Gradient zur Verfügung, so dass flächenbezogen größere Anteile an Wasser konzentriert in den Untergrund infiltriert werden.
- Bei unterirdischen Versickerungsanlagen wie Rigolen und Versickerungsschächten wird in der Regel noch mehr Wasser pro Flächeneinheit versickert, so dass hier die Evapotranspiration nahezu vernachlässigt werden kann.

Die Grundwasserneubildung urbaner Räume, d.h. außerhalb der Versickerungsanlagen, stellt einen weiteren bedeutenden Faktor des Wasserhaushalts eines Stadtteils dar. Vergleicht man den Wasserhaushalt vor der Industrialisierung im Ruhrgebiet mit der Zeit heute, so zeigt sich, dass die Verdunstung heute erheblich niedriger (20 bis 35 %) und der Oberflächenabfluss erheblich höher (50 bis 75 %) sind (MEBER 1997). MEBER (1997) erweiterte das Verfahren von SCHROEDER & WYRWICH (1990) zur Berechnung der flächendifferenzierten Grundwasserneubildung in Nordrhein-Westfalen grundlegend in Bezug auf die Einflüsse:

- der Reliefenergie,
- der Flurabstände,
- der stadtklimatischen Verhältnisse,
- der Versiegelung.

Das Verfahren ist somit in der Lage, genauere Angaben über die Grundwasserneubildung zu liefern.

Die numerische Grundwassermodellierung ist ein effektives Handwerkszeug zur Erfassung der Grundwasserströmungsverhältnisse. Hiermit lassen sich die Auswirkungen der Regenwasserversickerung auf die Grundwasserverhältnisse berechnen. Die Anwendung numerischer Grundwassermodelle als Prognoseinstrument entspricht heute dem Stand der Technik, wobei der Finite-Elemente-Methode auf Grund der größeren Modellflexibilität im Vergleich zur früher üblichen Finite-Differenzen-Methode der Vorzug zu geben ist. Die größte Verbreitung im bundesdeutschen Raum haben die Simulationssysteme FEFLOW (WASY GmbH, Berlin) und SPRING (delta h GmbH, Bochum). So kommen derzeit aufwendige numerische Grundwassermodelle beim Grundwassermanagement im Umfeld einzelner Baugruben mit ökologisch (Parkanlagen, Seenlandschaften etc.) und baugrundtechnischen (z.B. Holzpfehlgründungen) sensiblen Gebieten zum Einsatz. Hier wird einer möglichen Absenkung des Grundwasserspiegels im Bereich von Baugruben mit gezielter Versickerung von Wasser entgegen gewirkt (COLDEWEY et al. 1999). Dies bedeutet, dass im Einzelfall ein enormer Aufwand betrieben wird, der normale Bürger aber wird mit seinen Grundwasserstandsproblemen allein gelassen. Hier besteht für Bürger und Behörden ein großer Bedarf an Aufklärung und zielführenden Empfehlungen bezüglich des Umgangs mit dem Niederschlagswasser bei der Ausweisung von Bebauungsgebieten.

2.4 Rechtsgrundlagen

Niederschlagswasser ist definitionsgemäß Abwasser, wenn es von bebauten oder befestigten Flächen abfließt und gesammelt wird, unabhängig von Menge und Verschmutzungsgrad. Für die dezentrale Niederschlagswasserbeseitigung bedeutet dies, dass Niederschlagswasser der sogenannten Abwasserbeseitigungspflicht unterliegt, die gemäß der bundesrechtlichen Vorgabe in § 18a Abs. 2 Wasserhaushaltsgesetz (WHG 1996) grundsätzlich den nach Landesrecht zuständigen Körperschaften des öffentlichen Rechts obliegt. Der Eigentümer oder Nutzungsberechtigte einer versiegelten Fläche darf daher das Niederschlagswasser nicht versickern oder sonst wie dezentral beseitigen, sondern er muss es in die öffentliche Kanalisation ableiten (Anschluss- und Benutzungszwang). Es bedarf somit einer Regelung, ob der Eigentümer und Nutzungsberechtigte selbst das Niederschlagswasser beseitigen muss und unter welchen Voraussetzungen der Anschluss- und Benutzungszwang entfallen kann.

Die dezentrale Niederschlagswasserbeseitigung führt stets zu einer Gewässerbenutzung im Sinne des § 3 Abs. 1 WHG (WHG 1996), die grundsätzlich einer bei der Wasserbehörde zu beantragenden Erlaubnis gem. § 7, 7a WHG (WHG 1996) bedarf. Dies sowie evtl. weitere Genehmigungsverfahren zum Beispiel nach Bauordnungsrecht erschweren die flächendeckende dezentrale Niederschlagswasserbeseitigung.

Nordrhein-Westfalen hat das Niederschlagswasser von der öffentlichen Abwasserbeseitigungspflicht ausgenommen und im Landeswassergesetz bestimmt, dass es unter gewissen Voraussetzungen vom Grundstücksinhaber zu beseitigen ist. Hier besteht für die Grundstücke, die nach dem 01.01.1996 erstmals bebaut, befestigt oder an die öffentliche Kanalisation angeschlossen worden sind, die gesetzliche Pflicht zur dezentralen Niederschlagswasserbeseitigung (§ 51a Abs. 1 LWGNW 1995). Wenn die dezentrale Niederschlagswasserbeseitigung auf diesen Grundstücken nicht möglich ist, liegt die Abwasserbeseitigungspflicht bei der Gemeinde, wobei sie die Zielsetzung des Gesetzes, möglichst viel Wasser von den Kläranlagen fernzuhalten, zu beachten hat. Auch dort, wo die dezentrale Niederschlagswasserbeseitigung auf den jeweiligen Grundstücken möglich ist, auf denen es anfällt, kann die Gemeinde durch Satzung festlegen, dass Niederschlagswasser in öffentlichen Anlagen - also nicht durch die Nutzungsberechtigten der Grundstücke - beseitigt werden muss.

Die Kommunen können die Pflicht zur Vorhaltung von Sickerflächen und die Schaffung von Versickerungseinrichtungen auf der Grundlage des Baugesetzbuches durch entsprechende Festsetzungen in Bebauungsplänen begründen (§ 9 Abs. 1 Nr. 14, 21 BauGB 1997). Die Festsetzungen haben zur Folge, dass eine Baugenehmigung nur erteilt bzw. ein Gebäude nur errichtet werden darf, wenn die baulichen Voraussetzungen für die Versickerung erfüllt sind. Die Verknüpfung der Versickerungspflicht mit einem Bauvorhaben bedeutet jedoch, dass sie sich auf diesem Wege nur für Neubauten, nicht aber für bestandskräftig genehmigte Gebäude begründen lässt. Für die flächendeckende Einführung der Versickerung sind bauplanungsrechtliche Festsetzungen daher nur bei Ausweisung von neuen Baugebieten geeignet. Hier bietet sich auch die Möglichkeit vorzuschreiben, dass nicht das gesamte Niederschlagswasser

versickert werden darf, wenn diese Maßnahme negative Auswirkungen auf das Grundwasser hat.

3 Untersuchungsgebiet

3.1 Wahl des Untersuchungsgebietes

Bei der Wahl des für die Pilotstudie geeigneten Untersuchungsgebietes mussten folgende Bedingungen für die Versickerung von Regenwasser nach dem Stand der Technik erfüllt werden. Zwei im Arbeitsblatt A 138 (ATV-DVWK 2000) geforderte Voraussetzungen für die Versickerung von Niederschlagswasser sind:

- Flurabstände größer als 2 m und
- Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $k_f = 1 \cdot 10^{-6}$ m/s und $k_f = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s.

Als weitere Bedingung für die Auswahl des Untersuchungsgebietes war das Vorhandensein eines Grundwassermodells. Bei diesem Modell handelt es sich um ein Grundwassergrobmodell des nördlichen Ruhrgebietes, das von einer Arbeitsgemeinschaft unter Beteiligung der DMT im Auftrag der Deutschen Steinkohle AG (DSK) erstellt wurde. Die DSK hat das Teil-Grundwassermodell für die betreffenden Bereiche freundlicherweise zur Verfügung gestellt. Somit lagen wenn auch grobe Vorstellungen über die lokalen hydrogeologischen Verhältnisse vor, die im Zuge der Untersuchungen verfeinert wurden.

Die genannten Kriterien wurden von zwei Gebieten im Bereich von Recklinghausen erfüllt. Die Wahl fiel schließlich auf das Gebiet um Recklinghausen-Speckhorn, da dort weniger grundwasserbeeinflusste Böden - als Folge von höheren Flurabständen - und eine geringere Anzahl an verschiedenen Bodentypen vorhanden sind. Weiterhin ist die geringere Bebauung des genannten Gebietes als wichtige Voraussetzung für die anschließend zu entwickelnden Szenarien zu sehen.

3.2 Lage des Untersuchungsgebietes

Das im Norden der Stadt Recklinghausen gelegene Untersuchungsgebiet (Anhang 1.01) hat eine Größe von ca. 11,5 km². Es erstreckt sich auf den Stadtgebieten von Recklinghausen (Süden), von Oer-Erkenschwick (Nordosten) und zu einem geringen Teil von der Stadt Marl (Nordwesten). Als Siedlungsgebiete sind für das Untersuchungsgebiet der nördliche Innenstadtteil der Stadt Recklinghausen sowie die Stadtteile Alt-Oer, Wohngebiet Mühlenstr., Speckhorn, Börste und Beising zu nennen (Anhang 1.09). Markante Strukturen bilden die NNW-SSO verlaufende Bahnlinie Münster-Recklinghausen sowie die W-O verlaufende Landstraße L511, dem Autobahnzubringer zur BAB A43.

Begrenzt wird das Untersuchungsgebiet im Norden und Osten durch den Vorfluter Silvertbach. Die westliche Grenze bildet der in den Nieringbach übergehende Burggraben. Die Vorfluter sind als feste Grenzen des in der Phase I festgelegten Modellgebietes zu sehen

(Anhang 8.01). Das Untersuchungsgebiet wurde in südlicher Richtung großzügiger bemessen (Anhang 8.02).

3.3 Geologie

Das Untersuchungsgebiet ist Teil der Westfälischen Kreidebucht. Hier lagern unter einer geringmächtigen Bedeckung des Quartär, Schichten der Oberkreide diskordant auf gefaltetem Oberkarbon (Wittener, Bochumer und Essener Schichten des Westfal A und B).

Da von den Schichten der Kreide nur das Santon und Coniac eine hydrogeologische Bedeutung (Kapitel 3.4) für die Pilotstudie besitzen, werden im Folgenden ausschließlich diese Schichten behandelt.

Beim Recklinghäuser Sandmergel (oberes und mittleres Santon, Abbildung 3) handelt es sich um eine Wechsellagerung tonig-mergeliger Feinsande mit zwischengelagerten harten Kalksandsteinbänken (COLDEWEY 1991).

Im Liegenden des Recklinghäuser Sandmergels liegt der Emscher-Mergel (Coniac und Santon), der eine eintönig ausgebildete Abfolge von Ton- und Sandmergelsteinen mit einem hohen Kalkanteil bildet (BIRK & COLDEWEY 1986). Da die Kreideablagerungen flach nach Norden einfallen, nimmt die Mächtigkeit der Recklinghäuser Sandmergel von Süden nach Norden zu, d.h. der Emscher Mergel steht im nördlichen Revier sehr viel tiefer an als im mittleren Revier.

Die Schichten des Quartär, die sich aus Flugsanden, Löss und Talauensedimente zusammensetzen, bilden die jüngsten Schichten des Gebietes. Nach der Digitalen Geologischen Karte (Anhang 1.02 und Anhang 1.03) treten im Süden des Gebietes (im Bereich des Recklinghäuser Höhenrückens, Kapitel 3.7) Löss-Ablagerungen (schluffige Feinsande) auf. Im Norden sind hingegen im Wesentlichen die graugelben, kalkfreien, fein- bis mittelkörnigen Flugsande vertreten. In den Talauen sind meist tonig-sandige, zum Teil anmoorige ausgebildete holozäne Sedimente verbreitet.

Aufschüttungen sind der Rodelberg (südlich des Freibades Mollbeck) sowie zwei Flächen im nordöstlichen Stadtgebiet von Recklinghausen. Im Norden im Bereich des Bergwerks Blumenthal ist eine Halde zu nennen, die bereits wieder bewaldet ist.

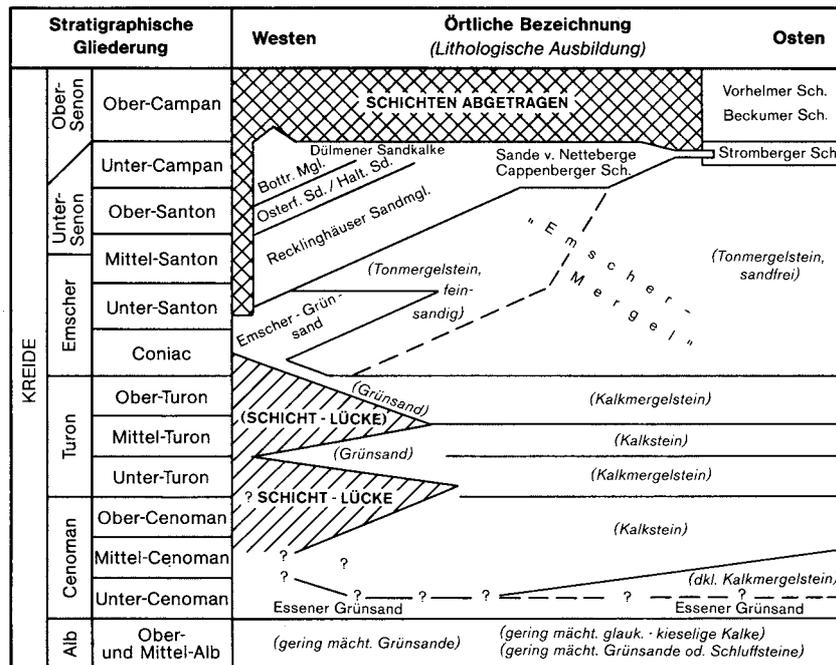


Abbildung 3: Fazieschema des Kreidegebirges im Rheinisch-Westfälischen Industriegebiet (MÜLLER 1982).

3.4 Hydrogeologie

Die im Blattgebiet verbreiteten Sedimente des Quartär (Flugsande, Löss-Ablagerungen und Talauensedimente) besitzen nur eine geringe Mächtigkeit und liegen im Bereich der Wasserscheide zur Emscher im Süden oberhalb der Grundwasseroberfläche, so dass diese dort in der Regel nicht wasserführend sind. Entlang der Vorfluter, vor allem im Norden, sind die Talauensedimente in der Regel Grundwasser erfüllt und sind als grundwasserleitende Schichten einzustufen.

Die Schichten des Santon sind für den Wasserhaushalt des Untersuchungsgebietes von entscheidender Bedeutung. So sind im Recklinghäuser Sandmergel sowohl die härteren Kalksandsteinbänke als auch die Porenräume des Sandes wassererfüllt (Kluft- und Porengrundwasserleiter). Die Hauptzuflüsse kommen dabei aus den eingelagerten klüftigen Kalksandsteinbänken (COLDEWEY 1991). Bis in eine Tiefe von ca. 50 m sind die Recklinghäuser Sandmergel geklüftet und wasserführend. Darunter ist die Wasserführung nur noch sehr gering. Die Sedimente des Quartär und der Recklinghäuser Sandmergel ein weitgehend zusammenhängendes das erste Grundwasserstockwerk.

Dort, wo der Emscher Mergel oberflächennah ansteht, sind die obersten 1 m bis 2 m zu einem tonigen Schluff bzw. schluffigen Ton verwittert und bilden einen Grundwassergeringleiter. Dort, wo auf dem Emscher Mergel direkt Recklinghäuser Sandmergel lagert, ist keine Verwitterungsschicht ausgebildet. Somit findet auch keine Abtrennung vom Grundwasser im

Quartär statt. Darunter sind auch die Tonmergelsteine bis zu einer Tiefe von 30 m bis 50 m geklüftet und wasserführend. Zum Liegenden werden die Klüfte seltener und sind schließlich vollständig geschlossen. Der Emscher Mergel geht in einen Grundwassernichtleiter über. Da der Emscher Mergel im Norden in größeren Tiefen ansteht, ist er nur im Süden als Grundwasserleiter anzusprechen und Teil des im Modell abgebildeten Grundwasserleiters.

3.5 Böden

Die Böden im Untersuchungsgebiet zeigen eine Abhängigkeit von den geologischen (Kapitel 3.3) und hydrologischen Verhältnissen (Kapitel 3.4). Aus den Sedimenten des Quartär haben sich hier grundsätzlich Gleye, Braunerden, Parabraunerden und Pseudogleye sowie sämtliche Übergänge zwischen den einzelnen Bodentypen entwickelt. Lokal treten zudem Niedermoorböden und Anmoorgleye auf.

Die Verteilung im Gelände stellt sich wie folgt dar (Anhang 1.05 und Anhang 1.06):

- Für den südlichen Gebietsabschnitt – der die größte Fläche des Untersuchungsgebietes umfasst – sind zum Teil pseudovergleyte Parabraunerden sowie Pseudogley-Braunerden nachgewiesen ((s)L3, S3, sL3).
- Westlich und nördlich davon treten Pseudogley-Braunerden und zum Teil Braunerden oder Podsol-Braunerden sowie Braunerden auf (sB6, sB7).
- In den Fluss- und Bachläufen sind die typischen grundwasserbeeinflussten Böden, wie Gley, Pseudogley, Pseudogley-Gley, Anmoorgley, Moorgley, Braunerde-Gley, Podsolgley und Niedermoorböden verbreitet ((s)G3, (s)G6, (s)G7, G7, Hn, hG7).
- Im nördlichen Untersuchungsgebiet stehen im wesentlichen Pseudogleye an, die stellenweise Anzeichen von Podsol-, Braunerde-, Parabraunerde- und Gley-Böden zeigen (pS8, S7, S5).

Die den Böden zugeordneten Bodenkennwerte und deren Spannen sind Tabelle 1 zu entnehmen.

Tabelle 1: Zusammenstellung der Bodenkennwerte der im Untersuchungsgebiet vertretenen Böden. Angegeben ist die jeweilige Abkürzung der Bodenkennwerte, deren Einheit sowie die Spanne und das zugehörige arithmetische Mittel (Digitale Bodenkarte, Blatt L4308 Recklinghausen 2000).

Abkürzung	Bodenkennwerte	Einheit	Minimum	Maximum	Mittel ¹
nFK	nutzbare Feldkapazität im Bezugsraum	mm ^{*)}	55,60	297,30	148,16
nFKs	nutzbare Feldkapazität in der Schicht	mm/dm ^{*)}	6,00	60,00	17,48
FK	Feldkapazität im Bezugsraum	mm ^{*)}	72,70	397,5	246,37
FKs	Feldkapazität in der Schicht	mm/dm ^{*)}	8,50	78,00	27,94
LK	Luftkapazität im Bezugsraum	mm ^{*)}	64,80	141,20	98,28
LK(%)	prozentuale Luftkapazität im Bezugsraum	%	7,70	23,50	13,29
LK(4dm)	Luftkapazität im Oberboden / 4 dm	mm ^{*)}	8,70	23,50	13,29
LKs	Luftkapazität in der Schicht	mm/dm ^{*)}	5,20	20,20	12,22
KAK	Kationenaustauschkapazität im Bezugsraum	mol/m ²	23,80	1261,00	245,59
KAKs	Kationenaustauschkapazität je Schicht	mol/(dm·m ²)	1,60	31,20	10,29
Erod0	Erodierbarkeit / Verschlämbarkeit des Oberbodens (Meth.DB GL-)	1	0,00	1,00	0,37
Erod2	Erodierbarkeit schwach humoser Oberböden (Meth. B-W)	1	0,11	1,00	0,40
Erod3	Erodierbarkeit humoser Oberböden (Meth. B-W)	1	0,00	0,58	0,31
k_f	mittlerer Durchlässigkeitsbeiwert	m/s	$(0,5 \cdot 10^{-5})^2$	$(2,89 \cdot 10^{-5})^2$	$(1,36 \cdot 10^{-5})^2$
KRWE	kapillare Aufstiegsrate von Grundwasser in Bezugsraum	mm/Tag bzw. m/s	0,00	6,00	2,36
BW1	kleinere Bodenwertzahl	1	16,00	35,00	25,25
BW2	größere Bodenwertzahl	1	30,00	60,00	44,63
Gwtiefe	mittlere Grundwasserstandsstiefe mit 99 als Fehlwert	dm	6,00	99,00	55,73
Z%	Anteil von Festgestein oder Skelettbodenarten	%	0,00	50,00	6,50
S%	Anteil von Sand	%	0,00	85,00	54,80
U%	Anteil von Schluff	%	0,00	62,5	25,21
T%	Anteil von Ton	%	0,00	44,00	11,02
xm	mittlerer Grobbodenanteil (ohne Skelettbodenarten)	%	0,00	20,00	3,11
H%	Anteil von Torfen	%	0,00	0,00	0,00
hm	mittlerer Humusanteil (ohne Torfe)	%	0,00	20,00	2,60
km	mittlerer Karbonatgehalt	%	0,00	0,00	0,00

*) = mm sind gleichbedeutend mit l/m² bzw. mm/dm sind gleichbedeutend mit Vol.-%

¹ kein flächengewichtetes, sondern arithmetisches Mittel

² für Löss nicht repräsentativ

3.6 Klima

Das Untersuchungsgebiet gehört zum maritim beeinflussten nordwestdeutschen Klimabereich und zeichnet sich durch kühl-gemäßigte Sommer und mäßig-kalte Winter aus. Die mittlere Jahrestemperatur lag für die Station Recklinghausen in den Kalenderjahren 1931 bis 1950 bei 9,5 °C (HILDEN 1975). Nach dem Klimaatlas von Nordrhein-Westfalen schwankt das mittlere Tagesmittel der Lufttemperatur im Untersuchungsgebiet zwischen 9,0°C und 9,5°C (DEUTSCHER WETTERDIENST 1989).

Der mittlere Jahresniederschlag lag für die Station Recklinghausen in den Kalenderjahren 1931 bis 1950 bei 794 mm mit einem Maximum im Juli/August (HILDEN 1975). Aktuelle Daten (1996 bis 2001) wurden für den Großraum des Untersuchungsgebietes vom Staatlichen Umweltamt Herten für die Station Herten-Mitte bzw. Herten Katzenbusch zur Verfügung gestellt. Der mittlere Jahresniederschlag des Wasserwirtschaftsjahres für diesen Zeitraum lag bei 739 mm.

Die zusätzlich für die Berechnung der Grundwasserneubildung benötigten aktuellen Klimadaten Luftfeuchtigkeit und Sonnenscheindauer wurden für den Zeitraum der Pilotstudie vom Geografischen Institut der Ruhr-Universität Bochum für die Ludger-Mintrop-Stadtklimastation zur Verfügung gestellt. Die vor 1994 von der DMT betreute Station existiert bereits seit 1888. Im Mittel lag die relative Luftfeuchte bei 76 % und die Sonnenscheindauer bei 1399 h. Nach dem Klimaatlas von Nordrhein-Westfalen weist die Sonnenscheindauer für den Bereich des Untersuchungsgebietes mit 1400 h bis 1500 h eine ähnlichen Größenordnung auf (DEUTSCHER WETTERDIENST 1989).

3.7 Topografie

Der Norden des Untersuchungsgebietes weist Geländehöhen von etwa + 60 m NN auf. Nach Süden steigt die Geländeoberfläche allmählich auf ca. + 100 m NN an. Zur südlichen Gebietsgrenze fällt die Geländeoberfläche schließlich wieder auf Höhen zwischen + 90 m NN und + 80 m NN ab. Daraus resultiert ein morphologischer E-W-verlaufender Höhenzug, der zum Recklinghäuser Höhenrücken gehört (Anhang 1.07).

Markante Erhebungen im Untersuchungsgebiet stellen der Rodelberg mit einer Höhe von ca. + 122 m NN im Südwesten und die Bergehalde mit einer Höhe von ca. + 80 m NN im Norden dar. Andere kleinere Höhenzüge im Anhang 1.07 sind durch Straßen und eine Bahnlinie bedingt.

3.8 Flächennutzung

3.8.1 Aktuelle Flächennutzung

Der überwiegende Teil des Untersuchungsgebietes wird als Ackerfläche genutzt. Diese Nutzung macht fast 70 % der Gesamtfläche aus (Anhang 6.03). Bei den weiteren Nutzungsarten handelt es sich um bebaute Flächen, Wiesen und Weiden sowie Laub- und Mischwälder bzw. Gehölzbestände.

Die unterschiedlichen Arten der Nutzung lassen eine N-S-Verteilung erkennen. Die bebauten Flächen dominieren im Süden während Wiesen und Weiden sowie Wälder im Norden vertreten sind. Die Mitte des Untersuchungsgebietes wird überwiegend von Ackerflächen eingenommen.

Im Bereich der bebauten Flächen sind untergeordnet auch öffentliche und private Grün- und Parkanlagen zu finden. Größere Straßen und die Bahnlinie werden meist von Gehölzen und Gehölzbeständen gesäumt.

Im Untersuchungsgebietes befinden sich 13 Altlast- und Altlastverdachtsflächen. Von diesen liegt eine im Norden auf dem Stadtgebiet von Marl. Die anderen sind an der Südgrenze des Untersuchungsgebietes auf dem Stadtgebiet von Recklinghausen gelegen (Anhang 1.08). Eine weitere Beschreibung der Flächen ist für die qualitative Betrachtung der Pilotstudie nicht relevant.

3.8.2 Potenzielle natürliche Vegetation

Unter potenzieller Nutzung versteht man die Nutzung, die sich einstellen würde, wenn der menschliche Einfluss aufhören würde. Das Untersuchungsgebiet befindet sich im Verbreitungsraum des potenziellen Eichen-Hainbuchen-Buchenwald- und Tieflagen-Buchenwälder-Gebietes. Diese Wälder haben ihren Verbreitungsschwerpunkt im Flachland und auf mittel bis gut basenhaltigen Lehmböden aus Löss, Kreidemergel, Geschiebelehm und Talsedimenten.

4 Datenerhebung (AS 1)

Im Zuge der allgemeinen Überprüfung der Datenbasis für das Untersuchungsgebiet wurden die erforderlichen bzw. verfügbaren Karten und Daten bei den entsprechenden Behörden und Landesämtern beschafft und im Rahmen der Pilotstudie verwendet. Eine Zusammenstellung des vorliegenden Kartenmaterials kann der Tabelle 2 entnommen werden. Ergänzend wurde in Tabelle 3 die Literatur zum Untersuchungsgebiet zusammengestellt.

Tabelle 2: Zusammenstellung des vorliegenden Kartenmaterials.

Topografische Karten
<ul style="list-style-type: none"> • Topographische Karte 1:50.000, Blatt L4308 Recklinghausen (1990) • Königl. Preuss. Landes-Aufnahme 1:25.000, Blatt Recklinghausen (1894) • Königl. Preuss. Landes-Aufnahme 1:25.000, Blatt Recklinghausen (1920) • Königl. Preuss. Landes-Aufnahme 1:25.000, Blatt Recklinghausen (1927) • Topographische Karte 1:25.000, Blatt 4309 Recklinghausen (1953) • Topographische Karte 1:25.000, Blatt 4309 Recklinghausen (1965) • Topographische Karte 1:25.000, Blatt 4309 Recklinghausen (1989) • Deutsche Grundkarte 1: 5.000 (430913 Sinsen, Korthausen (1978); 430914 Speckhorn (1978); 430915 Oer (1978); 430919 Recklinghausen-Beising (1982); 430920 Recklinghausen-Börste (1993); 430921 Alt-Oer (1993); 430925 Recklinghausen-Hochlar (1993), 430926 Recklinghausen (1993); 430927 Recklinghausen-Hillen (1981)) • Altlasten/-verdachtsflächen der Stadt Recklinghausen im Untersuchungsgebiet
Themenkarten
<ul style="list-style-type: none"> • Digitale Bodenkarte von Nordrhein-Westfalen 1:50.000, Blatt L4308 Recklinghausen (2000) • Geologische Karte von Preußen und benachbarten deutschen Ländern 1:25.000, Blatt 2431 Recklinghausen (1935) • Digitale Geologische Karte von Nordrhein-Westfalen 1: 100.000, Blatt C4306 Recklinghausen (2000) • Geologische Karte des Ruhrkarbons 1:100.000 (1981) • Hydrogeologische Karte von Nordrhein-Westfalen 1:100.000, Blatt C4306 Recklinghausen (1975) • Hydrologische Karte des Rheinisch-Westfälischen Steinkohlenbezirks, 1:10.000 <ul style="list-style-type: none"> • Blatt Marl-Hüls (Nr. 130) (1963) • Blatt Sinsen (Nr. 131) (1966) • Blatt Scherlebeck (Nr. 150) (1966) • Blatt Recklinghausen (Nr. 151) (1974) (jedes Blatt der Hydrologischen Karte des Rheinisch-Westfälischen Steinkohlenbezirks umfasst 4 Teilblätter mit insgesamt 6 Karten (Grundwasserhöhenkarte, Nord-Süd-Schnitte, Ost-West-Schnitte, Flurabstandskarte, Hydrochemische Karte, Wasserwirtschaftliche Karte)) • Archivkarten zur Hydrologischen Karte des Rheinisch-Westfälischen Steinkohlenbezirks (Blatt Marl-Hüls, Blatt Sinsen, Blatt Scherlebeck, Blatt Recklinghausen) • Deutscher Planungsatlas, Band Nordrhein-Westfalen, VEGETATION Potentielle Vegetation 1:500.000 (1972)

Fließgewässerpläne, Entwässerungspläne und Dränagenpläne

- Stadt Recklinghausen, Darstellung der Fließgewässer (Kartenbasis Deutsche Grundkarte 1:5.000)
- Stadt Recklinghausen, Generalentwässerungsplan Speckhorn-Ost Übersichtsplan 1:5.000
- Stadt Recklinghausen, Entwässerungsplan Recklinghausen Ortsteil Speckhorn-West Lageplan 1:2.500
- Stadt Recklinghausen, Generalentwässerungsplan Speckhorn Ost Einzugsgebiet 1:2.500
- Stadt Recklinghausen, Regenwasserableitung am südlichen Rand der Wohnbebauung Speckhorn-Ost Lageplan und Kanallängsschnitt „Flutstr./Reiffstr.“ 1:500 und 1:1.000
- Kreis Recklinghausen, Darstellung der Dränagen in unterschiedlichen Maßstäben (1952-1969)

Flächennutzungspläne, Bebauungspläne

- Flächennutzungsplan der Stadt Oer-Erkenschwick 1:10.000
- Flächennutzungsplan der Stadt Recklinghausen 1:10.000
- Bemerkung: der Flächennutzungsplan der Stadt Marl wird zur Zeit neu erstellt
- Stadt Oer-Erkenschwick, Übersichtskarte zur verbindlichen Bauleitplanung (unmaßstäblich)
- Stadt Oer-Erkenschwick, Bebauungsplan Nr. 70 (Gebiet: Klein-Erkenschwicker-Straße-Nord / Brauckweg / Im Bruch) 1:500
- Stadt Oer-Erkenschwick, Bebauungsplan Nr. 71 (Gebiet: Haardstraße-Ost / Nelkenweg-Nord) 1:500
- Stadt Oer-Erkenschwick, Bebauungsplan Nr. 72 (Gebiet: Haardstraße-Ost / Nelkenweg-Süd) 1:500
- Stadt Oer-Erkenschwick, Bebauungsplan Nr. 77 (Gebiet: Haardstraße-Ost / Tulpenweg-Nord) 1:500
- Stadt Recklinghausen, Bebauungsplan Nr. 39 – Teilplan 1 – (Casiniusstraße) 1:1.000
- Stadt Recklinghausen, Bebauungsplan Nr. 19 – Teilplan 1 – (Helmholtzstraße) 1:1.000
- Stadt Recklinghausen, Bebauungsplan Nr. 195 (Josef-Wulff-Straße) 1:1.000
- Stadt Recklinghausen, Bebauungsplan Nr.79 (Händlerstraße) 1:1.000
- Stadt Recklinghausen, Bebauungsplan Nr. 79 Blatt 1 (Händlerstraße) 1:1.000
- Stadt Recklinghausen, Bebauungsplan Nr. 79 Blatt 2 (Händlerstraße) 1:1.000
- Stadt Recklinghausen, Satzung vom 8.11.1990 zur Festlegung eines bebauten Gebietes im Außenbereich als im Zusammenhang bebauter Ortsteil-Speckhorn-Ost – Kühlstraße – gemäß § 34 Abs. 4 Baugesetzbuch 1:1.000
- Stadt Recklinghausen, Satzung vom 8.11.1990 zur Festlegung eines bebauten Bereiches im Außenbereich als im Zusammenhang bebauter Ortsteil-Speckhorn-Ost – Flutstraße – gemäß § 34 Abs. 4 Baugesetzbuch 1:1.000
- Stadt Recklinghausen, Satzung vom 23.5.1989 zur Festlegung eines bebauten Bereiches im Außenbereich als im Zusammenhang bebauter Ortsteil-Speckhorn-West gemäß § 34 Abs. 4 Baugesetzbuch 1:1.000
- Bemerkung: Bebauungspläne der Stadt Marl liegen für das Untersuchungsgebiet nicht vor

Luftbilder

- Luftbildkarte 1:25.000, Blatt 4309 Recklinghausen (1986)
- Luftbildkarte Ruhrgebiet 1:10.000, Blatt 7620 Recklinghausen (1991)
- 9 digitale Luftbilder (Kommunalverband Ruhrgebiet, Befliegung Juni 1999)

Tabelle 3: Zusammenstellung der zum Untersuchungsgebiet vorliegenden Literatur.

Erläuterung zur Hydrologischen Karte des Rheinisch-Westfälischen Steinkohlenbezirks
<ul style="list-style-type: none"> • Blatt Marl-Hüls (Nr. 130) (KÖTTER 1963) • Blatt Sinsen (Nr. 131) (BIRK 1966) • Blatt Scherlebeck (Nr. 150) (BIRK 1966) • Blatt Recklinghausen (Nr. 151) (COLDEWEY 1974)
Erläuterungen zu Blatt C4306 Recklinghausen
<ul style="list-style-type: none"> • Geologische Karte von Nordrhein-Westfalen, 1:100.000 (ANDERSON et al. 1987) • Hydrogeologische Karte von Nordrhein-Westfalen, 1:100.000 (HILDEN 1975) • Bodenkarte von Nordrhein-Westfalen, 1:100.000 (DAHM-ARENS 1975)
Erläuterung zum Deutschen Planungsatlas Band I: Nordrhein-Westfalen
<ul style="list-style-type: none"> • Erläuterung zur Karte „Vegetation“ (Potenzielle natürliche Vegetation), 1:500.000 (TRAUTMANN 1972)
Gewässerschutzbericht
<ul style="list-style-type: none"> • Gewässerschutzbericht der Stadt Recklinghausen (EWERS 1993)
Berichte und Gutachten
<ul style="list-style-type: none"> • Gewässerstudie zur Geschiebeführung im Silvertbach – Erläuterungsbericht, Berechnungslisten – (KÜHLKAMP 1993) • Beheizung des Freibades Mollbeck – Hydrogeologisches Gutachten und Auswertung des Pumpversuches (LEONHARDT & NENDZA 1971) • Abschlussbericht zur Nachsorgeplanung für die Altablagerung Gleiwitzer Straße (ELSBROEK & KIES 2000)

4.1 Grundwassersituation

Im Zuge der Überprüfung der Grundwassersituation (AS 1.2) wurden Grundwasserstandsmessungen durchgeführt und die Grundwasserentnahmen im Untersuchungsgebiet erfasst. Die Ergebnisse finden Eingang in das numerische Grundwassermodell (Kapitel 8) und bilden die Grundlage für den Kalibrierplan (Kapitel 8.2).

4.1.1 Grundwasserstandsmessungen

Die Durchführung, Auswertung und Bewertung von Grundwasserstandsmessungen ermöglicht Aussagen über die Flurabstände und die Grundwassermorphologie. Die Aussagen lassen sich räumlich und zeitlich bewerten.

4.1.1.1 Durchführung und Auswertung der Grundwasserstandsmessungen

Im Zuge der Pilotstudie wurde nach bereits bestehenden Grundwassermessstellen bzw. Brunnen recherchiert. Betreiber von Messstellen im Untersuchungsgebiet sind das Staatliche Umweltamt Herten, die Stadt Recklinghausen und die Deutsche Steinkohle AG. Zudem konnten über eine Befragung der Anwohner des Untersuchungsgebietes acht weitere Brunnen zur Grundwasserstandsmessung hinzugezogen werden (Tabelle 4).

Im Frühjahr des Jahres 2001 wurde für die Pilotstudie das bestehende Messstellennetz um drei 2 Zoll (DN 50) Rammfilter-Messstellen ergänzt (AS 1.3). Dabei orientiert sich die Endteufe dieser Bohrungen am Auftreten der ersten Kalksandsteinbänke des Recklinghäuser Sandmergels (Kapitel 3.3), da diese mit dem Bohrer der Firma Wacker nicht durchteuft werden konnten. Die Schichtenverzeichnisse der Bohrungen sind Anhang 2.05 zu entnehmen.

Insgesamt standen 24 Grundwassermessstellen (Tabelle 4) - deren Lage und Basisdaten dem Anhang 2.01 bzw. Anhang 2.02 entnommen werden können - zur Verfügung. Der Wasserstand dieser Messstellen wurde soweit möglich monatlich mittels Lichtlot gemessen. Für die Messstellen HS 83 und HS 128 konnten vom StUA Herten Tagesdaten übergeben werden. Diese wurden mit dem Meßgerät Thalimedes (Winkelcodierer mit integriertem Datensammler) bzw. Orphimedes (Grundwasserdatensammler nach dem Einperlprinzip) der Firma Ott Messtechnik GmbH & Co. gemessen. Für die Messstellen RKS4 und 8492700 liegen zeitweise sogar Stundendaten vor, die mittels Messgerät Hydra eco (Wasserstandsmessung mittels Differenzdrucksonde) der Firmen IBB/DMT gemessen wurden.

Langjährige Messreihen liegen für die Messstellen des StUA vor, die als Vergleichsmöglichkeit zum Untersuchungsjahr verwendet werden können. Die Messstelle HS 83 wird seit November 1989 und die Messstelle HS 128 seit 1993 gemessen. Die Messwerte der Brunnen des

Freibades Mollbeck und der Grundwassermessstelle 2436010, die bis in das Jahr 1996 zurückreichen, werden zu diesem Zweck nicht hinzugezogen, da sie zeitweise durch Grundwasserförderung beeinflusst werden können (Kapitel 4.1.2) bzw. südlich der Grundwasserscheide liegen.

Um einen Vergleich der Wasserstände der einzelnen Messstellen untereinander durchführen zu können, wurden sämtliche Messstellen mittels Nivelliergerät auf Normal Null eingemessen (Kapitel 4.2.2).

Tabelle 4: Auflistung der vorhandenen Grundwassermessstellen sowie ihrer Messzeiträume, Messintervalle und Messlücken. Die gemessenen Wasserstände lassen sich Anhang 2.04 entnehmen.

Bezeichnung	Messzeitraum	Messintervall	Messlücken / Bemerkungen
StUA Herten			
HS 83 / 060090704	Nov. 89 bis Okt. 01	wöchentlich, ab 15.01.01 täglich	Apr. bis Jun. 93, Okt. 93, Mrz. 93
HS 128 / 060090248	Mai 93 bis Okt. 01	wöchentlich, ab 01.03.99 täglich	Nov. 93 bis Jan. 94, Mrz. 94, Nov. 94, Feb. bis Apr. 95, Sep. 98, 27.05.99-29.06.99, 14.09.99-19.09.99, 10.02.00-17.05.00, 23.12.00-07.01.01, 11.01.01-19.02.01
Stadt Recklinghausen			
8492900 / Rodelberg	Apr. 96 bis Okt. 01	monatlich	fällt bei niedrigen Grundwasserständen trocken
2436010 / B1	Jan. 96 bis Okt. 01	monatlich	Jan. 98, Jan. 01, Sep. 01
Br1 / alter Br.	Mai 96 bis Okt. 01	monatlich	Okt. 96
Br2 / neuer Br.	Mai 96 bis Okt. 01	monatlich	Okt. 96
Br3 / kleiner Br.	Jan. 97 bis Okt. 01	monatlich	Jul. 97
GWM2	Feb. 01 bis Okt. 01	monatlich	
GWM3	Feb. 01 bis Mai 01	monatlich	seit Mai 01 defekt
P4	Feb. 01 bis Okt. 01	monatlich	
DSK			
8492700 / Halde 1	Jul. 00 bis Okt. 01	monatlich, 26.09.01-07.11.01 stündlich	Sep. 00, Nov. 00
8492740 / Halde 2	Jul. 00 bis Okt. 01	monatlich	Sep. 00, Nov. 00
Halde 3	Mrz. 01 bis Okt. 01	monatlich	
Privat			
privat1 / Goos	Feb. 01 bis Okt. 01	monatlich	
privat4 / Gärtnerei Werner	Feb. 01 bis Okt. 01	monatlich	
privat5 / Niehues	Feb. 01 bis Okt. 01	monatlich	
privat6 / Dröghoff	Feb. 01 bis Okt. 01	monatlich	
privat8 / Schürmann	Feb. 01 bis Okt. 01	monatlich	
privat10 / Biologische Station	Apr. 01 bis Okt. 01	monatlich	
privat11 / Pferdetränke	Apr. 01 bis Okt. 01	monatlich	
101 / Ziegelei	Feb. 01 bis Okt. 01	monatlich	
selbst errichtete Messstellen			
M1	10.04.01, 16.05.01		fällt bei niedrigen Grundwasserständen trocken
RKS3	16.05.01		fällt bei niedrigen Grundwasserständen

Bezeichnung	Messzeitraum	Messintervall	Messlücken / Bemerkungen
			den trocken
RKS4	Jul. 01 bis Okt. 01	monatlich, 04.09.01- 26.09.01 stündlich	

4.1.1.2 Ergebnisse und Bewertung der Grundwasserstandsmessungen

Das Niveau der Grundwasserstände wird generell durch das Wechselspiel von Grundwasserneubildung (im nachfolgenden Text als GwNeubildung bezeichnet) sowie Grundwasserzufluss und -abfluss gesteuert. Bei geringen Flurabständen muss zusätzlich die Grundwasserzehrung durch kapillaren Grundwasseraufstieg berücksichtigt werden. Der absolute Anstieg bzw. Abfall des Grundwasserstandes ist schließlich auch von der Durchlässigkeit bzw. effektiven Porosität des Aquifermaterials abhängig. Anthropogen kann die Grundwasseroberfläche durch Wasserhaltungsmaßnahmen beeinflusst werden (Kapitel 4.1.2). Vor allem sind hier die Brunnen des Freibads Mollbeck zu nennen, die zum Programm der Grundwasserstandsmessungen gehören.

Angemerkt sei, dass ein Vergleich der Grundwasserstände trotz zum Teil voneinander abweichender Filterstrecken (im Quartär bzw. Recklinghäuser Sandmergel) möglich ist, da es sich über große Bereiche um einen Grundwasserleiter handelt. Ausnahmen bilden die Talauen in denen lokal mehrere Grundwasserstockwerke ausgebildet sein können. Solche Verhältnisse treten bekannterweise für die Messstellen im Bereich des Freibades Mollbeck auf.

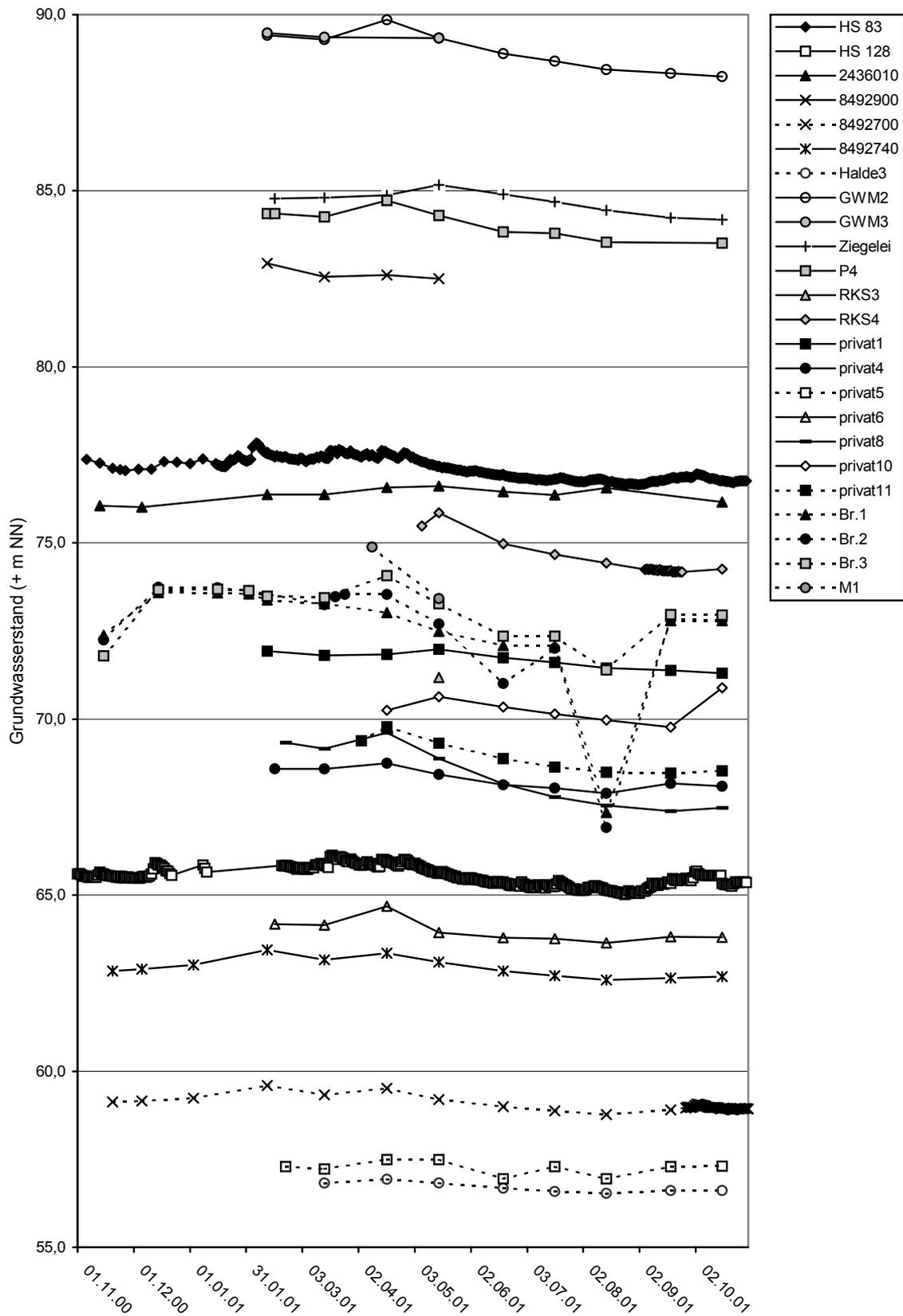


Abbildung 4: Grundwasserstandsganglinien der Grundwassermessstellen des Untersuchungsgebietes für das WWJ 2001. Rohdaten Anhang 2.04 (a).

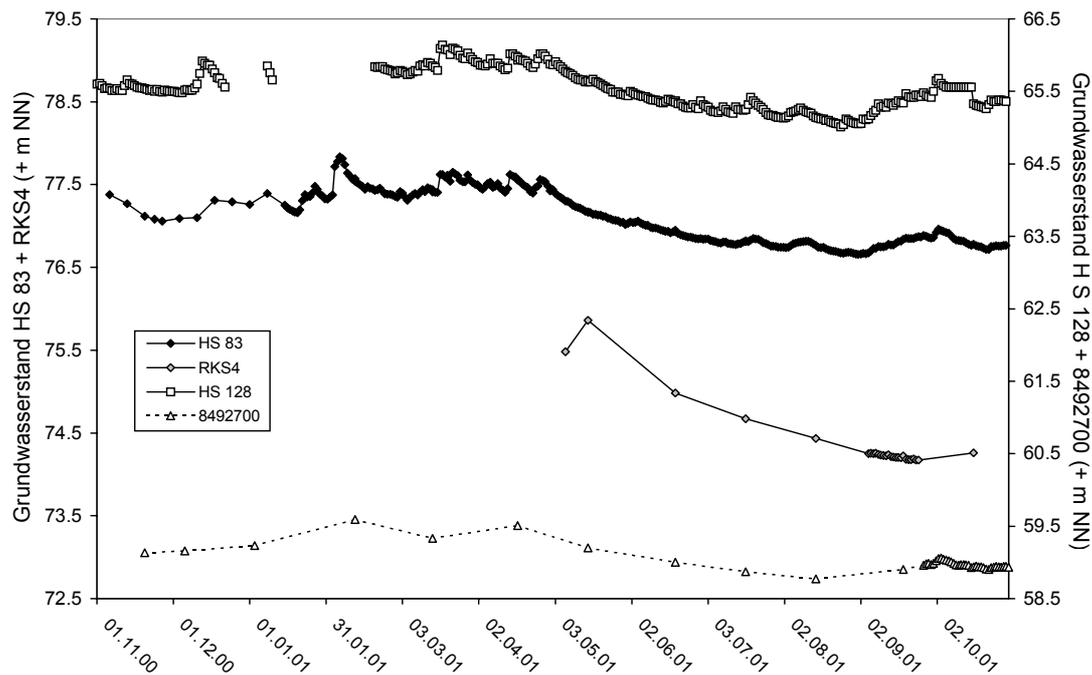


Abbildung 5: Grundwasserstandsganglinien der Grundwassermessstellen mit Tagesdaten der Grundwassermessstellen RKS4 und 8492700 und Monatsdaten der Grundwassermessstellen HS 83 und HS 128. Rohdaten Anhang 2.04 (b).

Die durch die Grundwasserförderung unbeeinflussten Grundwasserstände schwanken im Untersuchungszeitraum zwischen + 56,53 m NN und + 89,85 m NN. Die Schwankungen variieren im WWJ zwischen 0,40 m in unmittelbarer Nähe des Silvertbaches (Halde 3) und 2,23 m in größerer Entfernung zu einem Vorfluter (privat8) (Abbildung 5).

Aus Abbildung 4 und Abbildung 5 ist der generelle jahreszeitliche Trend der Ganglinien der Grundwasserstände zu erkennen. Bis zum 11.12.2001 ist eine leicht abfallende Tendenz der Grundwasserstände zu beobachten. Im Verlauf des 1. Halbjahres des WWJ steigen die Grundwasserstände dann kontinuierlich bis zum April 2001 an. Im 2. Halbjahr des WWJ nehmen die Wasserstände langsam wieder ab. Zu bemerken ist, dass gegen Ende des Sommerhalbjahres im September ein zwischenzeitlicher Anstieg der Grundwasserstände zu verzeichnen ist.

Vom beschriebenen generellen jahreszeitlichen Trend weichen die Wasserstände der Messstellen des Freibades Mollbeck (Br1, Br2 und Br3) in sofern ab, da sie zeitweise durch die Grundwasserförderung am Freibad Mollbeck beeinflusst werden (Abbildung 4). Bemerkenswert ist hier weiterhin eine zumindest zeitweise Ausbildung zweier Grundwasserstockwerke, wie aus dem Vergleich der Grundwasserstände der Messstelle M1 (Quartär) mit dem Brunnen Br.2 (RSM) hervorgeht.

Für die Messstelle privat8 ist im Zeitraum vom April 2001 bis September 2001 ein vergleichsweise deutlicheres Absinken der Grundwasserstände um 2,23 m zu verzeichnen.

Für die vorfluterfernen, südlich der Grundwasserscheide gelegenen Messstellen 2436010, P4, Ziegelei und GWM2 ist gegen Ende des Untersuchungszeitraums kein Anstieg des Grundwasserstandes zu erkennen. Dieser tritt hier vermutlich zeitverzögert auf, wie der zeitverzögerte Grundwasseranstieg im 1. Halbjahr des WWJ vermuten lässt. Ähnliche Verhältnisse konnten für auch für die vorfluternahe Grundwassermessstelle privat1 festgestellt werden. Hier kommt vermutlich eine zeitweise Nutzung des Grundwassers als Brauchwasser für die Beobachtungen in Frage.

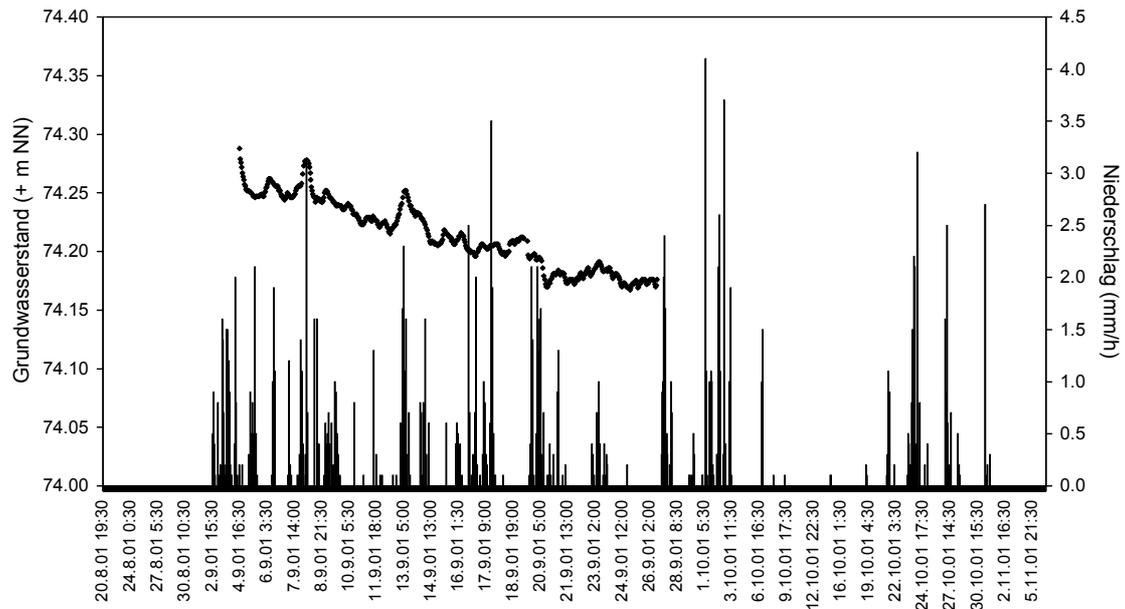


Abbildung 6: Gegenüberstellung der mittels digitalen Differenzdruckaufnehmern aufgezeichneten Grundwasserstände der Grundwassermessstelle RKS4 und der Stundenniederschläge der Klimastation Herten-Mitte (September bis Oktober 2001). Rohdaten Anhang 2.04 (c).

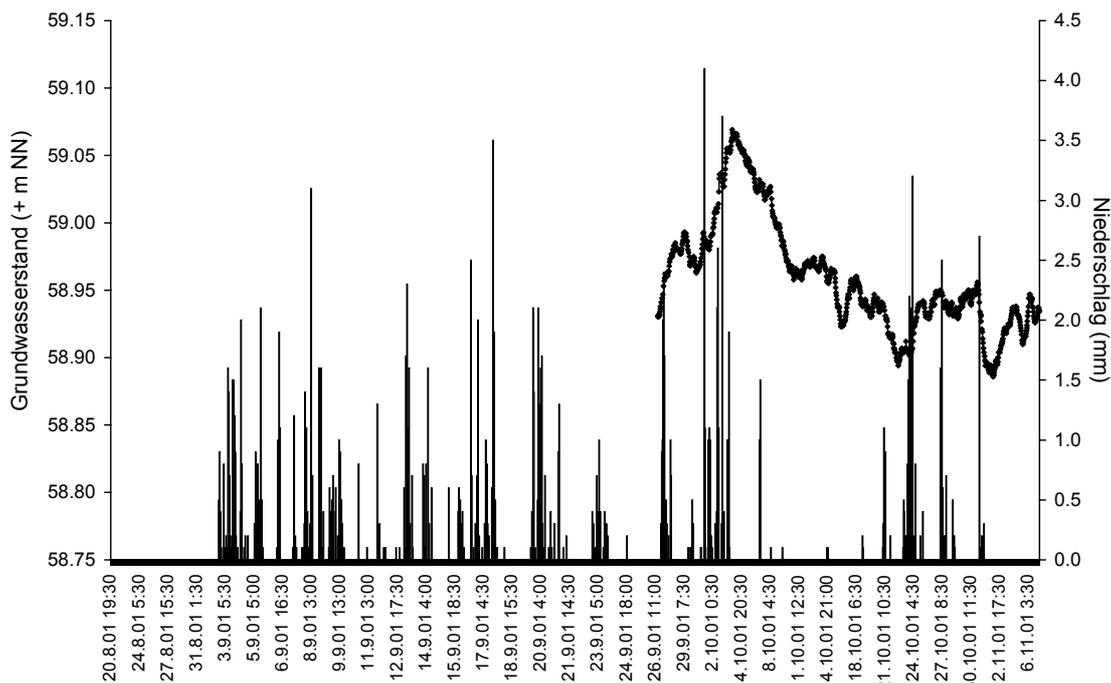


Abbildung 7: Gegenüberstellung der mittels digitalen Differenzdruckaufnehmern aufgezeichneten Grundwasserstände der Grundwassermessstelle 8492700 und der Stundenniederschläge der Klimastation Herten-Mitte (September bis Oktober 2001). Rohdaten Anhang 2.04 (c).

Neben den jahreszeitlichen Schwankungen sind kurzfristige Bewegungen des Grundwasserstandes zu beobachten, die einen „nervösen“ Verlauf der Ganglinie zur Folge haben. Der Zusammenhang zwischen Grundwasserstand und Niederschlag ließ sich für die Messstellen RKS4 und 8492700 dokumentieren. Für die Grundwassermessstelle RKS4 liegen stündliche Messungen für den Zeitraum vom 04.09.2001 bis zum 26.09.2001 vor (Abbildung 6). Die allgemein sinkenden Grundwasserstände als Folge einer fehlenden GwNeubildung im 2. Halbjahr des WWJ wurden bereits oben beschrieben. Aus der Abbildung 6 ist ersichtlich, dass sich der abnehmende Trend und die von Regenereignissen kurzzeitigen Anstiegen des Grundwasserstandes überlagern. Ein Vergleich zwischen dem Verlauf der Ganglinie und den stündlichen Niederschlagssummen der Station Herten-Mitte machen den Zusammenhang deutlich. Als Folge des in der Regel relativ geringen Flurabstandes ist teilweise mit Einsetzen der Niederschläge ein zeitgleicher Anstieg der Grundwasserstände zu beobachten.

Am 26.09.2001 wurde die Hydra eco in die Messstelle 8492700 eingehängt. Hier liegen somit stündliche Messungen für den Zeitraum vom 26.09.2001 bis zum 07.11.2001 vor (Abbildung 7). Als Folge starker Niederschläge ist bis zum 04.10.2001 ein Grundwasseranstieg um 0,14 m zu verzeichnen. Anschließend ausbleibende Niederschläge führen dazu, dass der Grundwasserstand wieder sinkt. Auch für die Messstelle 8492700 ist, wie für die RKS4, eine zeitnahe Reaktion des Wasserstandes auf die Niederschläge zu beobachten. Im Gegensatz zur RKS4 sind die Schwankungen bei der Messstelle 8492700 aufgrund ihre direkten Nähe zum Börsterbach und den daraus resultierenden geringen Flurabständen stärker ausgeprägt.

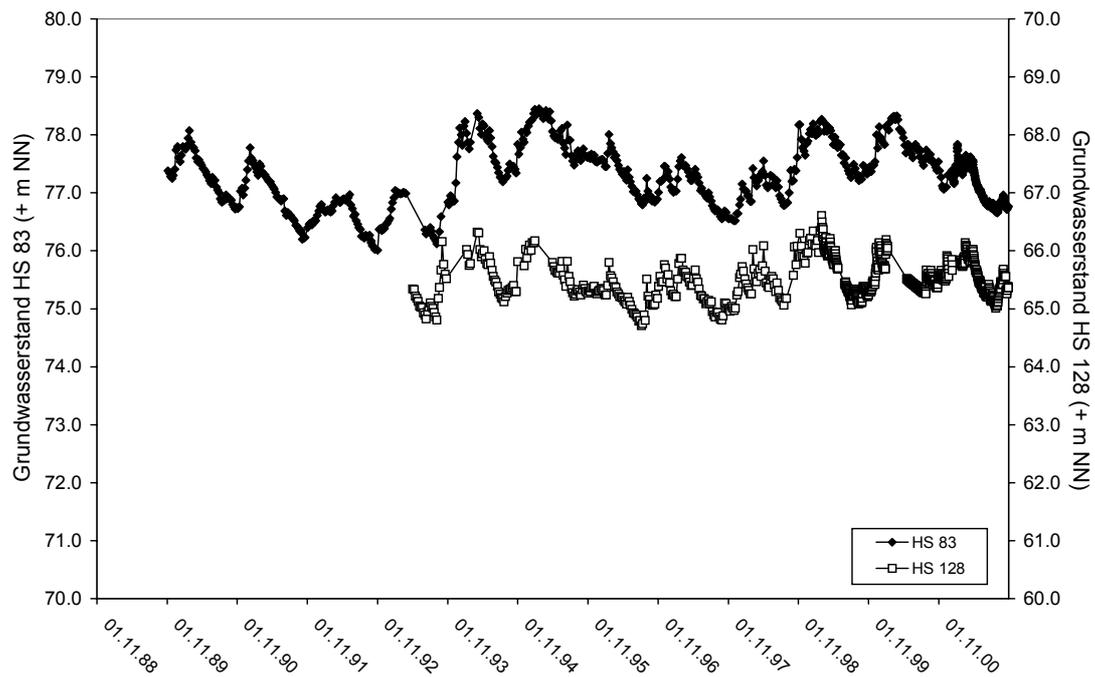


Abbildung 8: Langjährige Ganglinien der StUA Grundwassermessstellen HS 83 und HS 128. Rohdaten Anhang 2.04 (b).

Die bis in das Jahr 1990 (HS 83) bzw. bis in das Jahr 1993 (HS 128) zurückreichenden Messungen der Grundwasserstände der StUA-Messstellen zeigen einen annähernd parallelen Verlauf der Grundwasserganglinien (Abbildung 8). Die Abbildung 8 macht deutlich, dass in dem WWJ 2001 langjährig normale Grundwasserverhältnisse herrschten. Aufgrund des geringeren Vergleichszeitraums und fehlender Messwerte für die Grundwassermessstelle HS 128 wird das Untersuchungsjahr im Folgenden mit der Grundwassermessstelle HS 83 verglichen. Ein direkter Vergleich der einzelnen Monate legt folgende Einzelheiten offen.

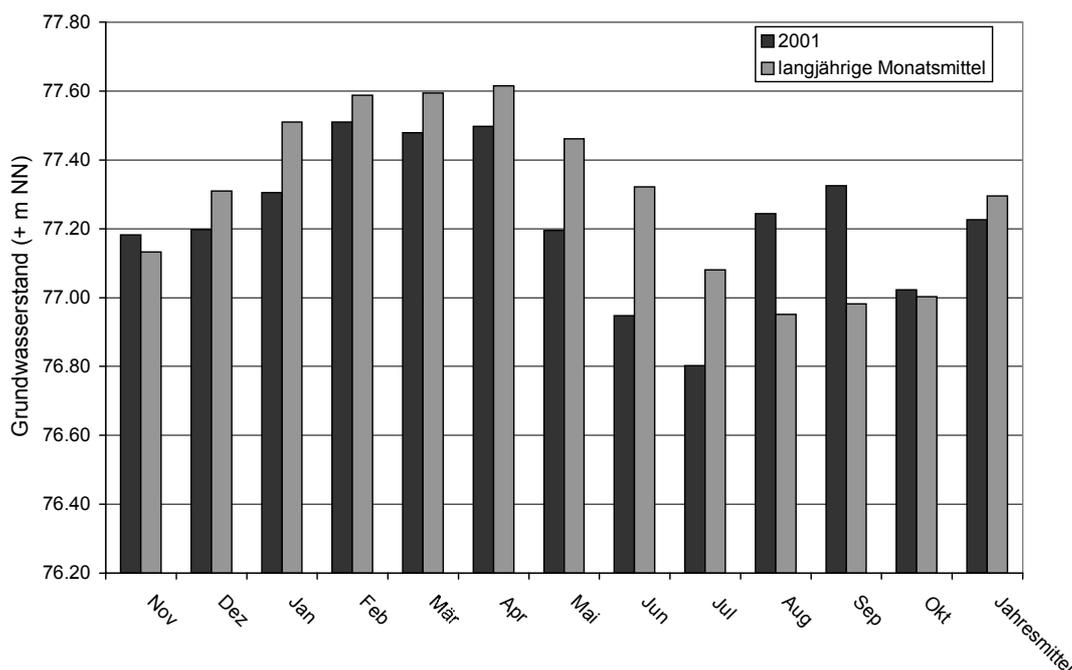


Abbildung 9: Vergleich der Grundwasserstände zwischen den langjährig mittleren Monatswerten (WWJ 1990-2001) und den Monatsmittelwerten WWJ 2001 (Grundwassermessstelle HS 83).

Die mittleren Grundwasserstände des Untersuchungszeitraumes WWJ 2001 entsprechen in etwa dem langjährigen Grundwasserstandsmittel (Abbildung 9); es treten lediglich Abweichungen von ca. 0,05 m auf. Mit Ausnahme der Monate November sowie August bis Oktober liegen die Wasserstände unter den langjährigen Monatswerten. Größere Abweichungen werden für die Monate Mai bis Juli mit vergleichsweise geringen Grundwasserständen und für die Monate August bis September mit vergleichsweise hohen Grundwasserständen deutlich.

4.1.1.3 Morphologie der Grundwasseroberfläche

Zur Erfassung der Grundwassermorphologie wurden gemessenen Wasserstände des Grund- und Oberflächenwassers in einen Grundwassergleichenplan umgesetzt. Im Mai 2001 wurden Grundwasserstände gemessen, die weitgehend den Jahresmittelwerten entsprachen. Aus diesem Grund repräsentiert der Grundwassergleichenplan vom Mai 2001 mittlere quasistationäre Grundwasserverhältnisse für WWJ 2001 (Anhang 8.02).

Die auffälligste Struktur des Grundwassergleichenplanes stellt, die im südlichen Bereich des Untersuchungsgebietes gelegene Grundwasserscheide dar. Dies verläuft ungefähr beginnend an der westlichen Stadtgrenze von der Bundesstraße B51 (Zeppelinstraße) entlang des Nordcharweges zum Lohweg über das nördliche Hochfeld bis zur östlichen Stadtgrenze (Anhang 8.02). Ausgehend von dieser Grundwasserscheide strömt das Grundwasser von einem Niveau von ca. +93 m NN mit einem durchschnittlichen Gefälle von 0,98 % dem die Nordgrenze des

Untersuchungsgebietes bildenden Silvertbach (ca. +53 m NN) zu. Südlich der Grundwasserscheide strömt das Grundwasser Richtung West bis Südost mit einem Gefälle von 1,19 % bis 1,32 % der Emscher zu.

Demnach folgt die Grundwassermorphologie im wesentlichen der Topografie des Untersuchungsgebietes (Kapitel 3.7).

4.1.1.4 Flurabstände

Die unter Berücksichtigung der Geländeoberfläche aus den gemessenen Grundwasserständen ermittelten Flurabstände schwanken im WWJ 2001 zwischen 0,33 m (privat6) und 11,69 m (Br1). Für die beobachteten Grundwassermessstellen sind im Mittel zumeist geringe Flurabstände (< 3 m) ermittelt worden. Ausnahmen bilden die Messstellen südlich der Grundwasserscheide (2436010, GWM2, Ziegelei) sowie die Messstellen Halde 3 im Bereich der im nördlichen Gebietsabschnitt liegenden Bergehalde und die RKS4, für die keine Messungen für die Sommermonate vorliegen. Die höchsten Flurabstände zeigen allerdings die Brunnen des Freibades Mollbeck mit durchschnittlich 5,88 m bis 6,98 m. Im Mittel sind diese hohen Flurabstände auf die zeitweise Grundwasserförderung des Freibades zurückzuführen.

Die Flurabstandsschwankungen für die meisten Grundwassermessstellen betragen in der Regel weniger als 2 m. Hiervon ausgenommen ist die Grundwassermessstelle privat8 mit Flurabstandsschwankungen von 2,23 m und die Brunnen des Freibades Mollbeck, die aufgrund des Förderbetriebs Schwankungen zwischen 2,67 m und 6,82 m zeigen.

Die aus den Wasserstandmessungen berechneten Flurabstände geben punktuelle Informationen. Verschneidet man nun die konstruierten Grundwassergleichen (Anhang 8.02) mit der Topografie (Anhang 1.07) des Untersuchungsgebietes stellt sich die Verteilung der Flurabstände flächig dar (Anhang 8.04). Es wird eine Gliederung des Gebietes in zwei Teilabschnitte deutlich. Während sich der nördliche Abschnitt mit seinen Vorflutern durch geringe Flurabstände auszeichnet, sind im Zentrum und im Süden des Gebietes hohe Flurabstände (> 5 m) zu beobachten. Eine Ausnahme bilden der südöstliche Bereich, wo die Flurabstände bereichsweise bei 1 m bis 2 m liegen. Zudem reichen ausgehend von den Fließgewässern Bereiche mit geringen Flurabständen in den zentralen Abschnitt des Untersuchungsgebietes.

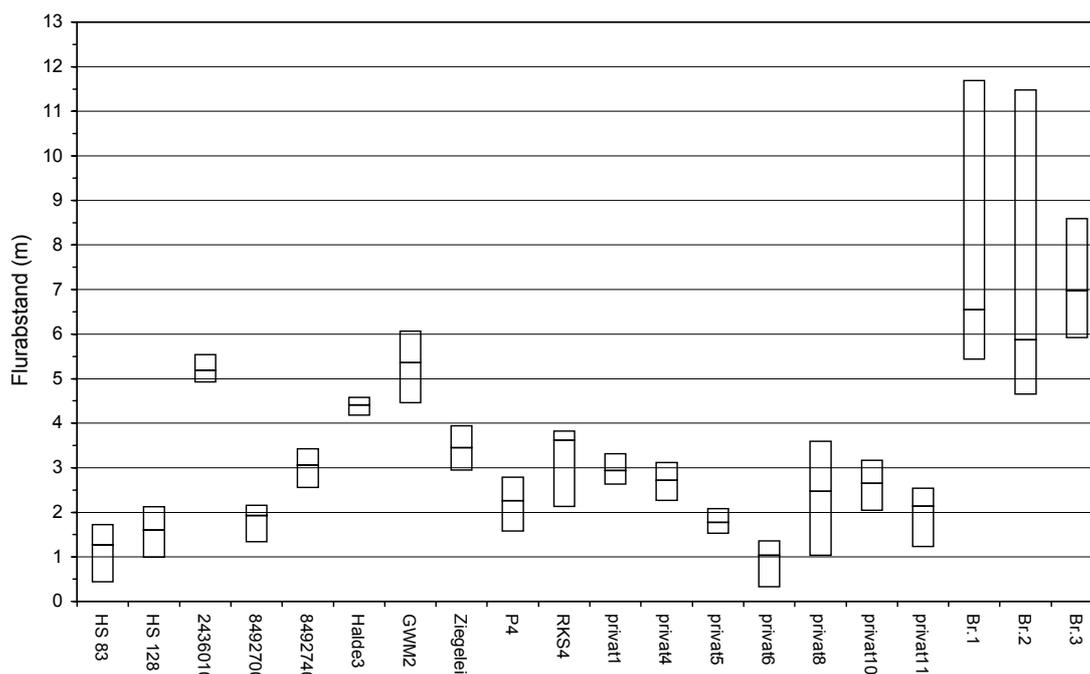


Abbildung 10: Minimale, maximale und mittlere Flurabstände an den Grundwassermessstellen des Untersuchungsgebietes (Grundwassermessstellen, die während der Untersuchungszeitraumes trocken fielen, bleiben unberücksichtigt).

4.1.2 Grundwasserentnahmen

Hinsichtlich der wasserrechtlichen Verhältnisse wurde das bei der Bezirksregierung Münster geführte Wasserbuch eingesehen. Eine Zusammenstellung aller bekannten Grundwasserentnahmen des Untersuchungsgebietes erfolgt in Tabelle 5. Die Lage der Grundwasserentnahmebrunnen ist im Anhang 2.03 ersichtlich.

Tabelle 5: Zusammenstellung der bei der Bezirksregierung bekannten Grundwasserentnahmen. Angegeben werden der Verwendungszweck und die maximal erlaubte, jährliche Entnahmemenge. Zudem wird soweit bekannt der Grundwasserleiter der Entnahme genannt.

Betreiber	Verwendungszweck	max. Menge	GwLeiter
Landwirtschaft	Beregnung	22.500 m ³ /a	RSM
Deutsche Steinkohle AG	Brauchwasser*	375.000 m ³ /a	k.A.
		50.000 m ³ /a	k.A.
Freibad Mollbeck	Wärmepumpe bzw. Brauchwasser nur in der Badesaison: 15.5.-15.9.	40.000 m ³ /a	RSM
Firmen	Brauchwasser	880 m ³ /a	RSM

k.A.: keine Angaben

RSM: Recklinghäuser Sandmergel

*: während des Untersuchungszeitraumes keine Entnahmen

Für das Untersuchungsgebiet werden im Wasserbuch der Bezirksregierung Münster insgesamt 5 Grundwasserentnahmen benannt. Die Grundwasserförderung erfolgt im Wesentlichen aus den Schichten des Recklinghäuser Sandmergel. Grundsätzlich ist anzumerken, dass es sich bei den in Tabelle 5 genannten Entnahmemengen um die maximale genehmigte Menge handelt. Über die tatsächliche jährliche Entnahmemenge liegen keine Angaben vor.

Im Wesentlichen handelt es sich um kleine Entnahmen, die keine größere Bedeutung für den Wasserhaushalt des Untersuchungsgebietes besitzen. Die mit 375.000 m³/a größte genehmigte Grundwasserentnahmemenge von Deutschen Steinkohle AG dient als Brauchwasser für den Grubenbetrieb. Nach Aussagen der DSK wurde während des Untersuchungszeitraumes kein Wasser entnommen, was durch die gemessenen Grundwasserstände (Kapitel 4.1.1.2) in diesem Gebiet bestätigt werden konnte.

Als weitere für die Pilotstudie bedeutende Grundwasserentnahme (Kapitel 8) sei das seit Juni 1926 im Betrieb befindliche Freibad Mollbeck genannt. Seit seiner Neueröffnung im Mai 1974 wird dieses mittels Wärmepumpen beheizt (RECKLINGHÄUSER ZEITUNG RZ 20.05.1974). Das entnommene Grundwasser wird nach dem Wärmeentzug in den nahe gelegenen ansonsten trockenen Teich Mollbeck T1 geleitet, aus dem es nach Erreichen einer bestimmten Höhe über die Mollbeck-Teiche T2 und T3 in die Mollbecke abgegeben wird (Anhang 3.01). Es kann jedoch angenommen werden, dass ein Teil des Wassers durch die Flanken des Mollbeck-Teiches T1 in den Untergrund infiltriert (Kapitel 4.2.6). Da das entnommene Grundwasser größtenteils nicht – wie üblich bei Wärmepumpen in den Untergrund zurückgeführt wird – wird in diesem Kapitel das Freibad Mollbeck als Grundwasserentnahme benannt.

Aus Anhang 2.03 wird ersichtlich, dass sich neben den im Wasserbuch geführten Grundwasserentnahmen eine Vielzahl an kleineren Grundwasserentnahmen in dem Untersuchungsgebiet befinden. Dabei handelt es sich im Wesentlichen um Hausbrunnen zur Trinkwasserversorgung und für Bewässerung (Gesundheitsamt, Geländegehung).

4.2 Oberirdische Gewässer

Zur Beschreibung der oberirdischen Gewässer wurden Karten und Literatur ausgewertet. Die aus einer Kartierung und Vermessung der Gewässer resultierenden Angaben zur Lage der Gewässer, zum Niveau der Gewässersohle, zum Wasserstand, zum Leakagekoeffizienten, zur Vorflutfunktion und zu den Abflussmengen sind wichtige Eingangsdaten für die numerische Grundwassermodellierung (Kapitel 8).

4.2.1 Kartierung der oberirdischen Gewässer

Die Beschreibung des Gewässernetzes erfolgt durch die Auswertung von Karten und Literatur (Tabelle 2 und Tabelle 3) sowie durch eine Kartierung mittels Geländebegehung.

4.2.1.1 Durchführung der Kartierung der oberirdischen Gewässer

Als Grundlage für die Kartierung dienten Karten mit der Darstellung der Fließgewässer (Tabelle 2). Die Kartierung der oberirdischen Gewässer erfolgte im Winterhalbjahr (März) des WWJ 2001. In diesem Zeitraum lagen die Grundwasserstände nahe ihrem Maximum. Die Daten der Gewässerkartierung wurden durch Abschreiten der einzelnen oberirdischen Gewässer gesammelt.

Die Kartierung umfasste die Aufnahme von stehenden Gewässern, ständig fließende Gewässer, trockener Straßenbegleitgräben und Seen. Zudem wurden die Drainage kartiert und drainierte Flächen aufgenommen.

4.2.1.2 Ergebnisse der Kartierung der oberirdischen Gewässer

Das Stadtgebiet von Recklinghausen ist durch den Verlauf des Recklinghäuser Höhenrückens in zwei Entwässerungsgebiete aufgeteilt. Die Wasserscheide verläuft ungefähr beginnend an der westlichen Stadtgrenze von der Bundesstraße B51 (Zeppelinstraße) entlang des Nordcharweges zum Lohweg über das nördliche Hochfeld bis zur östlichen Stadtgrenze (EWERS 1993) (Anhang 8.02). Die Fließgewässer des Untersuchungsgebietes zählen ausschließlich zum nördlichen Einzugsgebiet und fließen der Lippe zu. Bevor die Fließgewässer der Lippe zuströmen, vereinigen sie sich im Silvertbach, der schließlich nördlich von Marl in die Lippe mündet.

Sämtliche Fließgewässer befinden sich im nördlichen Teil des Untersuchungsgebietes und fließen dem hier größten Vorfluter des Untersuchungsgebietes, dem Silvertbach zu, der die

Nord- und Ost-Grenze darstellt. Von Ost nach West sind folgende annähernd SO-NW verlaufende Gewässer zu nennen (Anhang 3.01):

- 116,
- 114,
- 112 (inklusive 1121),
- Börsterbach 110 (inklusive 1101, 1102),
- Mühlenbach 108 (inklusive 1081),
- Nieringbach 106 (inklusive 1063) mit Burggraben 1063 und Mollbecke 10631.

Besonders der Mühlenbach und der Börsterbach, aber auch der Burggraben (südlich Haus Niering) nehmen stellenweise Drainage-Wässer auf. Sie dienen dem Bereich um Speckhorn eindeutig als Vorfluter.

Angaben zu den dränierten Flächen im Untersuchungsgebiet sind von der Kreisverwaltung Recklinghausen und der DSK zur Verfügung gestellt worden. Die Lage dieser Flächen ist in Anhang 3.01 dargestellt.

Neben den Fließgewässern gibt es eine Vielzahl von Seen (Anhang 3.01), bei denen es sich im wesentlichen um künstlich angelegte Gewässer handelt. So wurde z.B. der Burggraben westlich von Haus Niering aufgestaut und diente früher dem Betrieb einer Wassermühle (BIRK 1966a).

Die bedeutendsten Stillgewässer des Untersuchungsgebietes sind die entlang der Bundesstraße 51 gelegenen Mollbeck-Teiche, die ein beliebtes Naherholungsgebiet darstellen. Entstanden ist eines der Gewässer mit einer Wasserfläche von 35.000 m² im Jahr 1934/35 (VERWALTUNGSBERICHT 1934/35, bearbeitet vom Statistischen Amt der Stadt Recklinghausen). 1962/63 erfolgte der Ausbau des nördlichen „Inselteichs“ (RECKLINGHÄUSER WOCHENSCHAU RW 18-1970). Gespeist wurden die Teiche ursprünglich mit dem Wasser aus dem Quellgebiet nördlich der Landstraße L511 / östlich der Speckhorner Straße. Mit dem Bau des Damms der Landstraße L511 sowie mit der Errichtung eines Rodelberges südwestlich des Freibads Mollbeck fielen gleichzeitig die Quellen trocken, so dass der natürliche Wasserabfluss in nordöstliche Richtung unterbunden wurde. Die Vorflut ist bis zum Freibad Mollbeck seitdem trocken (außer in Zeiten erhöhten Oberflächenabflusses am Rodelberg). Zur Aufrechterhaltung des Wasserstandes in den Mollbeck-Teichen wird das für die Wärmepumpen des Freibades Mollbeck aus zwei Tiefbrunnen geförderte Grundwasser (Kapitel 4.1.2) in diese eingeleitet (EWERS 1993). BIRK (1966a) gibt zudem an, dass die Teiche infolge ihres tiefen Niveaus mit dem Grundwasser des Recklinghäuser Sandmergel in Verbindung stehen. Aufgrund der starken Kolmation der Teiche ist der Austausch zum Grundwasser allerdings stark eingeschränkt (Kapitel 4.2.6).

4.2.2 Vermessung der oberirdischen Gewässer

Die Vermessungsarbeiten wurden mit den Vermessungsgeräten Nivellier Ni 2 sowie ELTA R55 der Firma Zeiss zwischen dem 15.05.01 und dem 13.07.01 durchgeführt. Als Bezugspunkte dienten 15 – innerhalb des Untersuchungsgebietes gelegene – Messbolzen aus der Kartei des Landesvermessungsamtes Nordrhein-Westfalen.

Im Zuge der Vermessungsarbeiten wurde die Höhenlage der Gewässersohle an 145 Punkten, des Wasserstandes an 148 Punkten und die zugehörige Böschung an 95 Punkten der oberirdischen Gewässer eingemessen. Die Verteilung der Vermessungspunkte ist in Anhang 3.03 dargestellt; die Rohdaten sind Anhang 3.04 zu entnehmen. Zusätzlich wurden sämtliche Grundwassermessstellen (Anhang 2.02) und Pegel der oberirdischen Gewässer (Anhang 3.02) auf Normal Null eingemessen.

Mit den Ergebnissen der Vermessungsarbeiten konnte das Gefälle der Fließgewässer bestimmt werden. Es ergeben sich für die in etwa SE-NW-verlaufenden Fließgewässer mittlere Gefälle zwischen 0,45 % (Mühlenbach) und 1,16 % (Mollbecke). Der etwa E-W verlaufende Abschnitt des Silvertbach hat ein mittleres Gefälle von 0,0054.

4.2.3 Wasserstandsmessungen der oberirdischen Gewässer

Die Wasserstandsmessungen an den oberirdischen Gewässern im Untersuchungsgebiet diente der Erfassung der Schwankungsbreiten des Wasserstandes und der Ermittlung der Abflussraten (Kapitel 4.2.4).

4.2.3.1 Durchführung und Auswertung der Wasserstandsmessungen der oberirdischen Gewässer

Für die Wasserstandsmessungen der oberirdischen Fließgewässer wurden im Frühjahr 2001 verschiedene Bezugspunkte zur Messung herangezogen. Dabei handelt es sich um Betonkonstruktionen oder Holzpfähle (provisorische Pegel). Die Messstellen befinden sich in den Bereichen, wo der Mühlenbach, der Börsterbach sowie die Gewässer 1121 und 114 in den Silvertbach bzw. die Mollbecke in den Burggraben münden. Weiterhin konnten vier von der DSK betriebene Lattenpegel in das Messprogramm aufgenommen werden. Drei davon (LP3 bis LP5) befinden sich im Burggraben/Nieringsgraben und der Vierte im Silvertbach (LP2) (Anhang 3.01). Zusätzlich zu der Messstelle im Mündungsbereich Börsterbach / Silvertbach (Zufluss über einen Hang) wurde einige Meter bachaufwärts (vor der unterirdischen Passage des Bachs; Anhang 3.01) eine Rammfilter-Messstelle (BB) installiert. Auch im Silvertbach findet sich stromabwärts des Lattenpegels LP2 der Pegel Silvertbach 1.

Neben dem Wasserstand der Fließgewässer wurde auch der Wasserstand einiger ausgesuchter Seen (Mollbeck-Teiche: T1, T2 und T3; Gräfte Haus Niering und Teich Haus Engel) gemessen (Anhang 3.01).

Tabelle 6: Übersicht der gemessenen Daten zu den Wasserständen der Oberflächengewässer.

Bezeichnung	Messzeitraum	Messintervall	
DSK			
LP2	Feb. 01 bis Okt. 01	monatlich	Fließgewässer
LP3	Mrz. 01 bis Okt. 01	monatlich	
LP4	Mrz. 01 bis Okt. 01	monatlich	
LP5	Apr. 01 bis Okt. 01	monatlich	
Sonstige			
114	Mrz. 01 bis Okt. 01	monatlich	Fließgewässer
1121	Mrz. 01 bis Okt. 01	monatlich	
Börsterbach	Mrz. 01 bis Okt. 01	monatlich	
BB	Mai 01 bis Okt. 01	monatlich	
Mühlenbach	Mrz. 01 bis Okt. 01	monatlich	
Silvertbach 1	Apr. 01 bis Okt. 01	monatlich	
Mollbecke	Mai 01 bis Okt. 01	monatlich	
Mollbeck T1	Mai 01 bis Jul. 01*	monatlich	Seen
Mollbeck T2	Mai 01 bis Okt. 01	monatlich	
Mollbeck T3	Mai 01 bis Okt. 01	monatlich	
Engel	Mai 01 bis Okt. 01	monatlich	
Niering	Mai 01 bis Okt. 01	monatlich	

*: keine weiteren Messungen möglich, da das Gewässer bei Betrieb des Freibades Wasser führt (Kapitel 4.1.2)

Die Wasserstandsmessungen wurden monatlich durchgeführt (Tabelle 6). Für den Zeitraum vom 20.08.2001 bis zum 07.11.2001 wurden für die Messstelle BB stündliche Messungen des Wasserstandes mittels einem digitalen Differenzdruckaufnehmer (Hydra eco) aufgezeichnet.

4.2.3.2 Ergebnisse und Bewertung der Wasserstandsmessungen der oberirdischen Gewässer

Wie aus Abbildung 11 deutlich wird, befinden sich gemessenen Wasserstände in den oberirdischen Gewässern zwischen + 54,09 m NN (Mühlenbach) und + 77,62 m NN (Mollbeck T1). Die gemessenen Monatswasserstände eines Gewässers schwanken in der Regel zwischen 0,02 m und 0,18 m. Ausnahmen bilden die Mollbeck-Teiche, über die das geförderte Wasser

des Freibades Mollbeck in die Mollbecke abgeführt wird (Kapitel 4.1.2). Das Wasser staut sich bis zu einer bestimmten Höhe in den Teichen, bevor es in den nächsten bachabwärts gelegenen Teich bzw. in die Mollbecke abfließt (Anhang 3.01).

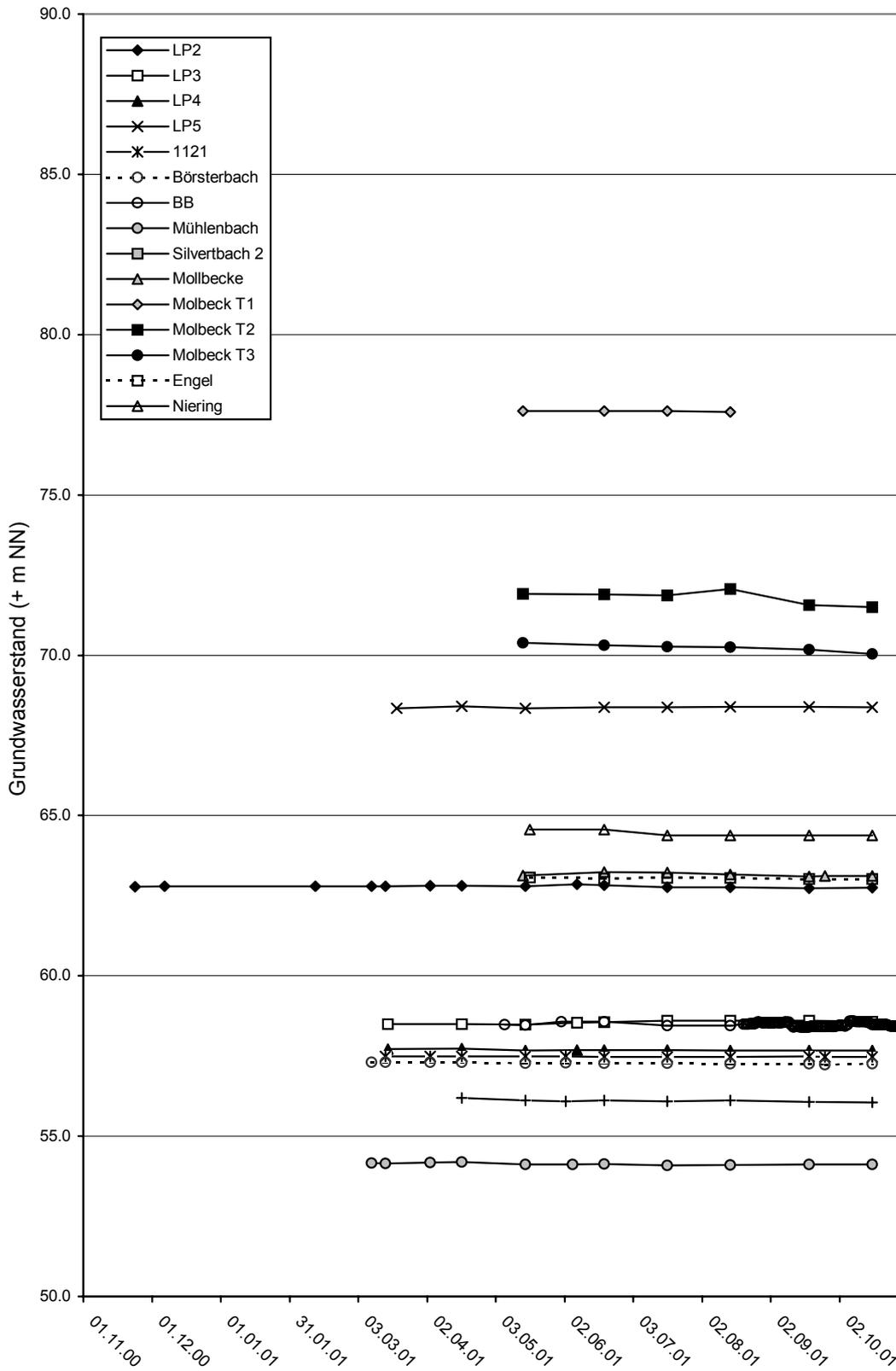


Abbildung 11: Ganglinien der oberirdischen Gewässer des Untersuchungsgebietes während des WWJ 2001. Rohdaten Anhang 3.05 (a).

Ein Einfluss des Niederschlags ist unmittelbar nach einem Niederschlagsereignis zu erkennen, z.B. am 13.09.2001, 02.10.2001, 24.10.2001 (Abbildung 12). Nach den Niederschlagsereignissen sinkt der Wasserstand auf sein ursprüngliches Niveau zurück. Im Gegensatz zu den Monatsmessungen erfasst man mit den mittels digitalen Differenzdruckaufnehmern aufgezeichneten Tagesdaten die jeweiligen Wasserstandsspitzen. Somit ergeben sich im Vergleich zu den Monatsmessungen höhere Schwankungen des Wasserstandes.

Zwischen dem 07.10.2001 und dem 16.10.2001 sind Niederschlag und Wasserstand nicht korrelierbar. Die Wasserstände sind in diesem Zeitraum generell erhöht, was durch einen vorübergehende Aufstauung des Wassers vor dem Durchlass bedingt sein kann. Diese Vermutung wurde durch Beobachtungen im Dezember 2001 bestätigt. Nach der Entfernung von Laub, Ästen und Ähnlichem aus dem Bachbett fiel der Wasserstand innerhalb von wenigen Minuten um 0,10 m.

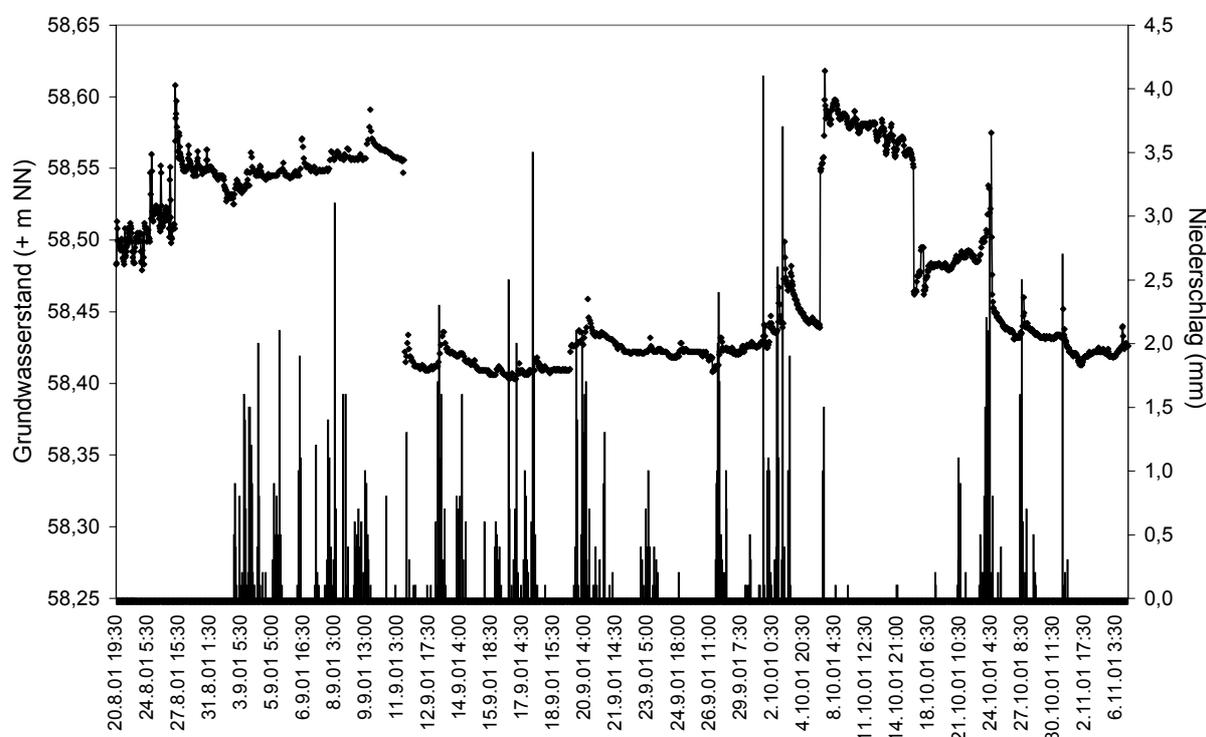


Abbildung 12: Gegenüberstellung der mittels digitalen Differenzdruckaufnehmern aufgezeichneten Wasserstände an der Messstelle BB und der Stundenniederschläge der Klimastation Herten-Mitte (September bis Oktober 2001). Rohdaten Anhang 3.05 (c).

4.2.4 Abflussmessungen an oberirdischen Gewässern (AS 1.4)

Die Abflussmessungen an oberirdischen Gewässern dienen zur Gegenüberstellung der mit dem Numerischen Grundwassermodell berechneten Abflussmengen (Kapitel 8).

4.2.4.1 Durchführung und Auswertung der Abflussmessungen an oberirdischen Gewässern

Gemessen wurde der Abfluss an den Fließgewässern Mollbecke, Mühlenbach, Börsterbach sowie den Gewässern 1121 und 114 auf Höhe der Pegel (Anhang 3.01). Angemerkt sei, dass für den Börsterbach an zwei Stellen (Pegel Börsterbach und BB) Abflussmessungen durchgeführt wurden. Die Messungen wurden monatlich von April bis Oktober 2001 durchgeführt. Die Rohdaten sind Anhang 3.06 zu entnehmen.

Die genannten Messstellen liegen im Bereich gerader Wasserstrecken mit regelmäßigem Gewässerquerschnitt und stetigem Gefälle. Es wurde weiterhin darauf geachtet, dass Strömungshindernisse vor der Messung entfernt wurden.

Zur Messung der Fließgeschwindigkeit - zum Zeitpunkt ausgewählter Verhältnisse (Niedrigwasser, mittlerer Wasserstand und Hochwasser; Anhang 3.06) - kam das Zählgerät Z30 und der hydrometrische Messflügel Typ C2 „10.150“ der Firma Ott zum Einsatz.

Die Fließgeschwindigkeit wurden nach dem Punktmessverfahren an einzelnen Punkten einer Reihe planmäßig über den Gewässerquerschnitt verteilter Messlotrechten gemessen. Dabei sind die Abstände der einzelnen Messpunkte innerhalb der Messlotrechten und die Abstände der einzelnen Messlotrechten zueinander entsprechend der jeweiligen Querschnittsform des Vorfluters gewählt worden (GEWÄSSERKUNDLICHE ANSTALTEN DES BUNDES UND DER LÄNDER 1971).

Die Umdrehungszahl des Flügels wurde mittels der Eich Tabelle des Herstellers in Fließgeschwindigkeiten umgesetzt.

Die Umrechnung der im Gelände gemessenen Fließgeschwindigkeiten in Abflussmengen erfolgt rechnerisch nach Gleichung 1 (WEINERT 2000).

$$Q = \frac{1}{2} \cdot (A_{v1} \cdot b_1 + (A_{v1} + A_{v2}) \cdot b_2 + \dots + (A_{v(n-1)} + A_{vn}) \cdot b_n + A_{vn} \cdot b_{n+1}) \quad \text{Gleichung 1}$$

$$\text{mit } A_v = 0,5 \cdot ((v_1 + v_2) \cdot h_1 + (v_2 + v_3) \cdot h_2 + \dots + (v_{n-1} + v_n) \cdot h_{n-1})$$

mit

Q = Abfluss (m³/s)

A_v = Geschwindigkeitsfläche (m²/s)

b = Abstand der Messlotrechten voneinander (m)

v_n = Geschwindigkeit an den einzelnen Messpunkten der Messlotrechen (m/s)

h = lotrechter Abstand der Messpunkte voneinander (m)

Um nun die gemessenen Wasserständen einer Abflussmenge zuordnen zu können, wurde unter Berücksichtigung der Beziehung zwischen Wasserstand und Abfluss der Fließgewässer Mollbecke, Mühlenbach, Börsterbach und Gewässer 1121 die jeweilige Abflussganglinie konstruiert. Für das Fließgewässer 114 konnte keine solche Beziehung aufgestellt werden, so

dass das im Folgenden beschriebene Verfahren auf dieses Gewässer nicht angewendet wurde. Für die übrigen Fließgewässer wurde aus der Abflusskurve mittels Regressionsanalyse mit doppellogarithmischer Transformation (KÖHLER et al. 1984) eine Abflusstafel erstellt. Die jeweiligen Monatsabflüsse ließen sich bestimmen, indem man durch Interpolation jedem Tag einen theoretischen Wasserstand und die entsprechende Abflussmenge zuordnet. Aus diesen Werten lassen sich ungefähre Tagesabflussmengen berechnen, deren Aufsummierung schließlich Monatswerte ergeben.

Für die Messstelle BB zeigte sich eine fehlende Korrelation zwischen Wasserstand und Abflussmessung, da es zeitweise zu Aufstauungen des Gewässers kam. Aus diesem Grund konnte für diese Messstelle keine Tagesabflüsse berechnet werden.

4.2.4.2 Ergebnisse und Bewertung der Abflussmessungen an oberirdischen Gewässern

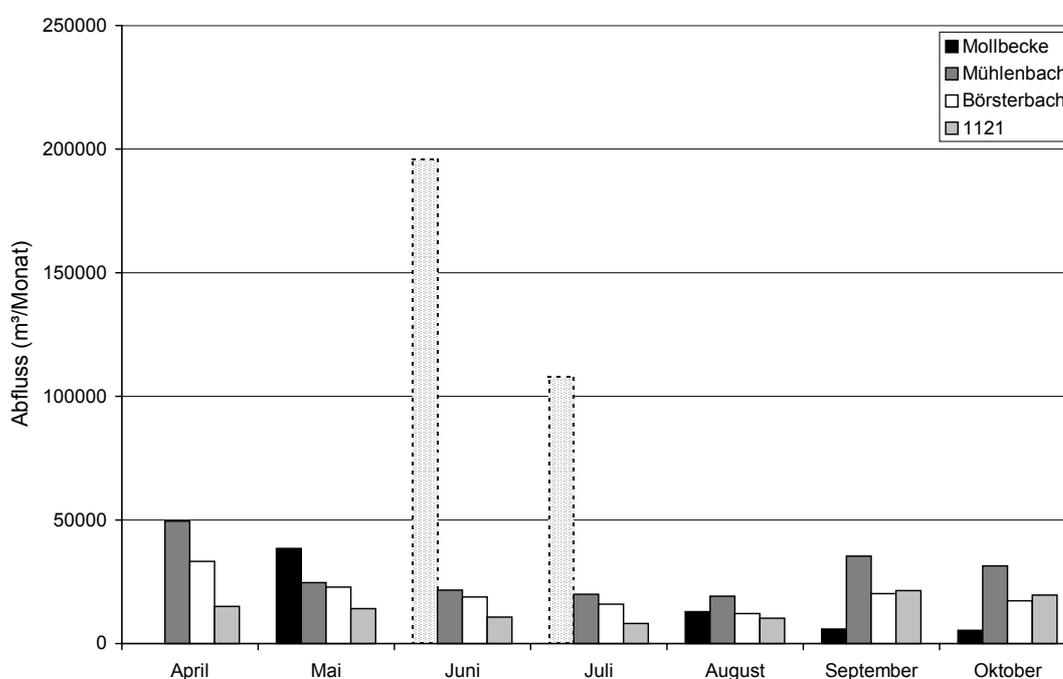


Abbildung 13: Gegenüberstellung der monatlichen Abflussmengen der Messstellen Mollbecke, Mühlenbach, Börsterbach und 1121.

Wie aus Abbildung 13 hervorgeht, variiert der berechnete Abfluss (Summe aus Oberflächenabfluss, Interflow und grundwasserbürtigem Abfluss; DIN 4049-3 1994) der Gewässer Mühlenbach, Börsterbach und des Gewässers 1121 im Messzeitraum (April 2001 bis Oktober 2001) zwischen ca. 8.000 m³/Monat (1121) und 50.000 m³/Monat (Mühlenbach).

Mit Ausnahme der Monate September und Oktober 2001 nimmt der Abfluss vom Mühlenbach über Börsterbach zum Gewässer 1121 hin ab. In den Monaten September und Oktober übersteigt der Abfluss des Gewässers 1121 geringfügig den Abfluss des Börsterbaches.

Im untersuchten Zeitabschnitt nimmt der Monatsabfluss im 2. Halbjahr des WWJ bis zum September kontinuierlich ab. Gegen Ende des 2. Halbjahr des WWJ nimmt der oberirdische Abfluss - als Folge erhöhter Niederschläge - wieder zu.

Für den Vorfluter Mollbecke ergibt sich eine andere Verteilung des Abflusses, da ihr Wasserstand und daraus folgernd ihr Abfluss neben den oben genannten natürlichen Faktoren von der Einleitung des im Freibad Mollbeck geförderten Wassers (Kapitel 4.1.2) gesteuert wird. Deshalb nimmt die Abflussmenge mit einsetzender Badesaison zu und geht nach Beendigung dieser wieder auf ihre natürlichen Verhältnisse zurück.

Grundsätzlich sei angemerkt, dass die für die Mollbecke berechneten Abflussmengen während der Einleitungsphase zu hoch berechnet sind, da hierfür keine Abflussmessungen vorliegen, die für eine Eichung benötigt werden. Weiterhin ist zu beachten, dass der Abfluss der Mollbecke aufgrund von zeitlich begrenzten Einleitungen starken Schwankungen unterworfen ist, die bei der Berechnung ebenfalls nicht berücksichtigt werden konnten.

Für das Gewässer 114 kann kein jahreszeitlicher Gang aufgezeigt werden. Überschlägig kann der Abfluss für den Zeitraum vom April 2001 bis zum Oktober 2001 mit ca. 10.000 m³/Monat angegeben werden. Diese mittlere Abflussmenge liegt deutlich unter der der übrigen Gewässer, deren mittlerer Abfluss zwischen 29.000 m³/Monat (Mühlenbach) (61.000 m³ Mollbecke) und 14.000 m³/Monat (Gewässer 1121) beträgt.

4.2.5 Hydrogeologische Profilschnitte

Im gesamten Untersuchungsgebiet wurden insgesamt 18 hydrogeologische Profilschnitte (Anhang 3.07 und Anhang 3.08) erstellt. Mit diesen Profilschnitten ließ sich die Vorflutfunktion der einzelnen oberirdischen Gewässer zum Zeitpunkt der Untersuchungen genauer bestimmen.

4.2.5.1 Erstellung der hydrogeologischen Profilschnitte

Für die Erstellung der Profilschnitte wurden jeweils 5 bis 12 zumeist 2 m tiefe Sondierbohrungen auf einer Profillinie \pm senkrecht zu einer oberirdischen Gewässer abgeteuft. Der Abstand der einzelnen Sondierbohrungen zueinander wurde den jeweiligen Verhältnissen angepasst, wobei in Gewässernähe die Sondierungen grundsätzlich dichter gesetzt wurden.

Im Zuge der Bohrungen erfolgte eine Ansprache des Bohrgutes nach DIN 4022-1 (1987). Weiterhin wurde der Grundwasserstand bezogen auf die Geländeoberkante (GOK) mittels Lichtlot bzw. Zollstock gemessen.

Um die einzelnen Sondierungen mit ihren zugehörigen Wasserständen vergleichen zu können, wurde die jeweilige relative Höhe der Bohrung mittels Schlauchwaage und Zollstock eingemessen und auf den Wasserstand im oberirdischen Gewässer bezogen.

4.2.5.2 Ergebnisse der hydrogeologischen Profilschnitte

Bei dem erbohrten Material handelt es sich meist um Feinsande, im direkten Umfeld der Bäche sind zudem Schluffe bzw. Tone anzutreffen. Die Feinsande weisen oft einen geringen Tongehalt bzw. die Schluffe sowie Tone einen Feinsandanteil auf. Untergeordnet sind zudem mittelsandige und torfige Bereiche vertreten. Oberhalb des Grundwasserstandes ist der Boden von bräunlicher Farbe, unterhalb der Grundwasserspiegel herrschen Graugrüntöne vor.

Unter Berücksichtigung des erbohrten Bodenmaterials konnte durch einen Vergleich der Grundwasserstände – die in der Regel in den obersten 2 m angetroffen wurden – mit dem jeweiligen Wasserstand des oberirdischen Gewässers bestimmt werden, ob influente oder effluente Grundwasserverhältnisse vorliegen.

Im Zuge der Arbeiten ließen sich sowohl Grundwasseraustritte in ein oberirdisches Gewässer (Effluenz), als auch Übertritte von Oberflächenwasser in das Grundwasser (Influenz) beobachten. Bei effluenten Grundwasserverhältnissen besitzt das oberirdische Gewässer Vorflutfunktion. Die Interpretationsergebnisse der in Anhang 3.08 aufgeführten hydrogeologischen Profilschnitte liefert Tabelle 7.

Tabelle 7: Abflussverhältnisse im Bereich der hydrogeologischen Profilschnitte.

Hydrogeologischer Profilschnitt Nr.	Abflussverhältnis
1	NE effluent, SW nicht eindeutig
2	effluent
3	influent
4	---
5	influent
6	influent
7	E effluent, W influent
8	effluent
9	influent
10	influent
11	effluent
12	effluent
13	effluent
14	influent
15	E influent, W effluent
16	influent
17	vermutlich effluent
18	effluent

4.2.6 Bestimmung des Leakagekoeffizienten (AS 1.5)

Die Bestimmung des Leakagekoeffizienten ermöglicht ebenfalls eine Aussage über die Vorfluteigenschaft bzw. Grundwasseranbindung der Gewässer. Aus diesem Grund wurde im Zuge der Erstellung der hydrogeologischen Profilschnitte die Mächtigkeit der Kolmationsschicht in der Gewässersohle durch Sondierbohrungen ermittelt und Bodenproben an der Gewässersohle zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts entnommen. Die Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts erfolgte nach zwei Methoden. Wenn das erbohrte Material einen bindigen Charakter besessen hat, wurde der Durchlässigkeitsbeiwert in Laborversuchen mittels Triaxialzelle nach DIN 18130-1 bestimmt (Anhang 3.10, Kapitel 4.3.4). Wenn das erbohrte Material eher nicht bindig war, dann erfolgte die Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts aus den Siebkornanalysen (nach DIN 18123 1996) nach HAZEN (1893) und BEYER (1964) (Anhang 3.09, Kapitel 4.3.3).

Der Leakagekoeffizient wird nach folgender Gleichung errechnet:

$$\alpha = \frac{k_f}{D} \quad \text{Gleichung 2}$$

mit α = Leakagekoeffizient (1/s)
 k_f = vertikaler Durchlässigkeitsbeiwert der Kolmationsschicht (m/s)
 D = Mächtigkeit der Kolmationsschicht (m)

Tabelle 8: Leakagekoeffizient aus Siebkornanalysen nach HAZEN (1893) und BEYER (1964) und Durchlässigkeitsversuchen im Labor mittels Triaxialzelle. Die Probenbezeichnung orientiert sich an der Profilschnitt-Nr. aus Kapitel 4.2.5.

Probenbezeichnung	Mächtigkeit der Kolmationsschicht (m)	Durchlässigkeitsbeiwert nach BEYER (m/s)	Durchlässigkeitsbeiwert nach HAZEN (m/s)	Durchlässigkeitsbeiwert Triaxialzelle (m/s)	Leakagekoeffizient (1/s)
S 2	k.K.	$1,6 \cdot 10^{-4}$	$1,8 \cdot 10^{-4}$	k.P.	n.b.
S 3	k.K.	$7,3 \cdot 10^{-5}$	$8,9 \cdot 10^{-5}$	k.P.	n.b.
S 6	k.K.	$1,2 \cdot 10^{-4}$	$1,4 \cdot 10^{-4}$	k.P.	n.b.
S 7	k.K.	$9,1 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$	k.P.	n.b.
S 8+9_1	k.K.	n.b.	n.b.	k.P.	n.b.
S 8+9_2	k.K.	$9,1 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$	k.P.	n.b.
S 10_1	k.K.	$1,9 \cdot 10^{-4}$	$2,2 \cdot 10^{-4}$	k.P.	n.b.
S 11_1	k.K.	n.b.	n.b.	k.P.	n.b.
S 11_2	k.K.	$2,0 \cdot 10^{-4}$	$2,3 \cdot 10^{-4}$	k.P.	n.b.
S 12_1	k.K.	$1,3 \cdot 10^{-4}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	k.P.	n.b.
S 13_1	k.K.	$1,8 \cdot 10^{-4}$	$2,0 \cdot 10^{-4}$	k.P.	n.b.
S 17	k.K.	$8,7 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$	k.P.	n.b.
S 18	k.K.	$7,2 \cdot 10^{-5}$	$8,4 \cdot 10^{-5}$	k.P.	n.b.
Mollbeck T1, Seite	k.K.	$9,6 \cdot 10^{-5}$	$9,8 \cdot 10^{-5}$	$4,8 \cdot 10^{-7}$	n.b.
Mollbeck T1, oben	0,25	k.P.	k.P.	$7,3 \cdot 10^{-10}$	$2 \cdot 10^{-9}$
Mollbeck T1, unten	0,23	k.P.	k.P.	$1,9 \cdot 10^{-9}$	$8 \cdot 10^{-9}$
Mühlenbach (Mühlenstr.)	k.K.	$8,5 \cdot 10^{-5}$	$9,8 \cdot 10^{-5}$	$7,1 \cdot 10^{-7}$	n.b.
Gewässer 1121	0,24	k.P.	k.P.	$5,2 \cdot 10^{-8}$	$2,2 \cdot 10^{-7}$

n.b.: nicht bestimmbar, da die Voraussetzungen für eine Berechnung nicht erfüllt wurden

k.K.: keine Kolmationsschicht

k.P.: keine Probe

Der überwiegende Teil der Gewässer ist nicht kolmatiert (Tabelle 8), d.h. sie besitzen keine gering durchlässige Kolmationsschicht. Für diese Gewässer wurde im numerischen Grundwassermodell ein großer Leakagekoeffizient im Sinne eines unbehinderten Grundwasserkontaktes eingesetzt. Weitere Ergebnisse des Leakagekoeffizienten finden Eingang in die numerische Grundwassermodellierung und sind dem Kapitel 8 zu entnehmen.

4.3 Überprüfung der Durchlässigkeit des Untergrundes

Die Durchlässigkeit des Untergrundes ist die Eigenschaft eines Gesteins, für Wasser unter bestimmten Druckverhältnissen durchströmbar zu sein. Sie hängt ab vom nutzbaren Hohlraumvolumen (Hohlraumanteil), unabhängig davon, ob es sich um ein Poren- (Sand, Kies u.a.) oder Kluftgestein handelt. Die Durchlässigkeit ist messbar als Durchlässigkeitsbeiwert k_f in m/s nach DIN 4049-3 (1994).

Im Rahmen der vorliegenden Pilotstudie wurde an insgesamt 11 Standorten (Anhang 4.01) die Durchlässigkeit des Untergrundes nach vier verschiedenen Methoden überprüft. Die Wahl der Standorte orientiert sich an der Verteilung der Böden im Untersuchungsgebiet (Kapitel 3.5). Eine weitere Methode diente der Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts den tieferen Untergrundes.

4.3.1 Doppelringinfiltrometer-Versuche

Doppelringinfiltrometer-Versuche (im nachfolgenden als DRI-Versuch bezeichnet) dienen der Ermittlung der Infiltrationsrate (bzw. des Infiltrationsvermögens) des Untergrundes und lassen Rückschlüsse auf den Durchlässigkeitsbeiwert des Untergrundes zu. Die Infiltrationsrate ist in der DIN 19682-7 (1997) definiert als diejenige Wassermenge, die bezogen auf eine gegebene Fläche und eine gegebene Zeit senkrecht in den Boden eintritt. Bei vollständiger Wassersättigung des Untergrundes ist es möglich, die Infiltrationsrate mit dem Durchlässigkeitsbeiwert (k_f -Wert) gleichzusetzen. Die maximal erreichbare Wassersättigung während eines DRI-Versuchs liegt allerdings bei etwa 90 %. Dennoch sind die DRI-Versuche eine sehr gute praxisorientierte Methode zur Ermittlung der Versickerungseigenschaften der obersten Bodenhorizonte, da die Infiltrationsleistung sehr großflächig bestimmt wird. Die DRI-Versuche wurden in Anlehnung an die DIN 19682-7 (1997) durchgeführt.

4.3.1.1 Aufbau der Doppelringinfiltrometer-Versuche

Im Rahmen der Pilostudie wurden zwei Versuchsanordnungen verwendet:

- DRI-Versuch unter stationären Druckbedingungen und
- DRI-Versuch unter instationären Druckbedingungen.

Beiden Versuchsanordnungen geht der Einbau der DRI voraus. Hierfür werden benötigt:

- 2 Doppelringe (Edelstahl, Werkstoff 1.4301): Außenring + Innenring mit 300 mm Höhe, die Unterkante ist mit einer Schneide versehen,
- Spaten,
- Einschlagplatte (Stahl),
- Hammer,
- Wasserwaage,
- Mittelkies (ca. 15 kg),
- Stoppuhr,
- Gliedermaßstab,
- Wasserkanister (à mind. 20 l).

Für den Einbau der DRI ist ein Versuchsloch herzustellen. Dafür wird zunächst mit dem Spaten die Grasnarbe einer quadratischen Fläche ausgestochen und beiseite gelegt (Anhang 4.02, Bild 1). Anschließend wird ein Loch gegraben (Anhang 4.02, Bild 1), dessen Tiefe von der Lage des B-Horizontes des Bodenprofils abhängig ist (Anhang 4.02, Bild 1). Der Boden des Versuchslochs muss eben sein. Dies kann mit dem Spaten und der Wasserwaage erreicht werden. Hierbei sollte es vermieden werden, den Untergrund zu betreten, da sonst unnötige Bodenverdichtungen und somit veränderte Gefügestabilität die Folge wären. Diese würden möglicherweise die Versuchsergebnisse verfälschen. Auch sollten sich keine Wurzelgänge, Wurmrohren oder Schwundrisse in dem Untergrund befinden, denn das zu infiltrierende Wasser soll möglichst nur die freien Hohlräume füllen. Andernfalls muss der Standort etwas verlegt und neu begonnen werden.

Es folgt das Einbringen der Doppelringe; hierbei kann zwischen drei Anordnungen der Ringe gewählt werden:

- Anordnung 1: Außenring - $\varnothing = 580$ mm mit Innenring - $\varnothing = 320$ mm
- Anordnung 2: Außenring - $\varnothing = 550$ mm mit Innenring - $\varnothing = 300$ mm
- Anordnung 3: Außenring - $\varnothing = 530$ mm mit Innenring - $\varnothing = 280$ mm

Die Doppelringe werden konzentrisch in das Versuchsloch gestellt. Die Einschlagplatte wird so auf die Doppelringe gelegt, dass die Kraft der Hammerschläge möglichst gleichmäßig

verteilt wird (Anhang 4.02, Bild 1). Um eine gute Abdichtung zwischen Boden und Ring zu erreichen sollte beim Einbau ein Verkanten der Ringe durch Gerölle oder Kies vermieden werden (RALENKÖTTER 2000). Mit Hilfe der Wasserwaage können die beiden Ringe ausgerichtet werden. Sie sollten etwa 100 mm bis 150 mm tief in den Boden eingeschlagen werden (Anhang 4.02, Bild 1+2). Anschließend wird die Fläche innerhalb des Infiltrometers erneut auf Risse und Unebenheiten geprüft und gegebenenfalls geglättet (RALENKÖTTER 2000). Um einer durch das Wasser verursachten Verschlammung des Bodens innerhalb der Doppelringe vorzubeugen, wird eine geringmächtige Schicht Mittelkies auf der Versuchsfläche verteilt (Anhang 4.02, Bild 2). Um Zeit zu sparen, ist es sinnvoll mindestens 10 Minuten vor Messbeginn schon genügend Wasser versickern zu lassen, damit vorhandene Wurzelgänge, Wurm- röhren oder Schwundrisse gesättigt werden. Zuerst ist der Außenring zum Befeuchten des Bodens unterhalb des Infiltrometers und zur Bildung einer Pufferzone, dann der Innenring langsam bis annähernd 10 cm Höhe mit Wasser zu füllen (DIN 19682-7, 1997). Dabei darf es zu keinen Verwirbelungen des Untergrunds oder gar des Kieses kommen. Weiterhin muss darauf geachtet werden, dass der Wasserstand in beiden Ringen in etwa die gleiche Höhe erreicht.

Nach Versuchsbeendigung sollten alle eingebauten Teile, wie auch der Mittelkies, wieder entfernt werden. Das Versuchsloch wird verfüllt und die Grasnabe wird wieder eingesetzt.

Aufbau des Versuchs unter stationären Druckbedingungen

Bei diesem Aufbau wird der Wasserstand in den DRI so reguliert, dass er stets auf einem konstanten Niveau gehalten wird; d.h. es herrschen stationäre Druckbedingungen. Dafür wurde das Infiltrationsmessgerät der Firma Umwelt- und Ingenieurtechnik GmbH Dresden (UIT GmbH Dresden) verwendet. Der Versuchsaufbau besteht aus folgenden Bestandteilen:

- Wasservorratsbehälter (PVC-U, Ø 240 mm, 750 mm Höhe) mit Messskala (aufgeklebtes Millimeterpapier) und Füllstandsrohr und vier eingelassene Schrauben, sowie Gekupplung am äußeren Boden; Metallplatte mit angeschweißtem kurzen Rohrstück (welches in die Spindel des Gerüstfußes passt); vier Muttern,
- Gerüstfuß mit Spindel,
- 3 Abspannleinen mit 3 Heringen,
- Handabsperrhahn,
- Zulaufschlauch (PVC-Gewebeschlauch, Ø außen 20 mm, Ø innen 13 mm, ca. 3000 mm Länge),
- Messeinrichtung mit Koaxialventil und elektronischem Anschaltkasten; kapazitiver Füllstandssensor (höhenverstellbar) mit Halterohr; dreibeiniges Stativ aus Metall,
- Auslaufschlauch (PVC, am unteren Ende perforiert, ca. 500 mm Länge),

- Gel-Akku (12 V/10 Ah) inklusive Feldgehäuse für ca. 8 Stunden Betriebsspannung; Steckerladegerät,
- wasserfester Stift.

Die Messeinrichtung muss in dem Innenring der DRI-Anordnung aufgestellt werden (Anhang 4.02, Bild 3 links). Hierfür wird zunächst die Messeinrichtung mit dem Koaxialventil und dem Anschaltkasten auf das dreibeinige Stativ gesetzt. Dann wird der kapazitive Füllstandssensor so angeschraubt, dass noch einige Zentimeter Abstand zum Boden bestehen bleiben. Das Kabel des Füllstandssensors wird mit dem Anschaltkasten verbunden. Der Auslaufschlauch wird am unteren Ventil der Messeinrichtung so angebracht, dass die perforierte Seite das Schlauchende bildet. Der Auslaufschlauch wird so plaziert, dass das Wasser nicht auf den Innenring gerichtet wird, um eine Unterspülung des Innenrings zu vermeiden.

Nun kann der Wasservorratsbehälter (Anhang 4.02, Bild 3 rechts) aufgestellt werden. Nachdem der Zulaufschlauch mit dem geschlossenen Handabsperrhahn und der Messeinrichtung mittels Geka-Kupplung verbunden wurde, kann der Wasservorratsbehälter mit Wasser befüllt werden. Der Wasserstand kann jetzt an der Messskala mit dem wasserfesten Stift ein erstes mal markiert werden. Wenn nötig, müssen nun noch einmal die DRI auf ihre etwa 10 cm Wasserstandshöhe gebracht werden, indem abermals etwas Wasser aus den Kanistern hinzugegeben wird. Das Kabel des Anschaltkastens ist erst kurz vor Versuchsbeginn mit dem Gel-Akku in dem Feldgehäuse zu verbinden, um Strom zu sparen. Der Handabsperrhahn wird jetzt geöffnet, so dass das Wasser aus dem Wasservorratsbehälter gravitativ in den inneren Infiltrometering fließen kann.

Hierbei erzeugt der kapazitive Füllstandssensor mittels eines Kondensators an der aktiven Sensorfläche ein elektrisches Feld. Nach Überschreiten eines bestimmten Schwellenwerts wird ein Schaltsignal erzeugt, welches das Koaxialventil solange öffnet, bis der ursprüngliche Wasserstand im Infiltrometer erreicht ist. Anhand einer Skala am Wasservorratsbehälter kann dann die zugeführte Wassermenge abgelesen werden. Laut Bedienungsanleitung der UIT GmbH Dresden (2000) wird die Sensibilität des kapazitiven Füllstandssensors werkseitig so eingestellt, dass dieser bei 2 mm bis 3 mm Wasserstandsänderung reagiert (RALENKÖTTER 2000).

Aufbau des Versuchs unter instationären Druckbedingungen

Bei diesem Aufbau sinkt der Wasserstand im DRI im Zuge des Versickerungsvorganges kontinuierlich, d.h. es herrschen instationäre Druckbedingungen. Der Versuchsaufbau unter instationären Druckbedingungen besteht aus folgenden Bestandteilen:

- Messbrücke,
- Schwimmer mit Messskala.

Hierzu wird die Messskala bestehend aus einem Stück Maßband in einem Röhrchen verbunden mit einem Schwimmer von unten durch eine Öffnung in die Messbrücke gesteckt. Anschließend wird diese Konstruktion auf den Innenring gesetzt (Anhang 4.02, Bild 4). Die Skala wird an der Messbrücke abgelesen.

4.3.1.2 Durchführung der Doppelringinfiltrometer-Versuche

An einem Standort wurden stets drei Versuche parallel durchgeführt. Es werden drei Versuchslöcher gegraben und die oben genannten drei Anordnungen der Doppelringe eingebaut. In einem Versuchslöch wird der Versuch unter stationären Druckbedingungen durchgeführt; in den beiden weiteren Versuchslöchern erfolgen zwei Versuche unter instationären Druckbedingungen.

Durchführung des Versuchs unter stationären Druckbedingungen

Vor Versuchsbeginn werden auf einem Formblatt (Anhang 4.04a) zunächst die allgemeinen Angaben zum Versuch eingetragen. Außerdem werden die Durchmesser der verwendeten Doppelringe vermerkt, sowie die Fläche (bzw. Überstaufäche) A_I des DRI (Innenring) (m^2). Weiterhin wird im Vorfeld des Versuchs die Fläche des Vorratsbehälters A_V (m^2) berechnet. Dann kann der Versuch gestartet werden.

Beim ersten Öffnen des Ventils, welches akustisch vernehmbar ist, wird die Stoppuhr gestartet und der neue Wasserstand am Wasservorratsbehälter (Messskala) markiert. Nun wird abgewartet, bis sich das Ventil zum zweiten Mal öffnet. In diesem Moment muss auf der Stoppuhr die Versuchsdauer abgelesen werden und auf dem Formblatt in der Spalte Zeit t (s) notiert werden. Dann ist abermals auf dem Wasservorratsbehälter der neue Wasserstand im Füllstandsrohr zu markieren und die Differenz zum vorherigen Strich auf dem Formblatt in der Spalte Wasserstandsänderung im Vorratsbehälter x (m) zu notieren. Der Versuch wird beim Erreichen einer konstanten Versickerungsrate oder mindestens nach 20 Minuten beendet; dieser Versuch wird drei Mal hintereinander durchgeführt und bekommt die Bezeichnungen Versuch a bis Versuch c (Anhang 4.03).

Es ist wahrscheinlich, dass der Wasserstand im äußeren Ring ebenfalls absinkt, da auch hier das Wasser versickert; der kapazitive Füllstandssensor reguliert nur den Wasserstand im Innenring des DRI. Um aber in beiden Ringen die gleichen Druckbedingungen beizubehalten, muss der äußere Ring in regelmäßigen Abständen durch manuelles Auffüllen wieder auf den ursprünglichen Wasserstand, d.h. auf den Wasserstand des Innenrings, gebracht werden.

Bei stärkerem Regen sollten der Wasservorratsbehälter, sowie die Doppelringe geschützt werden, damit kein Regenwasser die Wasserstände unkontrolliert wieder auffüllen kann (Anhang 4.02, Bild 5). Bei starker Sonneneinstrahlung muss entsprechend vor Verdunstung geschützt werden.

Durchführung des Versuchs unter instationären Druckbedingungen

Zunächst wird das Formblatt (Anhang 4.04 b) soweit wie möglich ausgefüllt. Es wird ebenfalls die Absenkung des Wasserstandes pro Zeiteinheit ermittelt. Hierbei wird allerdings in vorher festgelegten Zeitabschnitten gemessen, welche in der ersten Spalte des Formblatts als Zeit t (s) eingetragen werden. Diese richten sich insbesondere nach der zu erwartenden Geschwindigkeit, mit der das Wasser versickern wird. Der Versuch dauert so lange bis das Wasser (im Innenring) komplett versickert ist und der Schwimmer den Boden berührt.

Nach dem Auffüllen und noch vor dem ersten Ablesen muss der Wasserstand im Innenring einmalig mit dem Zollstock abgemessen werden. Dieser Wert wird auf dem Formblatt unter Stauhöhe DRI (innen) eingetragen.

Zu Versuchsbeginn wird der Wasserstand an der Messskala abgelesen und im Formblatt in die Spalte Wasserstandsänderung im DRI h (m) notiert. Nachdem das erste Zeitintervall abgelaufen ist, wird der Wasserstand erneut abgelesen und zusammen mit der verstrichenen Zeit auf dem Formblatt festgehalten (Anhang 4.02, Bild 6). Nach jedem weiteren Zeitabschnitt wird der Wasserstand abgelesen und auf dem Formblatt notiert. Der Versuch wird jeweils drei Mal hintereinander durchgeführt und bekommt die Bezeichnungen Versuch a bis Versuch c (Anhang 4.03). Der Wasserstand im Außenring muss, wenn er deutlich schneller absinkt als im Innenring, durch manuelle Zugabe auf die Höhe des Wasserstandes im Innenring gebracht werden.

4.3.1.3 Auswertung der Doppelringinfiltrometer-Versuche

Auswertung des Versuchs unter stationären Druckbedingungen

Die Auswertung der im Feld gewonnenen Messdaten des Versuchs unter stationären Druckbedingungen erfolgt mit einem Formblatt (Anhang 4.04 a). Die verwendete Formel zur Berechnung der Infiltrationsrate K lautet:

$$K = \frac{x \cdot A_V}{\Delta t \cdot A_I} \quad \text{Gleichung 3}$$

mit

- K = Infiltrationsrate (m/s)
- x = Wasserstandsänderung im Vorratsbehälter (m)
- A_V = Fläche Vorratsbehälter (m²)
- Δt = Zeitdifferenz (s)
- A_I = Überstaupfläch DRI (Innenring) (m²)

Die Berechnung der Infiltrationsrate erfolgt auf dem Formblatt für jede Zeitdifferenz (Anhang 4.04 a). Über diese Infiltrationsraten wird ein arithmetischer Mittelwert gebildet (Anhang

4.04 a). Zum Vergleich wird die Infiltrationsrate über die gesamte Versuchszeit und die Gesamtwasserstandsänderung eines Versuches ermittelt (Anhang 4.03).

Auswertung des Versuchs unter instationären Druckbedingungen

Die Auswertung der im Feld gewonnenen Messdaten des Versuchs unter instationären Druckbedingungen erfolgt mit einem Formblatt (Anhang 4.04 b). Die verwendete Formel zur Berechnung der Infiltrationsrate K lautet:

$$K = \frac{V_I}{\Delta t \cdot A_I} \quad \text{Gleichung 4}$$

mit K = Infiltrationsrate (m/s)
 $V_I = h \cdot A_I$ = Durchflussmenge (m³)
 Δt = Ablesung (absolut) (s)
 A_I = Überstaupflache DRI (Innenring) (m²)
 h = Wasserstandsänderung im DRI (m)

Die Berechnung der Infiltrationsrate erfolgt auf dem Formblatt für jede Zeitdifferenz (Anhang 4.04 b). Über diese Infiltrationsraten wird ein arithmetischer Mittelwert gebildet (Anhang 4.04 b). Zum Vergleich wird die Infiltrationsrate über die gesamte Versuchszeit und die Gesamtwasserstandsanderung eines Versuches ermittelt (Anhang 4.03).

4.3.1.4 Ergebnisse und Bewertung der Doppelringinfiltrometer-Versuche

Im Rahmen der Pilotstudie wurden 86 DRI-Versuche durchgeführt. Alle Ergebnisse der DRI-Versuche unter stationären sowie unter instationären Druckbedingungen sind dem Anhang 4.03 zu entnehmen. Hier sind die einzelnen Standorte 1 bis 11 aufgelistet (Anhang 4.01). Die Versuche 1 (stationäre Versuche) sowie Versuche 2 und 3 (instationäre Versuchsreihen) sind weiter unterteilt in die Versuche a, b und c. Die Versuche a, b und c bezeichnen das dreimalige Durchführen der einzelnen Versuche. Pro Standort gibt es also maximal neun Ergebnisse für die Bestimmung der Infiltrationsrate. Bei dem Standort 9 konnte keine Infiltrationsrate festgestellt werden. Der Standort 10 ergab für die Versuche 10.1 (bei a, b und c) kein Ergebnis; für den Versuch 10.2.c steht kein Ergebnis zur Verfügung. Die gemittelten Ergebnisse für die Infiltrationsrate (Kapitel 4.3.1.3) sind in Anhang 4.03 in zwei verschiedenen Spalten festgehalten.

In der Tabelle 9 sind die Ergebnisse der Versuchsphasen c gemittelt über die Versuchsmethoden unter stationären und instationären Druckbedingungen aufgeführt. Die in Tabelle 9 zusammengefassten Werte stammen aus den jeweils letzten Versuchen an den einzelnen Standorten. Zu diesem Zeitpunkt war der untersuchende Untergrund am ehesten wassergesättigt.

Diese Werte entsprechen damit am ehesten dem Durchlässigkeitsbeiwert und werden zur weiteren Auswertung der Ergebnisse verwendet.

Tabelle 9: Mittlere Infiltrationsraten K (m/s) der 11 Standorte.

Standort	Infiltrationsraten K (m/s) (gemittelt)
1	$2,1 \cdot 10^{-5}$
2	$2,6 \cdot 10^{-5}$
3	$3,6 \cdot 10^{-5}$
4	$1,2 \cdot 10^{-5}$
5	$2,3 \cdot 10^{-5}$
6	$1,3 \cdot 10^{-5}$
7	$1,8 \cdot 10^{-5}$
8	$2,3 \cdot 10^{-6}$
9	n.b.
10	$1,2 \cdot 10^{-5}$
11	$9,6 \cdot 10^{-6}$
Mittelwert	$1,7 \cdot 10^{-5}$

n.b.: nicht bestimmt

Die Ergebnisse für die Doppelringinfiltrometer Versuche liegen mit Ausnahme des Standortes 8 zwischen $K = 1,2 \cdot 10^{-5}$ m/s und $K = 9,6 \cdot 10^{-6}$ m/s. Die Infiltrationsraten am Standorte 8 sind niedriger mit $K = 2,3 \cdot 10^{-6}$ m/s. Am Standort 9 sind keine eindeutigen Ergebnisse der Infiltrationsrate zu erzielen. Wie bereits in der Phase I der Pilotstudie (COLDEWEY & GEIGER 2000) festgestellt wurde, ist der Untergrund hier so stark wassergesättigt, dass keine Versickerung von Wasser festgestellt werden konnte.

In den Versuchen zeigen die ermittelten Infiltrationsraten gewisse Schwankungen, die mit fortschreitender Versuchsdauer innerhalb eines Versuchs kleiner werden. Exemplarisch ist dieses Phänomen für Versuch unter instationären Druckbedingungen am den Standort 6 in Abbildung 14 zu erkennen.

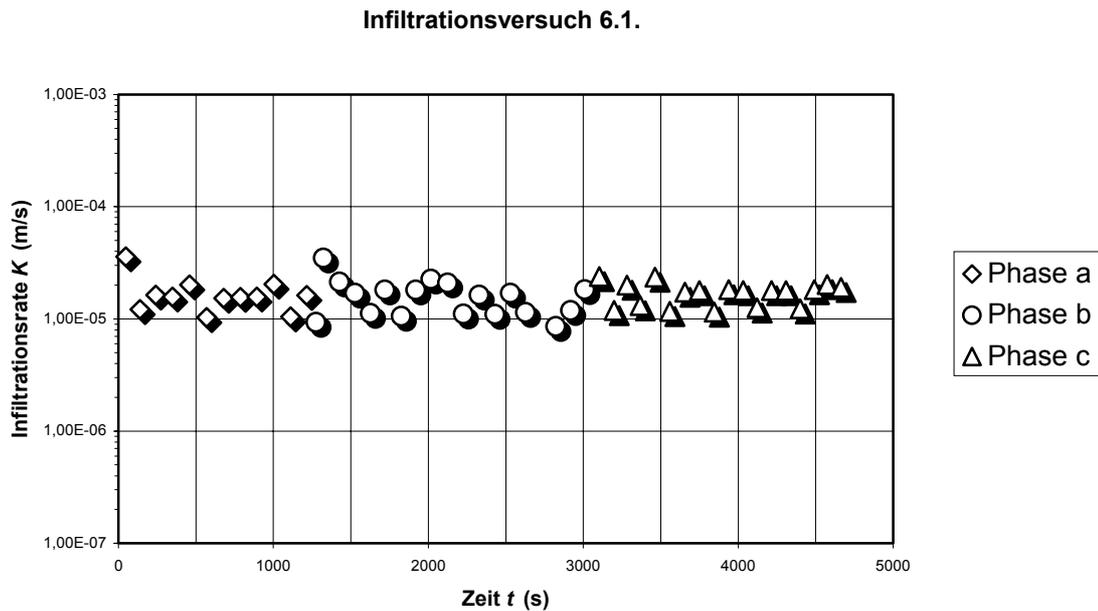


Abbildung 14: Zeitliche Entwicklung der Infiltrationsraten der Versuchsphasen a bis c eines Gesamtversuches.

In der Phase a der Versuche sind die Schwankungen im allgemeinen am größten; d.h. bezogen auf die berechnete Infiltrationsrate ist der arithmetische Mittelwert der Einzelergebnisse in der Regel größer als der Mittelwert über die Gesamtversuchsdauer. In der Phase b und Phase c der Versuche werden die Schwankungen geringer und die Unterschiede in den Mittelwerten nehmen sukzessive ab (Anhang 4.03). Dieses Phänomen basiert auf der zunehmenden Sättigung des Untergrundes. Eindeutig zu erkennen ist dieser allgemeine Trend bei der Gegenüberstellung der einzelnen Ergebnisse in den folgenden Balkendiagrammen (Abbildung 15 bis Abbildung 17).

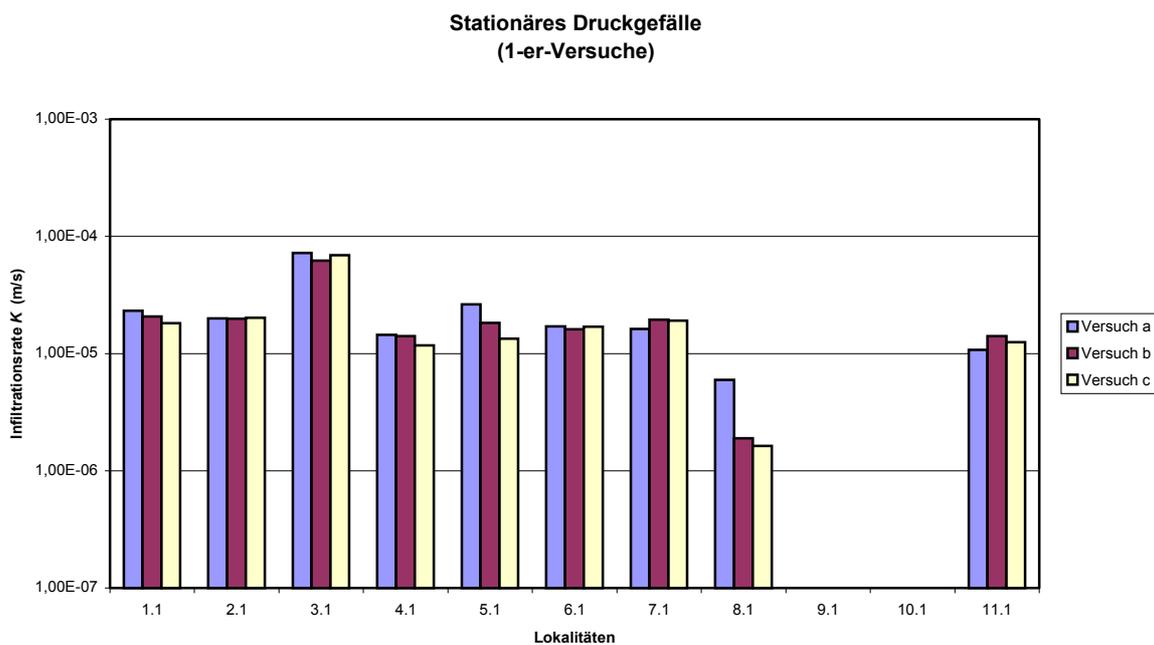


Abbildung 15: Vergleich der Versuchsphasen a bis c bei den Versuchen unter stationären Druckbedingungen (1-er-Versuche).

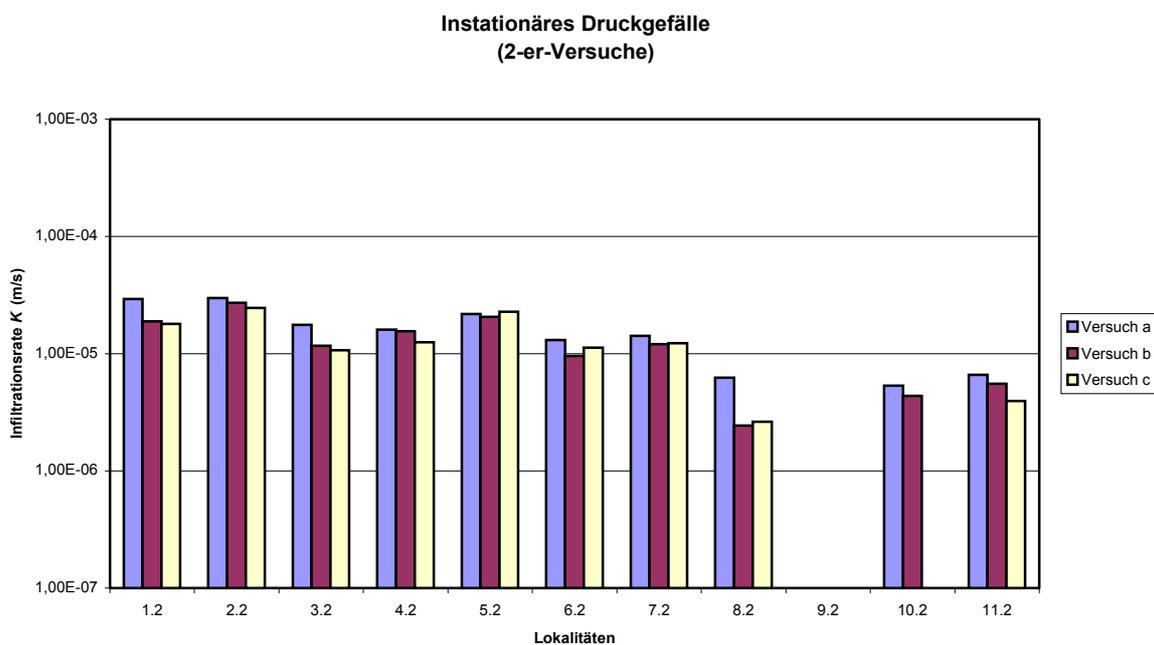


Abbildung 16: Vergleich der Versuchsphasen a bis c bei den Versuchen unter instationären Druckbedingungen (2-er-Versuche).

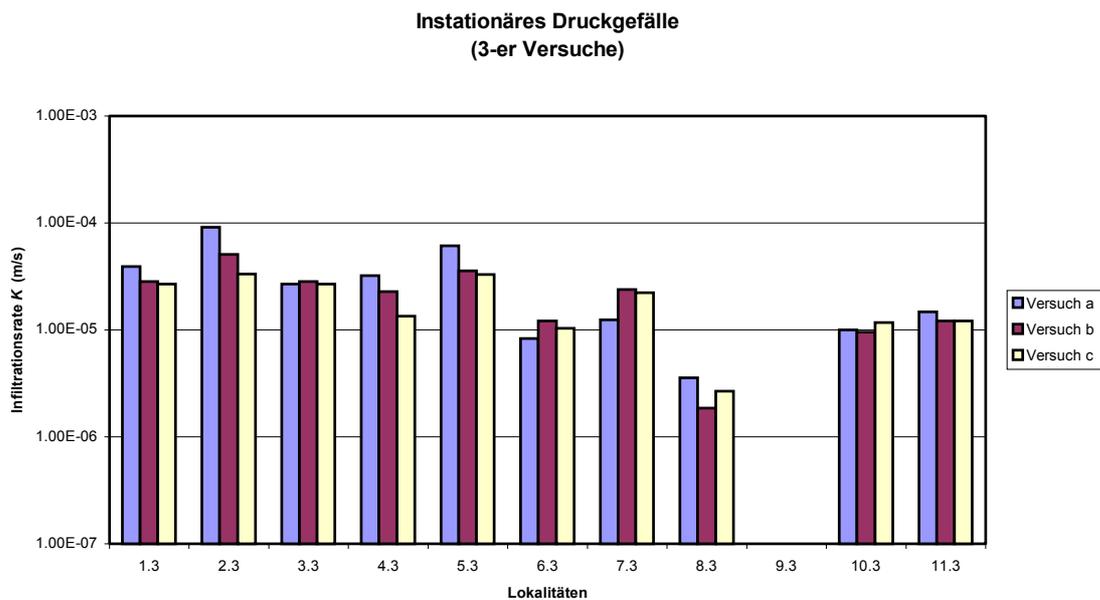


Abbildung 17: Vergleich der Versuchsphasen a bis c bei den Versuchen unter stationären Druckbedingungen (3-er-Versuche).

Bei einem Vergleich der unterschiedlichen Verfahren ist kein eindeutiger Trend hinsichtlich der Unterschiede bei den Infiltrationsraten K ersichtlich (Abbildung 18). Die Unterschiede im Verfahren mit instationären Druckbedingungen (2-er- und 3-er-Versuche) sind genauso groß wie die Unterschiede zwischen stationären und instationären Druckbedingungen.

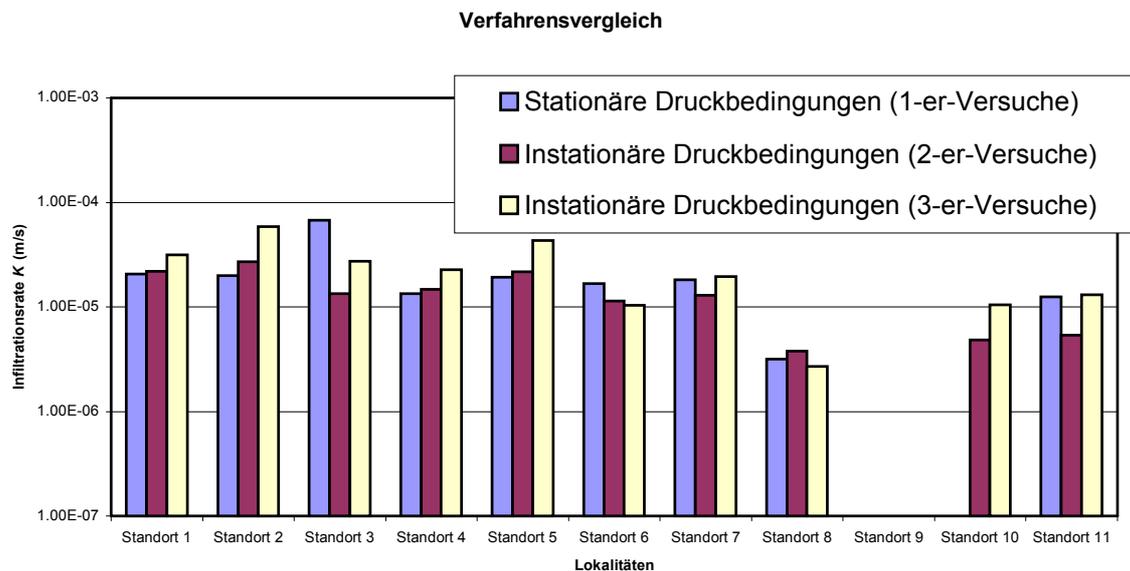


Abbildung 18: Verfahrensvergleich der Doppelringinfiltrometer unter stationären und instationären Druckbedingungen.

4.3.2 Pumpversuche

Zur Überprüfung der Durchlässigkeit des tieferen Untergrundes lassen sich Pumpversuche durchführen. Bei diesen Versuchen wird aus einem Brunnen Wasser in einer konstanten Fördermenge entnommen und idealerweise so lange gefördert bis sich ein dynamisches Gleichgewicht zwischen Grundwasserzustrom und –entnahme eingespielt hat. Dazu werden die raumzeitlichen Veränderungen des Grundwasserspiegels im Brunnen und in der Umgebung des Brunnens gegenüber der Zeit gemessen. Mit Hilfe von verschiedenen Berechnungsmethoden können dann hydrogeologische Kenngrößen, wie Transmissivität und Durchlässigkeitsbeiwert, bestimmt werden. Die so ermittelten Werte erlauben Aussagen über die Durchlässigkeit der wassergesättigten Zone des Untergrundes.

4.3.2.1 Aufbau und Durchführung der Pumpversuche

Im Rahmen der Pilotstudie konnte auf Aufzeichnungen von fünf Pumpversuchen zurückgegriffen werden. Diese Versuche wurden von der Firma Vormann GmbH am Freibad Mollbeck in Recklinghausen ausgeführt. Sie fanden an den beiden Entnahmehäusern des Freibades zur Überprüfung der Brunnen u.a. nach deren Erstellung in den Jahren 1973, 1991 und 1992 statt. Die Ergebnisse der Pumpversuche dienen der Beurteilung der Durchlässigkeit des Recklinghäuser Sandmergel (Oberkreide; Kapitel 3.3), in dem die zwei Brunnen ausgebaut sind (Tabelle 10).

Tabelle 10: Ausbau der Brunnen.

Brunnen- bezeichnung	Tiefe (m u. GOK)	Durchmesser (mm)	Filterlänge (m)	erschlossene Mächtigkeit des Grundwasserleiters (RKS) (m)
Br. 1	40	650	30	25
Br. 2	52	1000	24	42,5

RKS: Recklinghäuser Sandmergel

Die Pumpversuche wurden als ein- oder mehrstufige Versuche gefahren (Tabelle 11). Bei jeder Stufe wurde bis zu einer quasistationären Absenkung gepumpt. Die Messung des Wasserstandes erfolgte generell im Entnahmehaus selbst, nur bei einem Versuch ist im benachbarten Brunnen ebenfalls die Veränderung des Wasserspiegels verfolgt worden.

Tabelle 11: Auflistung der Pumpversuchsdaten am Freibad Mollbeck.

Brunnen- bezeichnung	Förderung			Wiederanstieg	
	Dauer (d)	Entnahmemenge (m ³ /h)	maximale Absenkung (m)	Dauer der Messung (min)	Anstieg während der Messung (m)
Br. 1 (1973)	2	142; 180	6,6	n.b.	n.b.
Br. 1 (1992)	1	102	17,8	120	17,0
Br. 1 (1992)	2	55	16,6	120	16,2
Br. 2 (1991)	3	30; 62; 81; 70	36,8	60	26,5
Br. 2 (1992)	1	50	27,2	60	19,6

n.b.: nicht bekannt

Nach dem Abstellen der Pumpe wurde der Wiederanstieg gemessen. Die Verfolgung des Wiederanstieges des Grundwassers erfolgte in einem Zeitraum von 45 Minuten bis 120 Minuten. Der Verlauf des Grundwasserstandes während eines Pumpversuches ist für einen einstufigen Pumpversuch exemplarisch in Abbildung 19 dargestellt.

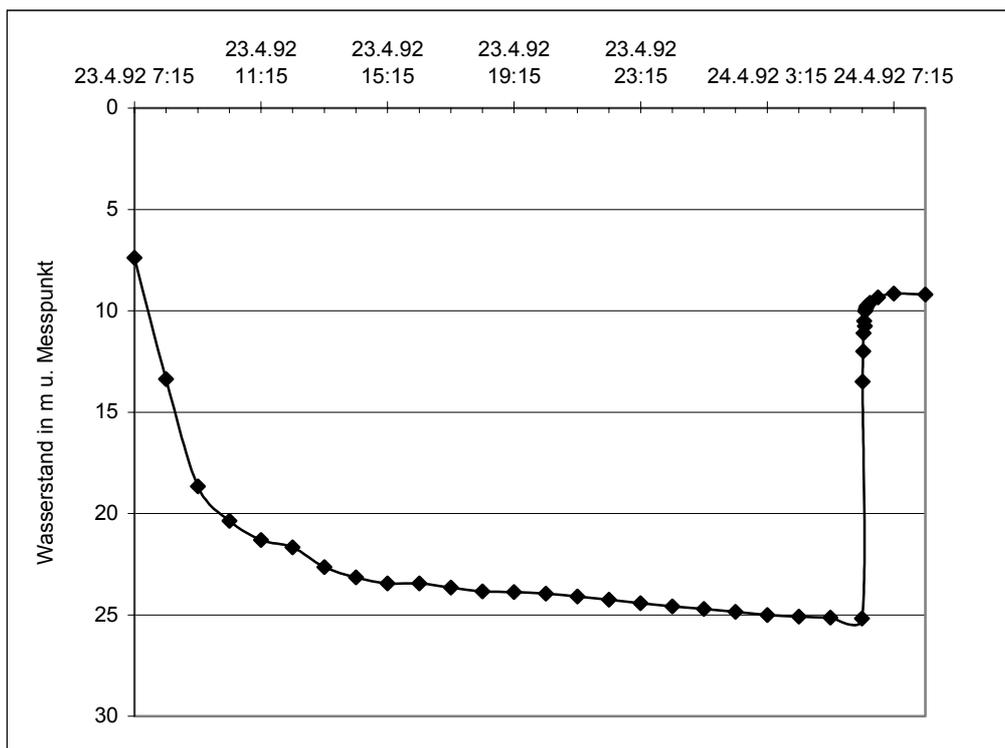


Abbildung 19: Beispiel für einen 24-stündigen Pumpversuch, mit anschließendem Wiederanstieg des Grundwasserstandes.

4.3.2.2 Auswertung der Pumpversuche

Die Pumpversuche werden nach insgesamt vier verschiedenen Verfahren ausgewertet. Es werden zwei verhältnismäßig genaue Verfahren und zwei orientierende Bestimmungsmethoden zur Ermittlung der Transmissivität bzw. des Durchlässigkeitsbeiwertes verwendet.

Die Transmissivität ist das Produkt aus Durchlässigkeitsbeiwert und Mächtigkeit. Damit kann der Durchlässigkeitsbeiwert aus den ermittelten Transmissivitäten berechnet werden.

$$k_f = \frac{T}{M} \quad \text{Gleichung 5}$$

mit k_f = Durchlässigkeitsbeiwert (m/s)
 T = Transmissivität (m²/s)
 M = Mächtigkeit des genutzten Grundwasserleiters (m)

Aus der Entnahmemenge und dem Absenkungsbetrag im Brunnen kann die Transmissivität nach folgender Formel abgeschätzt werden (LOGAN 1964):

$$T = 1,22 \cdot \frac{V}{s} \quad \text{Gleichung 6}$$

mit T = Transmissivität (m²/s)
 V = Entnahmemenge (m³/s)
 s = Absenkung (m)

Aus der Entnahmemenge wird der Durchlässigkeitsbeiwert bei gespanntem Grundwasser nach folgender Gleichung näherungsweise bestimmt (HÖLTING 1996) zu:

$$k_f = \frac{V}{M \cdot s} \quad \text{Gleichung 7}$$

mit k_f = Durchlässigkeitsbeiwert (m/s)
 V = Entnahmemenge (m³/s)
 M = Mächtigkeit des genutzten Grundwasserleiters (m)
 s = Absenkung (m)

Die Transmissivität kann weiterhin aus der Wiederanstiegskurve nach COOPER & JACOB (1946) ermittelt werden. Dazu wird der Wiederanstieg des Grundwasserspiegels im Entnahmebrunnen gegen die zugehörige Zeit in einem semilogarithmischen Diagramm aufgetragen, eine Ausgleichsgerade gezogen und die Steigung Δs aus einer logarithmischen Dekade ermittelt. Nach Gleichung 8 wird die Transmissivität bestimmt.

$$T = 0,183 \cdot \frac{V}{\Delta s} \quad \text{Gleichung 8}$$

mit $T =$ Transmissivität (m²/s)
 $V =$ Entnahmemenge (m³/s)
 $\Delta s =$ Steigung (m)

Die Transmissivität kann auch durch die Auswertung des zeitlichen Verlaufs der Absenkung in einer Messstelle mit konstantem Abstand r zur Entnahmestelle nach COOPER & JACOB (1946) bestimmt werden. Die Absenkung und die zugehörigen Zeiten werden in ein semilogarithmisches Diagramm eingetragen, es wird eine Ausgleichsgerade gezogen und wieder für eine logarithmische Dekade die Steigung Δs bestimmt. Die Transmissivität wird mit Gleichung 9 ermittelt.

$$T = 2,3 \cdot \frac{V}{4 \cdot \pi \cdot \Delta s} \Leftrightarrow T = 0,183 \cdot \frac{V}{\Delta s} \quad \text{Gleichung 9}$$

mit $T =$ Transmissivität (m²/s)
 $V =$ Entnahmemenge (m³/s)
 $\Delta s =$ Steigung (m)

4.3.2.3 Ergebnisse und Bewertung der Pumpversuche

Die Ergebnisse der Pumpversuche sind in Tabelle 12 zusammengestellt. Innerhalb eines Versuches variieren die Ergebnisse um eine halbe bis ganze Zehnerpotenz. Dabei wird deutlich, dass der Durchlässigkeitsbeiwert geringfügig mit der Tiefe abnimmt. Für den 40 m tiefen Brunnen Br. 1 ergeben sich Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $3,6 \cdot 10^{-4}$ m/s und $3,0 \cdot 10^{-5}$ m/s und für den tieferen Brunnen (Br. 2) ergeben sich Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $2,4 \cdot 10^{-4}$ m/s und $1,2 \cdot 10^{-5}$ m/s. Diese Aussagen lassen Rückschlüsse auf eine abnehmende Klüftigkeit und auf das Erreichen der Basis des Grundwasserleiters zu.

Tabelle 12: Ergebnisse der Pumpversuche nach verschiedenen Verfahren.

Versuch	Durchlässigkeits- beiwert (LOGAN 1964) (m/s)	Durchlässigkeits- beiwert (HÖLTING 1996) (m/s)	Durchlässigkeits- beiwert (COOPER & JACOB 1946) (m/s)	Durchlässigkeits- beiwert (COOPER & JACOB 1946) (m/s)
Br. 1 (1973)	$3,6 \cdot 10^{-4}$	n.b.	n.b.	n.b.
Br. 1 (1992)	$3,0 \cdot 10^{-5}$	$3,6 \cdot 10^{-5}$	$2,2 \cdot 10^{-4}$	n.b.
Br. 2*	n.b.	n.b.	n.b.	$2,4 \cdot 10^{-4}$
Br. 1 (1992)	$7,5 \cdot 10^{-5}$	$6,2 \cdot 10^{-5}$	$2,3 \cdot 10^{-4}$	n.b.
Br. 2 (1991)	$1,5 \cdot 10^{-5}$	$1,2 \cdot 10^{-5}$	$3,1 \cdot 10^{-5}$	n.b.
Br. 2 (1992)	$1,6 \cdot 10^{-5}$	$1,3 \cdot 10^{-5}$	$5,4 \cdot 10^{-5}$	n.b.

n.b.: nicht bestimmbar

*: Beobachtungsbrunnen für den Pumpversuch in Br. 1 (1992)

Die Ergebnisse nach dem Verfahren von LOGAN (1964) und HÖLTING (1996) sind lediglich von einem orientierenden Charakter und sind daher nur eingeschränkt in die Betrachtungen eingegangen. Die errechneten Durchlässigkeiten sind meist eine halbe Zehnerpotenz geringer als die mit den Verfahren von COOPER & JACOB (1946) ermittelten.

Für die Auswertungen musste aufgrund der Heterogenität des Untergrundes mit unterschiedlichen Mächtigkeiten des genutzten Grundwasserleiters gerechnet werden. Der Recklinghäuser Sandmergel besteht aus einer Wechsellagerung tonig-mergeliger Feinsande mit zwischenlagerten harten Kalksandsteinbänken. Die Unterscheidung erfolgt nach der Gesamtmächtigkeit des hydraulisch angeschlossenen Grundwasserleiters und der Länge der Filterstrecke bzw. der Gesamtmächtigkeit der Kalksandsteinbänke. Dadurch ergeben sich Differenzen von maximal einer halben Zehnerpotenz.

Bei der Auswertung der Wiederanstiegskurve wurden die verschiedenen Kurvenabschnitte (Abbildung 19) getrennt ausgewertet, da man davon ausgehen muss, dass der erste Teil der Wiederanstiegskurve durch den Rücklauf von Wasser aus der Steigleitung verfälscht sein kann. Die Unterschiede zwischen den ersten steilen Kurvenabschnitt und den anschließenden flacheren Kurvenabschnitten stellen sich im Endergebnis bis zu einer Zehnerpotenz dar. Deshalb sind die Werte der hinteren flacheren Kurvenabschnitte, die das Umfeld des Brunnens repräsentieren, hier berücksichtigt worden.

Bei den Versuchen mit verschiedenen Entnahmemengen ist die Berechnung mit der jeweils höchsten Entnahmemenge aufgeführt, da bei dieser ein großräumiger und somit repräsentativer Bereich im Umfeld des Brunnens in Anspruch genommen wird. Insgesamt nehmen die Durchlässigkeitsbeiwerte mit zunehmender Entnahmemenge um einen Faktor 2 ab.

Unter Berücksichtigung der genannten verschiedenen Einschränkungen in der Aussagekraft der Ergebnisse der einzelnen Berechnungen ergeben sich die in Tabelle 13 angegebenen gemittelten Durchlässigkeitsbeiwerte.

Tabelle 13: Gemittelte Durchlässigkeitsbeiwerte des Umfeldes der jeweiligen Brunnen.

Brunnenbezeichnung	Durchlässigkeitsbeiwert (m/s)
Br. 1	$2,2 \cdot 10^{-4}$
Br. 2	$1,1 \cdot 10^{-4}$

4.3.3 Bestimmung der Korngrößenverteilung der Bodenproben

Die Bestimmung der Korngrößenverteilung erfolgte nach DIN 18123 (1996). Die Bodenproben wurden an 11 Standorten in einer Tiefe von 0,50 m unter Geländeoberkante gewonnen (Anhang 4.01). Da die zu untersuchenden Bodenproben gleichzeitig Anteile an Korngrößen unter und über 0,063 mm Durchmesser besitzt, sind die Korngrößen unter 0,125 mm durch Sedimentation und diejenigen über 0,125 mm durch anschließende Siebung ermittelt worden.

4.3.3.1 Aufbau des Versuchs zur Bestimmung der Korngrößenverteilung

Für die Durchführung der Sedimentationsanalyse wurden 12 Messzylinder mit einem Nennvolumen von 1000 ml gebraucht. 11 Messzylinder enthielten die Bodensuspension und ein Messzylinder war mit einer Natriumpyrophosphat-Lösung gefüllt und diente dazu, das Aräometer zwischen den Ablesezeitpunkten ablegen zu können. Die Messzylinder wurden an einem möglichst erschütterungsfreien Ort aufgestellt, damit der Sedimentationsvorgang nicht gestört wird. Ferner ist darauf zu achten, dass sich die Temperatur der Bodensuspension nur minimal ändert, d.h. das Aufstellen der Messzylinder im Einflussbereich einer direkten Wärmequelle, z.B. durch Sonneneinstrahlung, ist nach Möglichkeit zu vermeiden. Weiterhin ist es zweckmäßig, die Messzylinder möglichst dicht nebeneinander auf der horizontalen Unterlage anzuordnen, um bei den zeitlich dicht aufeinander folgenden Ablesungen nicht unnötige Wege zurücklegen zu müssen. Abbildung 1 zeigt den Versuchsaufbau für die Sedimentationsanalyse nach DIN 18123 (1996).



Abbildung 20: Messzylinder während der Sedimentationsanalyse.

Für die Siebung wurde ein Siebsatz mit den Maschenweiten 1 mm, 0,5 mm, 0,25 mm und 0,125 mm eingesetzt. Bei den Sieben handelt es sich um spezielle Analysensiebe mit Metalldrahtgewebe nach DIN ISO 3310-1 (1990). Da das Siebgut durch Waschen zu trennen ist, ist es erforderlich, den Siebsatz in einem Waschbecken mit Wasseranschluss aufzustellen. Dabei ist das unterste Sieb auf zwei Schienen bzw. Kanthölzern zu lagern, damit das durch die Siebe strömende Wasser rückstaufrei abfließen kann.

4.3.3.2 Durchführung des Versuchs zur Bestimmung der Korngrößenverteilung

Voraussetzung für die Bestimmung der Korngrößenverteilung ist die Kenntnis des Wassergehalts der feuchten Bodenprobe. Dazu werden von der Bodenprobe 100 g in eine Porzellanschale eingewogen, die für 24 Stunden in einen auf 105°C eingestellten Trockenschrank gestellt wird. Nach dem Abkühlen der getrockneten Bodenprobe auf Raumtemperatur im Exsikkator wird die Probe nochmals gewogen.

Für die eigentliche Sedimentationsanalyse und anschließende Siebung wird ca. 50 g der feuchten Bodenprobe in einer Porzellanschale eingewogen. Anschließend wird zur Verhinderung der Flockenbildung 25 ml sog. Stammlösung und möglichst wenig destilliertes Wasser der Bodenprobe zugegeben und dieses Gemisch dann einige Stunden lang zum Durchweichen sich selbst überlassen. Bei der Stammlösung handelt es sich um Natriumpyrophosphat in einer Konzentration von 0,5 g je 1000 ml Suspension. Die durchgeweichte Bodenprobe wird unter Zugabe von 400 ml destilliertem Wasser in ein Becherglas gegeben, in dem die Suspension ca. 15 Minuten lang mit einem Rührwerk homogenisiert wird. Die aufbereitete Suspension

wird vollständig in einen Messzylinder umgefüllt und mit destilliertem Wasser auf 1000 ml aufgefüllt.

Vor dem Versuchsbeginn ist die Suspension im Messzylinder nochmals mit einem Rührstab einige Minuten lang gut durchzurühren. Nach dem Durchrühren wird die Stoppuhr ausgelöst und das Aräometer zu den in Tabelle 1 angegebenen Zeitpunkten in die Suspension eingetaucht und am oberen Rand des Meniskus abgelesen. Nach jeder Ablesung wird das Aräometer wieder aus der Bodensuspension herausgenommen und in einen zusätzlichen Messzylinder, in dem sich 25 ml Stammlösung und 975 ml destilliertes Wasser befinden, aufbewahrt. Zusätzlich zu der Dichte der Bodensuspension ist noch die Temperatur zu bestimmen, wobei es ausreichend ist, diese in den ersten 10 Minuten nur einmal zu erfassen.

Tabelle 14: Zeitpunkte für die Bestimmung der Dichte der Bodensuspension mit dem Aräometer.

Zeitpunkt Δt (min)	1	2	5	10	32	60	120	360	1440
-------------------------------	---	---	---	----	----	----	-----	-----	------

Nach der Sedimentationsanalyse wird die Siebung durchgeführt. Hier wird die Bodensuspension durch aufeinandergesetzte Siebe mit den Maschenweiten 1 mm, 0,5 mm, 0,25 mm und 0,125 mm gewaschen. Die Maschenweite der Siebe nimmt dabei von oben nach unten ab. Die Siebung erfolgt durch horizontale Schüttelbewegungen und durch den Einsatz von Wasser zum Spülen. Dabei ist die Wassermenge möglichst gering zu halten und darauf zu achten, dass die Siebe nicht vollständig mit Wasser eingestaut werden. Der Siebrückstand wird in Glasschalen aufgefangen und für 24 Stunden in einen auf 105°C geheizten Trockenschrank gestellt. Nach dem Trocknen wird der Siebrückstand gewogen.

4.3.3.3 Auswertung des Versuchs zur Bestimmung der Korngrößenverteilung

Die den Aräometerablesungen entsprechenden Höhen h_p lassen sich durch folgende Formel berechnen:

$$h_p = h_s + h_0 + \frac{1}{2} \left(h - \frac{V_A}{A_Z} \right) \quad \text{Gleichung 10}$$

- mit
- h_p = Aräometerablesung (cm)
 - h_s = Abstand zwischen dem unteren Skalenende und der Ablesung (cm)
 - h_0 = Abstand zwischen dem Stengelansatz und dem unteren Skalenende (cm)
 - h = Höhe des Aräometers bis zum Stengelansatz (cm)
 - V_A = Aräometerinhalt (cm³)
 - A_Z = Aräometerquerschnittsfläche (cm²)

Die Sinkgeschwindigkeit v der Körner kann mit folgender Formel angegeben werden:

$$v = \frac{h_p}{t} \quad \text{Gleichung 11}$$

mit v = Sinkgeschwindigkeit (cm/s)
 t = Versuchsdauer (s)

Mit der Sinkgeschwindigkeit v kann nach dem STOKES-Gesetz der äquivalente Korndurchmesser d ermittelt werden:

$$d = \sqrt{\frac{18,35 \cdot \eta \cdot v}{\rho_s - \rho_w}} \quad \text{Gleichung 12}$$

mit d = äquivalenter Korndurchmesser (mm)
 η = dynamische Viskosität der Flüssigkeit (N·s/m²)
 ρ_s = Korndichte (g/cm³)
 ρ_w = Dichte der Flüssigkeit (g/cm³)

Bei der dynamischen Viskosität η und der Dichte des Wassers ρ_w ist die Abhängigkeit von der Temperatur zu berücksichtigen. Der Massenanteil a der Körner kleiner als d an der Masse der untersuchten Teilprobe m_d wird über die nachstehende Formel bestimmt:

$$a = \frac{100 \cdot \rho_s}{m_d \cdot (\rho_s - 1)} \cdot [(\rho' - 1) \cdot 10^3 + C_m + C_T] \quad \text{Gleichung 13}$$

mit a = Massenanteil der Körner kleiner als d (%)
 m_d = Trockenmasse der Bodenprobe (g)
 ρ' = Aräometerablesung (g/cm³)
 C_m = Meniskus-Korrekturwert (g)
 C_T = Temperatur-Korrekturwert (g)

Die Massenanteile der Siebrückstände von der Masse Δm_i betragen in Prozent:

$$\frac{\Delta m_i}{m_d} \cdot 100 \quad \text{Gleichung 14}$$

4.3.3.4 Ergebnisse des Versuchs zur Bestimmung der Korngrößenverteilung

Das Ergebnis der Bestimmung der Korngrößenverteilung ist in Abbildung 21 als Balkendiagramm dargestellt. Die Rohdaten sind Anhang 4.05 zu entnehmen. Dabei sind die einzelnen Anteile der Kornfraktionen als prozentuale Summenanteile der Gesamtmasse aufgetragen.

Insgesamt lassen sich hinsichtlich der Korngrößenverteilung zwei Gruppen ausmachen, nämlich die Proben der Entnahmeorte 5 und 9 bis 11 und die der restlichen Entnahmeorte. Für die zuerst genannte Gruppe beträgt der Anteil des Sandkorns ca. 40 %, der des Schluffkorns ca. 55 % und der des Tonkorns ca. 5 %; bei Probe 5 geht der Sandkornanteil sogar bis auf unter 20 % zurück. Bei diesen feinkörnigen Böden handelt es sich laut DIN 18196 (1988) um Schluffe. Die restlichen Böden besitzen ca. 80 % Sandkornanteile, 18 % Schluffkornanteile und ca. 2 % Tonkornanteile. Entsprechend werden diese Böden nach DIN 18196 (1988) als Sand-Schluff-Gemische angesprochen.

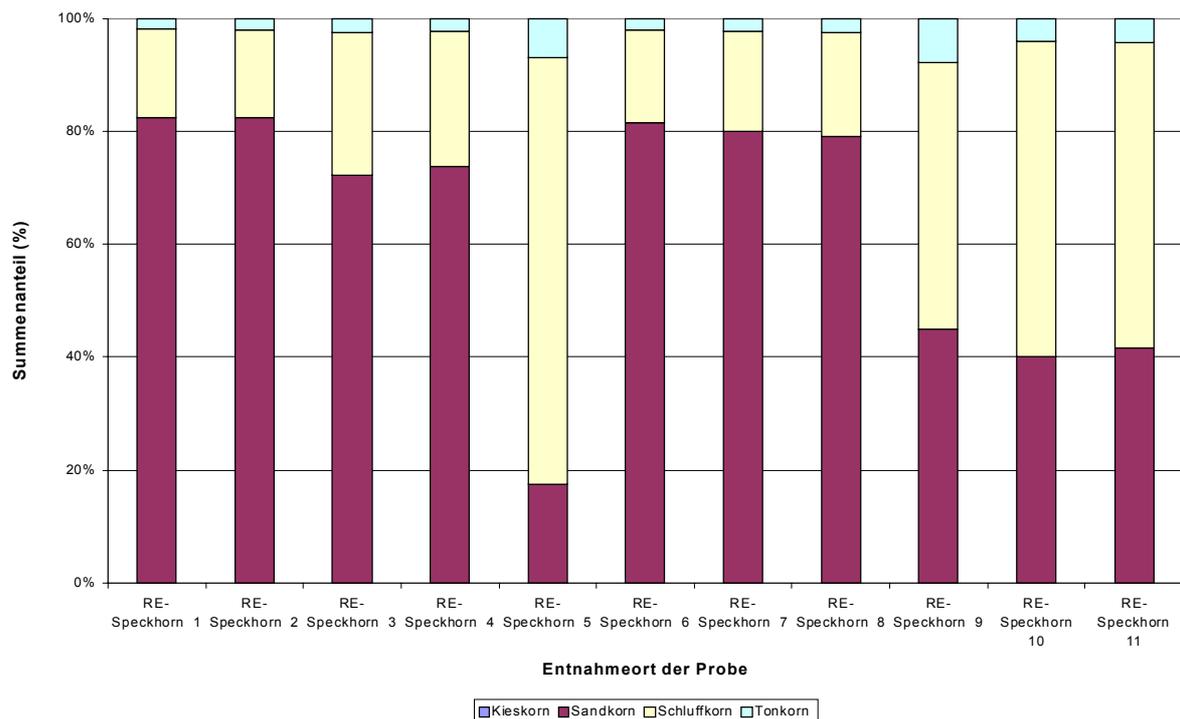


Abbildung 21: Darstellung der Anteile der einzelnen Kornfraktionen der Bodenproben aus Recklinghausen.

4.3.3.5 Auswertung der Korngrößenverteilung zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes

Da der Feinkornanteil in einem Lockergestein hinsichtlich der hydraulischen Leitfähigkeit entscheidend ist, gibt es empirische Bestimmungsformeln für den Durchlässigkeitsbeiwert. Maßgebend für die Anwendung der einzelnen Formeln ist die Berücksichtigung des jeweiligen Gültigkeitsbereichs.

Die Bestimmungsformel nach MALLET & PACQUANT (1954) lautet:

$$k_f = 0,0036 \cdot d_{20}^{2,3} \quad \text{Gleichung 15}$$

mit d_{20} = Korndurchmesser bei 20 % der Kornsummenkurve (mm)

Anwendungsbereich:

Korndurchmesser $< 0,063 \text{ mm} \leq 1 \%$: $0,4 \text{ mm} < d_{20} < 0,1 \text{ mm}$ und $U > 25$

Korndurchmesser $< 0,01 \text{ mm} \geq 4 \%$: $0,6 \text{ mm} < d_{20} < 0,06 \text{ mm}$ und $U > 5$

Nach SEELHEIM (1880) berechnet sich der Durchlässigkeitsbeiwert folgendermaßen:

$$k_f = 0,00357 \cdot d_{50}^2 \quad \text{Gleichung 16}$$

mit d_{50} = wirksamer Korndurchmesser bei 50 % der Kornsummenkurve (mm)

Anwendungsbereich: $U < 5$

Wird der Durchlässigkeitsbeiwert nach SCHNEIDER (1987) ermittelt, ist wie folgt vorzugehen:

$$k_f = 0,00694684 \cdot d_w^2 \quad \text{Gleichung 17}$$

mit d_w = wirksamer Korndurchmesser bei 10 % der Kornsummenkurve (mm)

4.3.3.6 Ergebnisse der Korngrößenverteilung zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes

Aufgrund der unterschiedlichen Anwendungsbereiche für die einzelnen Bestimmungsgleichungen, sind die Durchlässigkeitsbeiwerte der Standorte RE-Speckhorn 1 und 2 nach SCHNEIDER (1987), der Standort 6 nach SEELHEIM (1880) und die restlichen Standorte nach MALLET & PACQUANT (1954) berechnet worden. Das Ergebnis der Berechnung ist in Abbildung 3 als Balkendiagramm mit logarithmischen Maßstab dargestellt. Die Skalierung ist dabei derart gewählt worden, dass die schlechter durchlässigen Böden, bei denen der Infiltrationsvorgang mehr Zeit in Anspruch nimmt, längere Balken aufweisen. Da bereits in Kapitel 4.3.3.4 darauf hingewiesen worden ist, dass für die Korngrößenverteilung des Entnahmeortes 5 nicht nachvollziehbare Ergebnisse erzielt worden sind, wird dieser Standort an dieser Stelle nicht berücksichtigt.

Die berechneten Durchlässigkeitsbeiwerte der Bodenproben liegen damit zwischen $3,5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ und $6,0 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$. Der durchschnittliche zu erwartende Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens in dem Pilotgebiet beträgt demnach $9,0 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$.

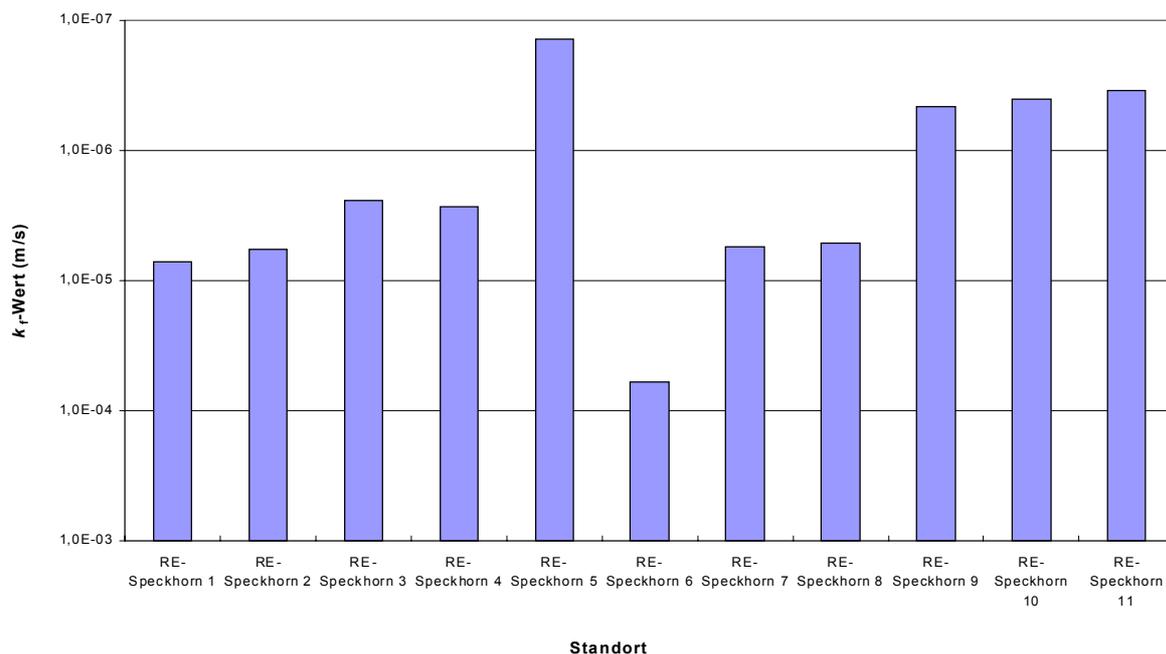


Abbildung 22: Ergebnisse der Durchlässigkeitsbeiwerte aus der Korngrößenverteilung von Bodenproben aus Recklinghausen.

4.3.4 Laborversuche zur Bestimmung der Infiltrationsleistung der Bodenproben

Die Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts erfolgte durch Laborversuche nach DIN 18130-1 (1998). Da die anzuwendende Methodik von der Infiltrationsleistung der Bodenproben abhängig ist, sind die weniger durchlässigen Bodenproben zusätzlich zu dem Versuchsaufbau mit Versuchszylinder noch in einer Triaxialzelle untersucht worden.

4.3.4.1 Aufbau des Laborversuchs zur Bestimmung der Infiltrationsleistung der Bodenproben

Für beide Versuchsaufbauten wurde das hydraulische Gefälle an den Enden des Probekörpers ermittelt, da die untersuchten Böden nur schwach durchlässig sind und somit die Spiegelhöhenverluste außerhalb des Probekörpers vernachlässigbar klein sind. Das hydraulische Gefälle blieb über die Versuchsdauer konstant, d.h. es herrschen stationäre Druckbedingungen. Der Probekörper ist von unten nach oben mit entlüftetem Leitungswasser durchströmt worden. Entlüftetes Wasser wird verwendet, da sich dieses Wasser annähernd wie Porenwasser verhält.

Der Versuchsaufbau bestand für alle Bodenproben zunächst aus einem Aufbau mit einem Versuchszylinder. Die Anlage weist im Wesentlichen die in Abbildung 24 gezeigten Elemente auf. Lediglich auf die Standrohre zum Ablesen der Spiegelhöhen wurde aus dem zuvor genannten Grund verzichtet. Der in dem Versuchszylinder befindliche Probekörper wird mit den Kopfplatten, in denen die Filtersteine und Zu- bzw. Abläufe integriert sind, fest verschraubt. Die konstante Oberwasserspiegelhöhe wird, wie aus Abbildung 24 ersichtlich ist, mit einem Überlaufgefäß erzeugt, in das mehr Wasser eingeleitet wird als durch den zu untersuchenden Probekörper strömt. Ebenso wird der Unterwasserspiegel konstant gehalten, über den die zu messende Wassermenge abläuft. Für den Unterwasserspiegel muss lediglich gelten, dass dieser über der Oberfläche des Probekörpers liegt.

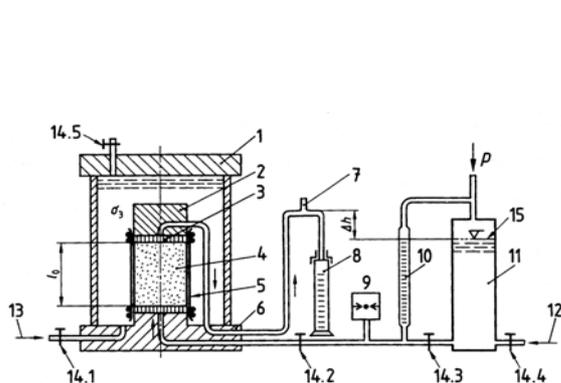


Abbildung 23: Probekörper in Triaxialzelle (DIN 18130-1 1998).

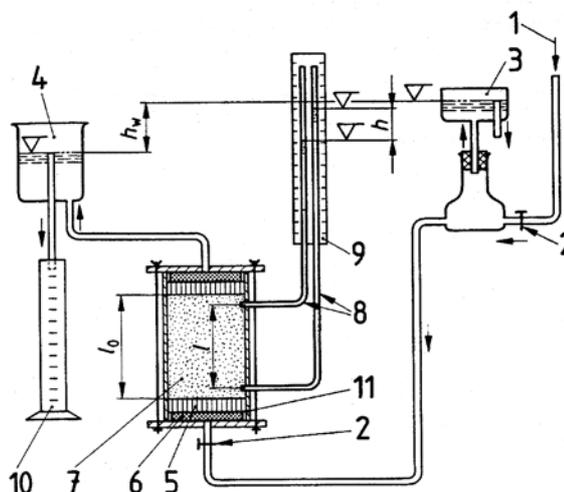


Abbildung 24: Probekörper in Versuchszylinder (DIN 18130-1 1998).

Der Versuchsaufbau mit Triaxialzelle ist in Abbildung 23 ersichtlich. Hierbei wird der Probekörper von einer Gummihülle umschlossen und an den Enden durch Filtersteine begrenzt, in dem sich die Zu- bzw. Abläufe befinden. Die Verbindung von Probekörper und Filterstein erfolgt durch um die Gummihülle anliegende O-Ringe. Der untere Filterstein ist fest mit der Fußplatte verbunden, in die der Glaszylinder und die Gewindestangen befestigt werden können. Die Kopfplatte besitzt eine Führungsrille für den Glaszylinder und wird mit den Gewindestangen über Flügelmutter verbunden.

4.3.4.2 Durchführung der Laborversuche zur Bestimmung der Infiltrationsleistung der Bodenproben

Wird der Probekörper mit dem Versuchszylinder und dem in Abbildung 24 gezeigten Versuchsaufbau untersucht, verbleibt der Probekörper im Versuchszylinder und die Endflächen sind in Höhe des Zylinderrandes abzugleichen. Die Herstellung der ebenen Stirnflächen der

Bodenprobe geschieht mit einem Schneidlineal, wobei die Oberfläche der Bodenprobe nicht verschmiert werden darf.

Für den Einbau des Probekörpers in die Triaxialzelle ist dieser mit einer Hubpresse verkanntungsfrei aus dem Stechzylinder rauszudrücken. Die Stirnflächen sind eben herzustellen und die Länge und der Durchmesser des Bodenkörpers ist zu messen. Danach wird eine Gummihülle durch Unterdruck an die Wandungen eines Hilfszylinders herangezogen, dessen Durchmesser größer ist als der der Bodenprobe. Der Hilfszylinder wird über die Bodenprobe gestülpt und nach Ablassen des Unterdrucks ist die Bodenprobe mit der Gummihülle ausgekleidet. Während der Versuchsdurchführung wird die Gummihülle mit einem um 10 kN/m² bis 50 kN/m² größeren Druck als das hydraulische Gefälle des Porenwassers an die Bodenprobe gedrückt.

Die Messung des durch den Probekörper durchströmende Wassermenge erfolgt solange, bis sie sich nicht mehr ändert, so dass von einem stationären Strömungszustand ausgegangen werden kann. Gerade bei sehr geringen Durchlässigkeitsbeiwerten mit kleinen Wassermengen ist die Feststellung eines stationären Strömungszustand recht schwierig, da versuchstechnische Randeinflüsse zunehmen.

Da bei den schwach durchlässigen Böden nur sehr kleine Wassermengen den Probekörper durchströmen, wirken sich Volumenänderungen infolge von Temperaturänderungen recht stark aus. Daher sind die Versuche bei annähernd konstanten Temperaturen durchgeführt worden, so dass bei konstanter Wassermenge, die in einer bestimmten Zeiteinheit ein- und ausströmt, auf einen stationären Strömungszustand geschlossen werden konnte.

4.3.4.3 Auswertung des Laborversuchs zur Bestimmung der Infiltrationsleistung der Bodenproben

Der Durchlässigkeitsbeiwert ergibt sich bei laminarer Durchströmung der wassergesättigten Bodenprobe nach dem DARCY-Gesetz zu:

$$k_f = \frac{Q \cdot l}{A \cdot h} \quad \text{Gleichung 18}$$

mit

- k = Durchlässigkeitsbeiwert (m/s)
- Q = Durchfluss (m³/s)
- l = Länge des Probekörpers (m)
- A = Querschnitt des Probekörpers (m²)
- h = hydraulischer Höhenunterschied (m)

4.3.4.4 Ergebnisse der Laborversuche zur Bestimmung der Infiltrationsleistung der Bodenproben

In Tabelle 15 sind die mittels Versuchszylinder bzw. in der Triaxialzelle ermittelten Größen und die daraus resultierenden Durchlässigkeitsbeiwerte zusammengefasst. Insgesamt ist aus den Werten ersichtlich, dass die unterschiedlichen Messungen mit Ausnahme der Probe 9.2 zu recht gut übereinstimmenden Ergebnissen für die einzelnen Standorte geführt haben. Der Übersichtlichkeit wegen sind alle bestimmten Durchlässigkeitsbeiwerte grafisch aufbereitet worden. In Abbildung 25 sind die Mittelwerte als Balken und die Minima und Maxima als Spannweitenlinien dargestellt.

Tabelle 15: Ergebnisse der Durchlässigkeitsbeiwert-Bestimmung im Labor.

Entnahmeort	Bodenprobe			Wasserspiegeldifferenz (mWS)	Wasservolumen (cm ³)	Versuchsdauer (s)	Durchlässigkeitsbeiwert (m/s)	Bestimmungsmethodik
	Durchmesser (cm)	Fläche (cm ²)	Länge (cm)					
1.1	9,60	72,38	12,00	0,42	19,50	180	4,3·10 ⁻⁶	Versuchszylinder
1.2	9,57	71,93	12,00	1,00	25,00	42	9,9·10 ⁻⁶	Triaxialzelle
1.3	9,57	71,93	10,00	1,00	25,00	41	8,5·10 ⁻⁶	Triaxialzelle
2.1	9,60	72,38	12,00	0,42	30,00	180	6,6·10 ⁻⁶	Versuchszylinder
2.2	9,60	72,38	12,00	0,42	17,00	180	3,7·10 ⁻⁶	Versuchszylinder
2.3	9,57	71,93	11,98	2,00	25,00	34	6,1·10 ⁻⁶	Versuchszylinder
3.1	9,60	72,38	12,00	0,42	13,40	300	1,8·10 ⁻⁶	Versuchszylinder
3.2	9,52	71,18	10,00	3,00	23,00	870	1,2·10 ⁻⁷	Triaxialzelle
3.3	9,48	70,58	12,00	5,00	10,00	140	2,4·10 ⁻⁷	Triaxialzelle
4.1	9,60	72,38	12,00	0,42	42,00	180	9,2·10 ⁻⁶	Versuchszylinder
4.2	durchgehendes Loch in der Bodenprobe							
4.3	9,57	71,93	12,01	2,00	25,00	33	6,3·10 ⁻⁶	Triaxialzelle
5.1	9,60	72,38	12,00	0,42	29,00	180	6,4·10 ⁻⁶	Versuchszylinder
5.2	9,58	72,08	11,83	3,50	20,00	108	8,7·10 ⁻⁷	Triaxialzelle
5.3	9,57	71,93	12,07	4,00	20,00	103	8,2·10 ⁻⁷	Triaxialzelle
6.1	9,60	72,38	12,00	0,42	45,70	180	1,0·10 ⁻⁵	Versuchszylinder
6.2	9,60	72,38	12,00	0,42	39,00	300	5,1·10 ⁻⁶	Versuchszylinder
6.3	9,58	72,08	10,00	1,00	25,00	28	1,2·10 ⁻⁵	Triaxialzelle
6.4	9,58	72,08	10,00	1,00	25,00	22	1,6·10 ⁻⁵	Triaxialzelle
7.1	9,60	72,38	12,00	0,42	10,00	420	9,4·10 ⁻⁷	Versuchszylinder
7.2	9,60	72,38	12,00	0,42	33,50	300	4,4·10 ⁻⁶	Versuchszylinder
7.3	9,58	72,08	10,00	3,00	25,00	114	1,0·10 ⁻⁶	Triaxialzelle
7.4	9,58	72,08	12,00	3,00	25,00	60	2,3·10 ⁻⁶	Triaxialzelle
8.1	9,60	72,38	12,00	0,42	5,80	900	2,5·10 ⁻⁷	Versuchszylinder
8.2	gebrochene Bodenprobe							

Entnahmeort	Bodenprobe			Wasserspiegeldifferenz (mWS)	Wasservolumen (cm ³)	Versuchsdauer (s)	Durchlässigkeitsbeiwert (m/s)	Bestimmungsmethodik
	Durchmesser (cm)	Fläche (cm ²)	Länge (cm)					
8.3	9,58	72,08	12,00	5,00	25,00	57	$1,5 \cdot 10^{-6}$	Triaxialzelle
8.4	9,58	72,08	10,00	2,00	25,00	44	$3,9 \cdot 10^{-6}$	Triaxialzelle
9.1	9,60	72,38	12,00	0,49	66,00	300	$7,4 \cdot 10^{-6}$	Versuchszylinder
9.2	9,55	71,63	10,00	7,00	4,00	1710	$4,7 \cdot 10^{-9}$	Triaxialzelle
9.3	9,57	71,93	12,00	11,00	20,00	60	$5,1 \cdot 10^{-7}$	Triaxialzelle
9.4	9,58	72,08	12,00	18,00	15,00	119	$1,2 \cdot 10^{-7}$	Triaxialzelle
10.1	9,60	72,38	12,00	0,42	13,00	180	$2,9 \cdot 10^{-6}$	Versuchszylinder
10.2	9,60	72,38	12,00	0,49	77,00	300	$8,6 \cdot 10^{-6}$	Versuchszylinder
10.3	9,56	71,78	12,00	3,00	25,00	103	$1,4 \cdot 10^{-6}$	Triaxialzelle
11.1	9,58	72,08	12,00	18,00	25,00	58	$4,0 \cdot 10^{-7}$	Triaxialzelle
11.2	9,58	72,08	12,02	18,00	20,00	105	$1,8 \cdot 10^{-7}$	Triaxialzelle

Der mittels Laborversuche bestimmte mittlere Durchlässigkeitsbeiwert der Böden im Untersuchungsgebiet beträgt $4,2 \cdot 10^{-6}$ m/s. Der maximale Durchlässigkeitsbeiwert ergibt sich zu $4,6 \cdot 10^{-5}$ m/s; der minimale versuchstechnisch bestimmte Durchlässigkeitsbeiwert zu $1,2 \cdot 10^{-7}$ m/s.

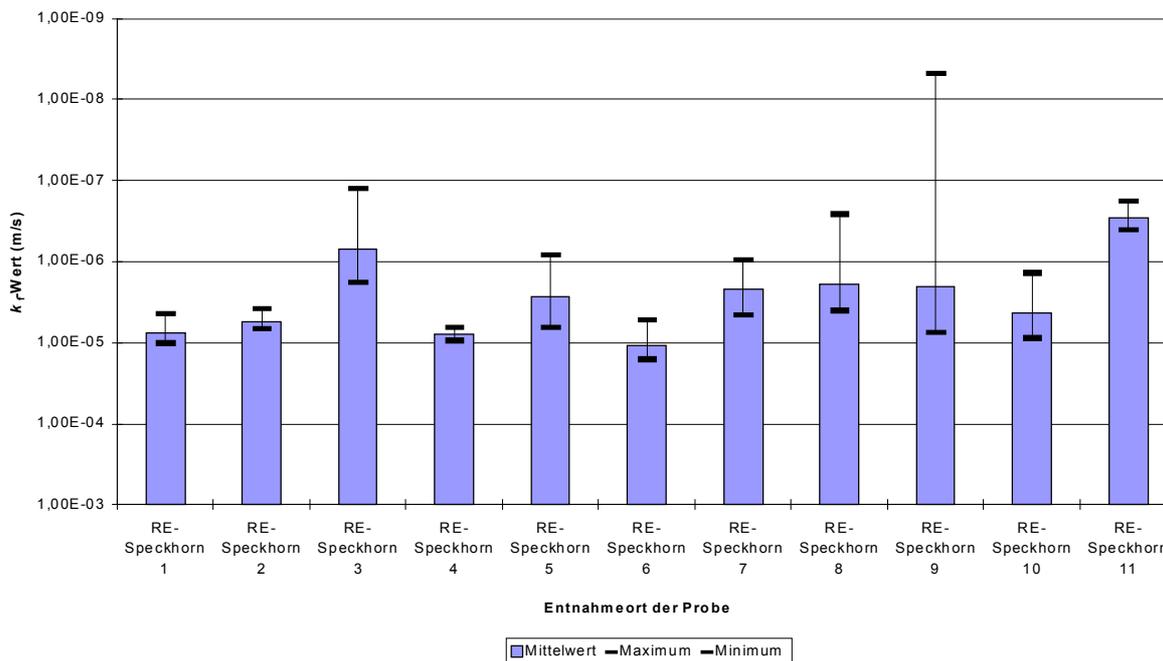


Abbildung 25: Mittelwert, Maximum und Minimum der im Labor mittels Versuchszylinder bzw. Triaxialzelle bestimmten Durchlässigkeitsbeiwerte der Bodenproben aus Recklinghausen.

4.3.5 Vergleich der Methoden zur Überprüfung des Durchlässigkeitsbeiwerts des Untergrundes (AS 2.3)

Die Ergebnisse der Methoden zur Überprüfung der Durchlässigkeit des Untergrundes (Kapitel 4.3.1 bis Kapitel 4.3.4) sind in Abbildung 26 dargestellt. Hierbei werden nur die Methoden verglichen, die sich auf den obersten Meter des Bodenprofils unterhalb des Mutterbodens beziehen. Alle Ergebnisse zeigen Durchlässigkeitsbeiwerte, die größer als $1 \cdot 10^{-7}$ m/s und kleiner als $1 \cdot 10^{-4}$ m/s sind. Die Ergebnisse der Labormethoden (Korngrößenverteilung und Laborversuche) sind im Allgemeinen kleiner als die der Versuche im Feld (Doppelringinfiltrometer-Versuche; 1-er Versuche bis 3-er-Versuche), mit Ausnahme des Standortes 6 und 8. Die Angabe aus der Digitalen Bodenkarte bewegen sich in der Regel zwischen den Labor- und Feldmethoden. Die höheren Durchlässigkeitsbeiwerte der Geländemethoden sind auf die natürlichen Verhältnisse im Gelände bedingt durch Durchwurzelung und Wurmgänge zurückzuführen. Die Methoden im Feld zeigen geringere Schwankungen untereinander als die Ergebnisse der beiden Labormethoden, da die untersuchte Fläche im Feld eine größere Dimension besitzt als z.B. die lokale Probenahme durch Stechzylinder. Aufgrund der kleineren Querschnittsfläche bei den Laborversuchen gegenüber den Doppelringinfiltrometer-Versuchen, wirkten sich dort die Einflüsse auf den Durchlässigkeitsbeiwert wie z.B. durch Wurmgänge stärker aus und produzierten größere Schwankungen in den ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerten.

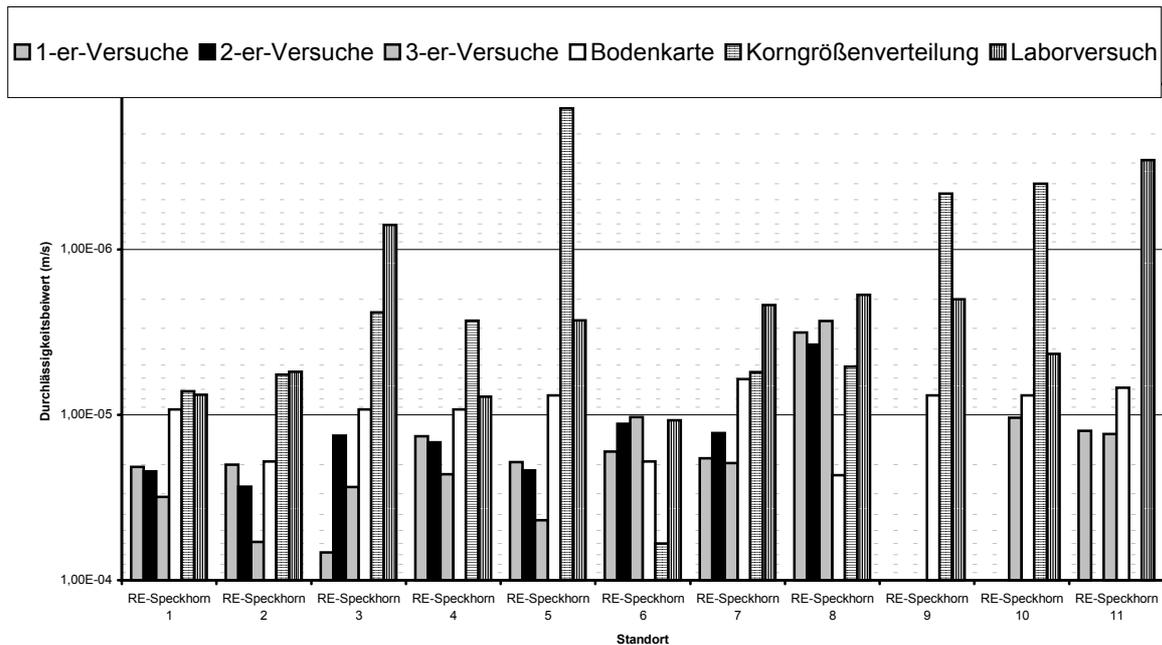


Abbildung 26: Überblick über die Durchlässigkeitsbeiwerte aus den einzelnen Methoden.

4.4 Bestimmung des pH-Wertes von Bodenproben im Labor (AS 2.2)

Der pH-Wert dient der Abschätzung, inwieweit mit einer möglichen Mobilität von Schwermetallen durch Einträge von Metalldächern sowie metallenen Dachrinnen und Fallrohren zu rechnen ist. Diese Abschätzung gibt im Rahmen der Pilotstudie einen ersten Anhaltspunkt für spätere qualitative Betrachtungen. Die Bestimmung des pH-Wertes der Bodenproben erfolgte durch Laborversuche nach den Vorschriften der VDLUFA (1991).

Der Versuchsaufbau besteht aus einem elektrometrischen pH-Messgerät WTW 197S mit integriertem Temperaturfühler, durch den ein automatischer Abgleich mit der Temperatur erfolgt.

Die pH-Wert-Bestimmung erfolgte einerseits an der luftgetrockneten Bodenprobe und andererseits an der feuchten Bodenprobe. Für die Versuchsdurchführung mit der luftgetrockneten Bodenprobe ist diese zunächst durch eine Maschenweite von 2 mm zu sieben. Von dieser aufbereiteten Bodenprobe werden 10 g in ein 50 ml Becherglas eingewogen und anschließend 25 ml Calciumchloridlösung dazugegeben. Bei der feuchten Bodenprobe wird das Becherglas mit 20 ml der Bodenprobe gefüllt. Danach erfolgt die Zugabe von 50 ml Calciumchloridlösung.

Die Bodenlösungen werden dann innerhalb von einer Stunde zweimal mit einem Glasstab umgerührt. Nach der Stunde wird die Messelektrode in die Bodenlösung eingetaucht und der

pH-Wert abgelesen. Zwischen den Messungen ist die pH-Elektrode mit destilliertem Wasser abzuspülen.

Infolge der am pH-Messgerät vorhandenen automatischen Korrekturmöglichkeit für den Temperaturfehler sind keine weiteren Umrechnungen der abgelesenen Werte erforderlich.

Wie aus Abbildung 27 zu erkennen ist, weichen die gemessenen pH-Werte für die feuchten und die luftgetrockneten Proben generell kaum ab. Tendenziell liegt der pH-Wert der luftgetrockneten Probe jedoch ein wenig unterhalb des pH-Werts der dazugehörigen feuchten Probe. Der durchschnittliche pH-Wert für die luftgetrocknete Probe beträgt 6,0 und derjenige der feuchten Probe 6,2. Hinsichtlich der Mobilität möglicher Schwermetalle ist der Standort 2 mit einem pH-Wert von 4,7 als kritisch zu beurteilen, da bei diesem pH-Wert potenziell verfügbare Schwermetalle, wie Cadmium und Zink in die Bodenlösung übergehen würden. Daher sollte ein pH-Wert des Bodens von über 6 angestrebt werden. Diese Anforderung wird von den Standorten 4 bis 6 nicht erfüllt. Bei diesen Standorten sollte der Kalkgehalt der Böden bei dem Bau von Versickerungsanlagen erhöht werden, um eine bessere Pufferung der Wasserstoffionen und damit höhere pH-Werte zu erreichen. Insgesamt sind die Böden in dem Untersuchungsgebiet hinsichtlich des Schwermetallrückhalts als zufriedenstellend zu beurteilen, so dass eine Versickerung von Niederschlagswasser, die langfristig zu einer Versauerung des Bodens führen, bezüglich der Schadstoffproblematik zu verantworten ist.

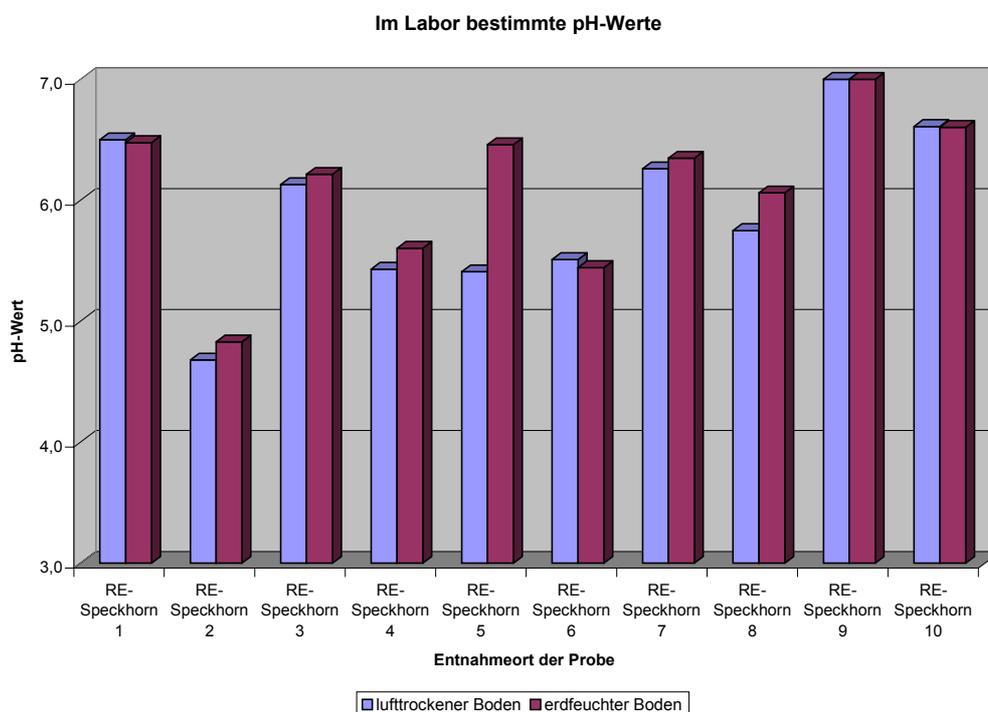


Abbildung 27: Ergebnisse der pH-Werte der Laboruntersuchungen von Bodenproben aus Recklinghausen.

5 Konzept der Simulationsvarianten

Vor der eigentlichen Simulation des Einflusses der Versickerung auf den Grundwasserstand innerhalb des Untersuchungsgebietes wurden folgende Einflussfaktoren bestimmt, die einen signifikanten Einfluss für die Fragestellung besitzen:

- Dimension der Bebauungsgebiete,
- Versiegelungsgrad,
- Versickerungsrate,
- Niederschlag,
- instationäre Berechnung eines „ungünstigen“ Niederschlagsereignisses. Als erstes Kriterium für die Auswahl der Bebauungsgebiete galten die Regelungen des Arbeitsblattes A 138 (ATV-DVWK 2000). Demzufolge kann Niederschlagswasser nur in den Gebieten versickert werden, die einen Flurabstand von mehr als zwei Meter und einen Durchlässigkeitsbeiwert zwischen 10^{-6} m/s und 10^{-3} m/s besitzen. Die Dimensionen der Bebauungsgebiete (Größe und Lage) berücksichtigte bestehende Flächennutzungs- und Bebauungspläne. So wurde nur die Bebauung innerhalb der Flächen simuliert, die für die Bebauung auch zur Verfügung stehen. Folgende Flächen wurden nicht bebaut:
 - Trassen von Hochspannungsleitungen,
 - Altlastengebiete und
 - Flächen, die im südlichen Modellgebiet in unmittelbarer Nähe zum Modellrand liegen (numerische Stabilisationskriterien bzgl. Der Randbedingungen).

Die Dimension der Bebauungsgebiete beträgt für die kleine Dimension 2,9 km² und für die mittlere 3,8 km² (Anhang 5.01). Die Bebauungsgebietsvarianten wurden zunächst bezüglich ihrer im Mittel zu erwartenden Grundwassersituationen und Veränderung zur Ausgangssituation simuliert (quasi-stationär, mittlere Grundwasserverhältnisse).

Tabelle 16: Konzept der Simulationsvarianten.

Varianten	Annahmen			
	Dimension der Bebauungsgebiete	Versiegelungsgrad	Versickerungsrate in Mulde/Rigole (80% / 20%)	Niederschlag
Ausgangszustand	keine	0%	0%	2001
1	klein mittel	mittel	100%	2001
2		mittel		
3		dicht		
4		mittel / dicht		
5a	mittel	mittel / dicht	75%	2001
5b		mittel / dicht	50%	
6a	keine	0%	0%	1997
6b	mittel	mittel / dicht	100%	
7a	keine	0%	0%	1998
7b	mittel	mittel / dicht	100%	
8	mittel	mittel / dicht	100%	instationär

Eine Versiegelung des Untergrundes lässt sich durch unterschiedliche Materialien erreichen. Ihre Wasserdurchlässigkeit bestimmt den Einfluss der Versiegelung. Die beiden ausgewählten Versiegelungsgrade orientieren sich an den in Tabelle 17 zusammengefassten Aspekten.

Tabelle 17: Definition der Versiegelungsgrade.

Versiegelungsgrad	Flächenanteile (%)						Versiegelungsklasse nach MEBER (1997)
	Dach	Straße	Summe	teildurchlässige Beläge	Σ versiegelte Fläche	Freiflächen	
mittel	38	12	50	13	63	37	mittlere Bebauung 61% bis 80 %
dicht	53	17	70	16	83	14	dichte Bebauung 81 % bis 100 %

Die Versickerungsrate des Niederschlages, welcher über den Dachflächen gesammelt und den Versickerungsanlagen zugeführt wird, lässt sich stufenlos variieren. Ausgewählt wurden 100 %, 75 % und 50 % (Tabelle 16).

Die Schwankungen des Niederschlages über die Jahre findet ebenfalls Berücksichtigung in der Pilotstudie. In einem ersten Schritt wurden die Niederschlagsverhältnisse im Untersuchungsjahr als Grundlage der Simulation betrachtet. Das WWJ 2001 stellte sich im nachhinein als ein mittleres Niederschlagsjahr heraus. Für die Simulation eines Trockenjahres wurde

das Jahr 1997 mit 625 mm/a und für die eines Nassjahres das Jahr 1998 mit 917 mm/a herangezogen (Tabelle 16).

Zusätzlich wurde Variante 8 auch im Hinblick auf zeitabhängige Effekte und eine instationäre Simulation untersucht. Grundlage ist ein Zeitraum mit ungünstigen Rahmenbedingungen, d.h. in die Phase mit niedrigen Flurabständen fällt eine Zeitabschnitt mit intensiven Niederschlägen.

6 Flächendifferenzierte Wasserhaushaltsbilanzierung

6.1 Verwendete Verfahren zur Wasserhaushaltsbilanzierung

Der Wasserhaushalt eines Gebietes wird mit der allgemeinen Wasserhaushaltsgleichung umschrieben:

$$N \pm Z = ET + Q_D + Q_G \quad \text{Gleichung 19}$$

mit

- N = Niederschlag (mm/a)
- Z = Entnahme oder Zuleitung von Wasser (mm/a)
- ET = Evapotranspiration (mm/a)
- Q_D = Direktabfluss (mm/a)
- Q_G = Grundwasserbürtiger Abfluss (mm/a).

Das als Niederschlag aus der Atmosphäre in ein geschlossenes System eingetragene Wasser kann über die Evapotranspiration, den Abfluss und Entnahmen wieder ausgetragen werden. Die Evapotranspiration setzt sich aus der Transpiration (Pflanzenverdunstung), der Evaporation (Boden- und Gewässerverdunstung) und der Interzeption (Verdunstung von Wasser nasser Pflanzenoberflächen) zusammen. Beim Abfluss unterscheidet man den Direktabfluss und den grundwasserbürtigen Abfluss. Als Direktabfluss wird hier derjenige Abfluss verstanden, der über den Oberflächenabfluss der Vorfluter das jeweilige Teileinzugsgebiet verlässt (DIN 4049-3, 1994). Der grundwasserbürtige Abfluss bildet die GwNeubildung.

Ziel der Bearbeitung ist die flächendifferenzierte Bestimmung der jährlichen GwNeubildung für den Ausgangszustand des WWJ 2001 sowie für verschiedene Varianten. Die Ergebnisse dienen als Eingangsdaten für die Simulation der Grundwasserverhältnisse mittels numerischen Grundwassermodells (Kapitel 8). Zur Berechnung wurde das Verfahren nach MEBER (1997), das auf der Grundlage des Verfahrens von SCHROEDER & WYRWICH (1990) arbeitet, verwendet.

Grundlage der Berechnungen ist die o.g. Wasserhaushaltsgleichung. Diese wird für jede homogene Teilfläche des Untersuchungsgebietes gelöst. Die Einheit aller Größen ist mm/a. In Abbildung 28 sind die benötigten Eingangsdaten (eckige Rahmen) und die berechneten Größen (gerundete Rahmen) sowie die Beziehungen zueinander angegeben.

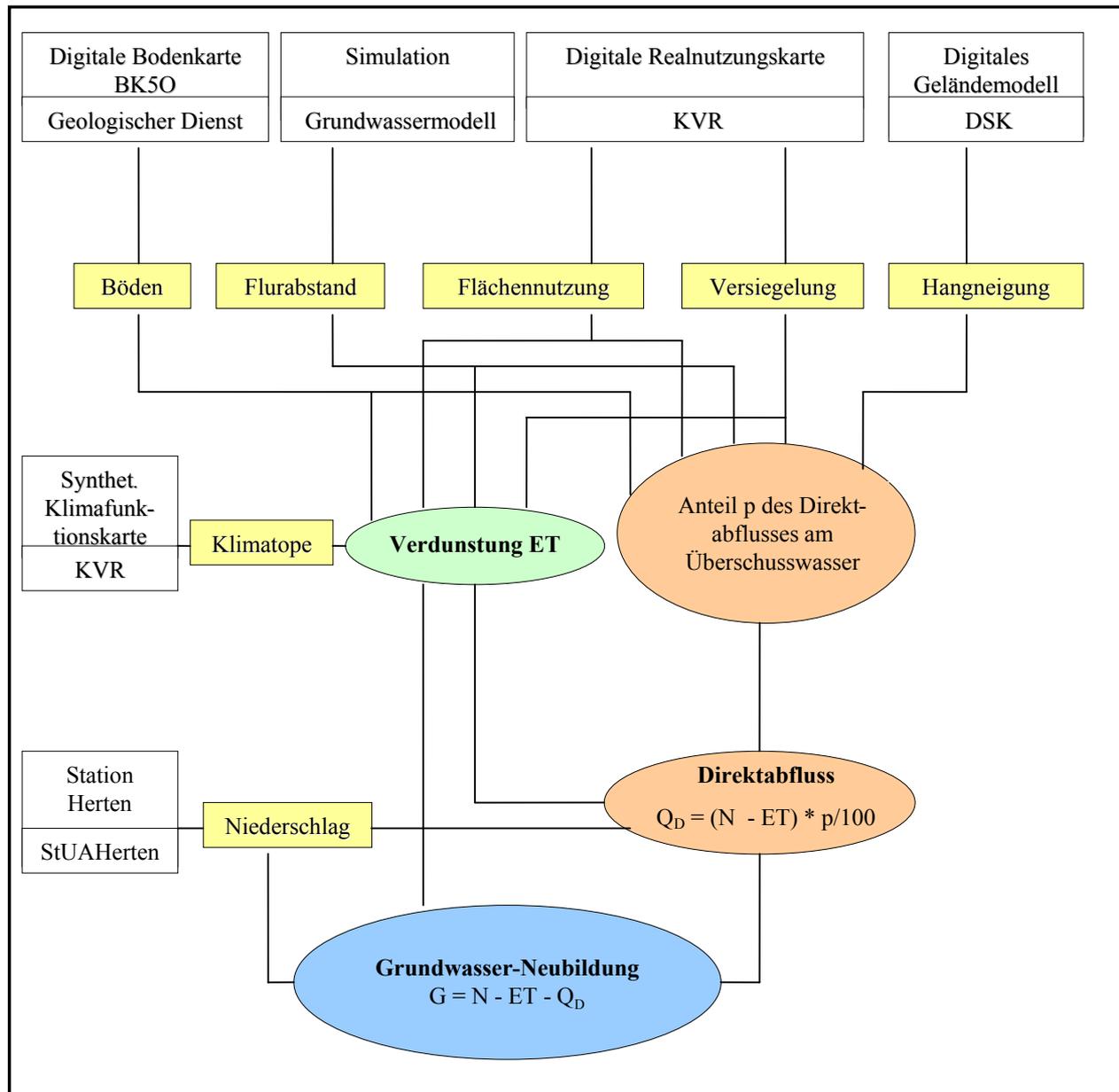


Abbildung 28: Parameter, Verfahrensgang und Datenquellen zur Berechnung der Grundwasserneubildung (BK 50: Digitale Bodenkarte 1 : 50.000; KVR: Kommunalverband Ruhrgebiet; DSK: Deutsche Steinkohle AG).

Für die Berechnung von Verdunstung und Direktabfluss wurde eine Flächenverschnidung der jeweils notwendigen Grundlagenparameter mit dem Programmsystem ArcInfo bzw. ArcView durchgeführt. Für jede in sich homogene Teilfläche wurden diese beiden Größen in mm/a berechnet.

Die Berechnung des Direktabflusses erfolgte dabei über die Bestimmung seines Anteils p am Überschusswasser (Differenz von Niederschlag und Verdunstung):

$$Q_D = \frac{(N - ET) \cdot p}{100} \quad \text{Gleichung 20}$$

Die sich je nach Flächennutzung/Versiegelung, Boden, Flurabstand und Hangneigung ergebenden Anteile p des Direktabflusses am Überschusswasser wurden SCHROEDER & WYRWICH (1990) bzw. MEßER (1997) entnommen. Der Direktabflussanteil nimmt mit steigendem Flurabstand ab und ist bei bindigen Böden deutlich größer als bei nicht bindigen. Es wird ferner davon ausgegangen, dass der Direktabflussanteil p am Überschusswasser von Acker- bzw. Grünland über Mischvegetation bis zum Wald abnimmt.

Durch eine weitere Verschneidung der flächendifferenzierten Ergebnisse von Niederschlag, Verdunstung und Direktabfluss erhält man nach der Berechnung mit der Wasserhaushaltsgleichung die GwNeubildung für jede in sich homogene Teilfläche. Durch eine weitere Verschneidung mit Teileinzugsgebiets-Flächen kann die berechnete GwNeubildung je nach Problemstellung weiterverarbeitet werden.

Für die instationären Simulationen mit dem numerischen Grundwassermodell ist die Bereitstellung der GwNeubildung im Jahresverlauf erforderlich. Mit Hilfe einer klimatischen Bodenwasserbilanz auf Monatsbasis wurde unter Berücksichtigung der potenziellen Verdunstung nach TURC-WENDLING (DVWK 1996) das bei hohen und geringen Flurabständen anfallende grundwasserbürtige Abfluss berechnet und so eine Aufteilung der Jahressumme der GwNeubildung vorgenommen. Auf Flächen mit geringen Flurabständen wurde eine Grundwasserzehrung berücksichtigt, die bei hohen Flurabständen ausgeschlossen blieb, da die Vegetation das Grundwasser nicht erreicht.

6.2 Grundlagen für die Wasserhaushaltsbilanzierung

Die verwendeten Grundlagendaten sind in Abbildung 28 für die einzelnen Parameter aufgeführt und werden im Folgenden beschrieben.

6.2.1 Klimadaten

Die Berücksichtigung der tatsächlichen Niederschläge ist eine wichtige Voraussetzung zur Berechnung der Wasserhaushaltsbilanz, da diese Größe den einzigen Input darstellt. Vom Staatlichen Umweltamt Herten (StUA-Herten) wurden Tagesdaten der Niederschläge für die Station in Herten-Mitte ergänzt durch Katzenbusch zur Verfügung gestellt. Die Station ist etwa 8,5 km vom Untersuchungsgebiet entfernt und kann damit als repräsentativ für das Untersuchungsgebiet angesehen werden. Eine Übersicht über die Niederschläge der letzten Jahre, bezogen auf die WWJ, gibt Tabelle 18. Die Niederschläge des Ausgangszustandes WWJ 2001 sind um 6 % niedriger als im langjährigen Mittel im Bereich Speckhorn.

Tabelle 18: Niederschläge der Wasserwirtschaftsjahre 1996 bis 2001 und das langjährige Mittel (mm/a).

Station	Wasserwirtschaftsjahr (WWJ)						Mittel WWJ 1996-2001	langjähriges Mittel Bereich Speck- horn*
	1996	1997	1998	1999	2000	2001		
Herten	531,4	624,9	917,0	793,0	769,0	798,8	738,9	820-870 (Ø 850)

*: Daten vom DWD

Für die Berechnung der GwNeubildung wurden die Niederschläge der Station Herten-Mitte für die Jahre 2001 (Ausgangszustand, mittlere Verhältnisse), 1997 (Trockenjahr) und 1998 (Nassjahr) verwendet.

Für die Berechnung der potenziellen Verdunstung nach TURC-WENDLING (DVWK 1996) sind Monatsmittelwerte bzw. Monatssummen der Temperatur, der relativen Luftfeuchte und der Sonnenscheindauer erforderlich. Da sich im Umfeld des Untersuchungsgebietes keine Klimahauptstation befindet, bei der diese Daten erhoben werden, musste auf Daten der Station in Bochum (Betreiber Ruhr-Universität Bochum, ehemals DMT) zurückgegriffen werden. Ein Überblick über die klimatischen Verhältnisse und die potenzielle Verdunstung nach TURC-WENDLING ist der Tabelle 19 zu entnehmen.

Tabelle 19: Klimatische Verhältnisse (Station Bochum) und potenzielle Verdunstung (ET_{pot}).

Parameter	Wasserwirtschaftsjahr (WWJ)			Mittel WWJ 1997,1998,2001	langjähriges Mittel
	1997	1998	2001		
Temperatur °C (Ø)	10,5	11,7	11,8	11,3	10,3
Relative Luftfeuchte % (Ø)	77	76	77	77	76
Sonnenscheindauer h (Σ)	1513	1151	1345	1336	1399
Potenzielle Verdunstung	615	625	625	626	590*

*: Daten vom DWD für das Untersuchungsgebiet

6.2.2 Böden

Zur Berücksichtigung der Bodenverhältnisse wurde die Digitale Bodenkarte des Geologischen Dienstes Blatt L4308 Recklinghausen (Anhang 1.05) verwendet und die unterschiedlichen Böden (Kapitel 3.5) in Lehm- und Sandböden differenziert. Dabei diente die nutzbare Feldkapazität (nFK) als Unterscheidungskriterium (Anhang 6.01). Böden mit einer nutzbaren Feldkapazität über 90 mm wurden als Lehmböden und Böden mit einer geringeren nutzbaren Feldkapazität als Sandböden eingestuft. Danach sind Sandböden nur im nördlichsten Teil des Untersuchungsgebietes verbreitet (Podsol-Pseudogleye).

6.2.3 Flurabstände

Die Flurabstände besitzen eine erhebliche Bedeutung im Wasserhaushalt eines Gebietes, da die Verfügbarkeit von Wasser für die Pflanzen die Verdunstung stark beeinflusst und auch Auswirkungen auf den Direktabfluss besitzt. Für den Ausgangszustand und die Simulationsvarianten wurden die Flurabstände - als Differenz zwischen der Geländeoberfläche (DGM) und der Grundwasseroberfläche der mittleren Grundwasserstände - mit dem Grundwassermodell berechnet und in die Wasserhaushaltsbilanzierung einbezogen. Die berechneten GwNeubildungsraten wurden anschließend wieder in das Grundwassermodell übernommen und die Kalibrierung bzw. Simulation erneut durchgeführt. Dieser Vorgang wurde für die einzelnen Varianten solange iterativ durchgeführt, bis im Ergebnis der Modellrechnungen keine signifikanten Differenzen in den Flurabständen auftraten. Auf diese Weise gelang es, die Modell- und Wasserhaushaltsberechnungen in Einklang zu bringen.

Die Flurabstände wurden in einer Abstufung von $< 1,5$ m (semiterrestrische Böden), 1,5 m bis 3,0 m und > 3 m (terrestrische Böden) verwendet. Die Flurabstände für den Ausgangszustand sind im Anhang 6.02 dargestellt. Flurabstände unter 3 m ergeben sich vorwiegend entlang aller Gewässer im nördlichen Teil sowie im südöstlichen Teil des Untersuchungsgebietes.

6.2.4 Flächennutzung

Bei der Flächennutzung wurde auf die digitale Realnutzungskarte des Kommunalverbands Ruhrgebiet (KVR) zurückgegriffen und die Nutzungstypen (185 Typen) für die Wasserhaushaltsbilanzierungen (12 Typen) interpretiert. Da die Bebauungstypen des KVR sich nach ihrer Nutzungsart und der Geschosshöhe unterscheiden, war eine Kartierung des Versiegelungsanteils im Gelände (Kapitel 6.3) erforderlich. Anhand dieser Versiegelungskartierungen an Mustergrundstücken wurden alle unsicheren Flächen beurteilt und eingestuft.

Folgende Einteilung der Flächennutzung wurde bei den Wasserhaushaltsberechnungen zugrunde gelegt:

- Acker-/Grünland und unbewachsene Flächen,
- Laubwald,
- Mischwald,
- Nadelwald,
- Mischvegetation (bebaute Gebiete, Parkanlagen, Kleingärten, Obstwiesen),
- Wasserflächen,
- Bergehalden.

Die bebauten Flächen wurden nach ihrem Versiegelungsanteil in 20 %-Klassen differenziert. Beispiele für die Einstufung der Bebauungstypen in die Versiegelungsklassen gibt Tabelle 20. Die Flächennutzung im Untersuchungsgebiet ist in Anhang 6.03 dargestellt. Die Beschreibung der Nutzung erfolgt in Kapitel 3.8.

Tabelle 20: Einstufung der Bebauungstypen in die Versiegelungsklassen.

Versiegelungs- klasse	Bebauungstyp
1 – 20 %	Parkanlage, Friedhof, Kleingarten
21 – 40 %	Zeilenhausbebauung, Einzel- und Doppelhausbebauung (große Gärten)
41 – 60 %	Doppel- und Reihenhausbebauung (mittlere und kleine Gärten)
61 – 80 %	Blockbebauung, lockeres Industriegebiet mit Grünbereichen
81 – 100 %	City/Stadtkern, dichtes Industriegebiet

6.2.5 Hangneigung

Die Hangneigung beeinflusst den Direktabfluss, insbesondere im Verbreitungsgebiet von Lehmböden maßgeblich. Zu deren Berücksichtigung wurde die Hangneigung der Geländeoberfläche mit einem Digitalen Geländemodell berechnet. Die Ergebnisse sind in Anhang 6.07 dargestellt. Die Hangneigung wurde in folgender Abstufung verwendet:

- 0 % bis 2 %,
- 2 % bis 4 %,
- 4 % bis 10 %,
- über 10 %.

Der überwiegende Teil des Untersuchungsgebietes wird von Flächen mit geringer Hangneigung (0 % bis 2 %) eingenommen. Größere Hangneigungen von zum Teil bis über 10 % sind auf Anschüttungen (z.B. Bergehalden, Bahndämme, Straßen) beschränkt. Lediglich Hangneigungen von 2 % bis 4 % sind im natürlichen Relief anzutreffen.

6.3 Versiegelungskartierung (AS 1.7)

6.3.1 Vorgehensweise bei der Versiegelungskartierung

Für die detaillierte Beurteilung urbaner Versiegelungen hinsichtlich ihrer Auswirkungen auf den Wasserhaushalt können mit begrenztem Zeitaufwand nur kleinräumige Ausschnitte kar-

tiert werden. Es bietet sich daher an, zunächst eine flächenscharfe Erhebung der einzelnen Versiegelungsarten auf kleinmaßstäblichen Karten durchzuführen. Auf diese Weise kann für bestimmte Flächennutzungen eine Versiegelungsgrad-Eichung erfolgen. Für jede Flächennutzung wird durch Detailkartierung einer repräsentativen Auswahl von Flächen ein spezifischer mittlerer Versiegelungsgrad berechnet. Dieser lässt sich auf alle Flächen gleicher Flächennutzung übertragen. Die hier zugrunde gelegte Methode basiert auf MEßER (1997).

Zur Beurteilung der hydrologischen Auswirkungen versiegelter Flächen wurde ein spezieller Kartierschlüssel entwickelt. Um die Kartierarbeiten überschaubar zu halten, wurden die unterschiedlichen Versiegelungsarten auf 16 Typen beschränkt (Tabelle 21). Im hier verwendeten Kartierschlüssel wurde zunächst zwischen Flächen unterschieden, die an die Kanalisation angeschlossen sind, und Flächen, die auf Freiflächen entwässern. Weiterhin wurden die Versiegelungsarten in undurchlässig, teildurchlässig und verdichtet unterteilt. Bei teildurchlässigen Belägen wurde in Anlehnung an Literaturangaben unterschieden in Betonverbund (neu), Betonverbund (alt) / Kunststeinplatten, Mosaik- / Kleinpflaster und Rasengittersteine. Hinzu kommen unversiegelte Freiflächen.

Neben dem Anschluss an die Kanalisation kann auch die Anbindung an ein Grabensystem von Bedeutung sein. Ein Beispiel sind die Landstraßen, die zu 100 % versiegelt sind. Das auftreffende Regenwasser fließt nach einem Anfangsverlust (Evaporation) seitlich ab und versickert in der Regel im begleitenden Randgraben oder fließt über einen solchen Randgraben in den nächsten Vorfluter. Im ersten Fall wird die GwNeubildung erhöht und im zweiten Fall verringert, da das Wasser als Direktabfluss das Gebiet verlässt. Insofern ist es sinnvoll, nicht nur die Versiegelung selbst zu erfassen, sondern ähnlich wie bei der Frage des Anschlusses an die Kanalisation auch den weiteren Weg des Wassers zu berücksichtigen.

Tabelle 21: Kartierschlüssel zur Detailkartierung der Versiegelungsarten (MEßER 1997).

	an die Kanalisation angeschlossen ("entwässert")	nicht an die Kanalisation angeschlossen („nicht entwässert“, d. h. zu einer Freifläche entwässert)
undurchlässig	11 - Gebäude	12 - Gebäude
	21 - Straßen (Asphalt und Beton)	22 - Straßen (Asphalt und Beton)
teildurchlässig	31 - Betonverbund (neu)	32 - Betonverbund (neu)
	41 - Betonverbund (alt) und Kunststeinplatten über 16 cm Durchmesser	42 - Betonverbund (alt) und Kunststeinplatten über 16 cm Durchmesser
	51 - Mosaik- und Kleinpflaster (4-10 cm Durchmesser)	52 - Mosaik- und Kleinpflaster (4-10 cm Durchmesser)
	61 - Rasengittersteine	62 - Rasengittersteine
verdichtet	71 - hoch verdichtet	72 - hoch verdichtet
	81 - gering verdichtet	82 - gering verdichtet
Freiflächen		90 - unversiegelt

Um die Anwendbarkeit des Kartierschlüssels der Versiegelungsarten zu überprüfen, wurde eine Testkartierung einer abgeschlossenen Fläche in der Phase I des Pilotstudie (AZ: IV B 6-

042234) durchgeführt. Diese Arbeiten haben gezeigt, dass das vorgestellte Verfahren für das Untersuchungsgebiet angewendet werden kann (COLDEWEY & GEIGER 2000).

Die Vorarbeiten zur Kartierung bestanden in der Anfertigung einer Kartengrundlage, die eine flächenscharfe Erhebung einzelner Versiegelungsarten ermöglicht. Zu diesem Zweck wurde der entsprechende Kartenausschnitt aus der Deutschen Grundkarte (1:5.000) auf einen Maßstab von ca. 1:1.000 vergrößert. Diese auf den Maßstab 1:1.000 vergrößerten Topografischen Karten wurden mit den entsprechenden Luftbildern überlagert. Danach erfolgte die Eintragung der zu kartierenden Flächen in die so erhaltenen Karten, um bereits im Vorfeld die Verteilung unterschiedlicher Versiegelung (z.B. Dachflächen, Straßen, Gärten) erfassen zu können. Mit Hilfe dieser Vorarbeiten konnte die Geländearbeit erheblich reduziert werden.

Anschließend wurden im Gelände nach dem oben erläuterten Kartierschlüssel (Tabelle 21) die Versiegelungsarten kartiert. Bei der Auswahl der zu kartierenden Flächen wurde darauf geachtet, dass jeder vorkommende Bebauungstyp erfasst wird. Insgesamt wurden 15 unterschiedliche Typen ausgewählt (Anhang 6.04). Die Kartierung erfolgte vor Ort möglichst flächengenau; Vereinfachungen waren im Einzelfall dennoch nötig. Bei der Entscheidung, ob eine Fläche an die Kanalisation oder ein Grabensystem angeschlossen ist oder nicht, muss der Weg des Regenwassers in Abhängigkeit von der Gefällerrichtung der zu beurteilenden Fläche nachvollzogen werden.

Insgesamt wurde eine Gesamtfläche von 586.658 m² kartiert. Die Größen der Einzelflächen variieren zwischen 3.851 m² (Gasthaus) und 122.011 m² (Speckhorn). Bei der größten Fläche handelt es sich um den zentralen Teil der Ortschaft Speckhorn, deren Bebauung mit Einzel- und Doppelhäusern und der Grundschule zu einer Fläche zusammengefasst worden ist, bei den übrigen kartierten Flächen ergibt sich der Bebauungstyp aus der Bezeichnung (Gasthaus, Friedhof, Freibad etc.).

Anschließend wurden die Ergebnisse mit dem Programm ArcView verarbeitet (Kapitel 9) und grafisch dargestellt (Anhang 6.03 bis Anhang 6.06).

6.3.2 Ergebnisse der Versiegelungskartierung

Die Einzelergebnisse der Detailkartierung sind in Tabelle 22 sowie im Anhang 6.05 zusammengefasst.

Tabelle 22: Flächenanteil der einzelnen Versiegelungsarten in den ausgewählten Kartierflächen in % (Erläuterung der Versiegelungskürzel siehe Kartierschlüssel Tabelle 21).

Flächennutzung	Versiegelungsarten aus Tabelle 21																
	11	21	31	41	51	61	71	81	12	22	32	42	52	62	72	82	90
Friedhof		3,0		0,2			19,4					0,7					76,7
Sportanlagen	5,1	6,3		5,0			34,0	0,9	0,4						11,3		37,1
Kleingärten		0,5	1,0	2,7				8,0	6,7		0,4	7,5			0,1		73,2
große Grundstücke	7,7	4,5	0,2	1,1			1,9		2,0			4,3			1,1	0,4	76,9
Kirche	15,0	4,0	1,6	7,3	1,3	1,0	3,7		0,2			1,3			13,7		51,0
Freibad	5,4	5,1	12,8	10,6	0,1	4,3			0,6			0,5			4,8		55,9
Speckhorn	18,9	10,6	4,9	4,6	0,2	0,0	3,7	1,4	1,5	0,3	0,3	1,7	0,1	0,0	0,1	0,0	51,5
Zeilenhausbebauung	13,5	23,3		10,9								1,0					51,3
Altenheim	25,6	2,3		20,0	0,8							0,1					51,2
Börste	29,6	13,9		5,6	0,2		4,7		0,1						0,4		45,5
Gesamtschule	13,4	3,9	8,1	23,8	0,4		2,4	5,4							8,7		34,0
Gasthaus	14,8	8,6															46,5
kleine Grundstücke	19,2	1,6	0,2	30,4	0,6	0,1			2,3	2,4	2,6	1,4					41,9
Gärtnerei	12,9	5,8	11,1	2,2			1,7		25,8			1,2					39,4
Fabrikgelände	39,6	34,0				0,7		2,0									23,8

Der nicht versiegelte Flächenanteil liegt im Durchschnitt aller Flächen bei 52 %, daraus resultiert ein Versiegelungsgrad von 48 % für die kartierten Flächen. Den größten Anteil am Versiegelungsgrad haben dabei die undurchlässigen Flächen (Straßen und Gebäude) mit einer Entwässerung in die Kanalisation. Der Anteil von Straßen beträgt bis zu 34 % an der Gesamtfläche und der von Gebäuden bis zu 40 %. Mit etwas Abstand folgen Betonverbundsteine und verdichtete Flächen. Der Anteil von Betonverbundsteinen alt und neu ist sehr unterschiedlich. Im Mittel aller Kartierflächen ist der Anteil „Betonverbundsteine alt“ doppelt so hoch wie „Betonverbundsteine neu“, obwohl auch letztere einen größeren Anteil aufweisen können. Mosaik- und Kleinpflaster sowie Rasengittersteine liegen in der Regel mit einem Anteil unter 2 % vor. Diese Versiegelungsarten haben somit keine nennenswerte Bedeutung. Eine Übersicht des Anteils der einzelnen Versiegelungsarten am Gesamtversiegelungsgrad gibt Tabelle 23. Er entspricht der bei MEBER (1997) im Bereich der Castroper Hochfläche.

Tabelle 23: Anteil der einzelnen Versiegelungsarten am Gesamtversiegelungsgrad (MEBER 1997).

Anteil	Versiegelungsart
gering < 5 %	Mosaik- und Kleinpflaster Rasengittersteine Straßen und Gebäude, nicht entwässert Betonverbundsteine (neu und alt), nicht entwässert hochverdichtete Flächen
mittel 5-20 %	Betonverbundsteine (neu und alt), entwässert (Gebäude, nicht entwässert)
hoch > 20 %	Straßen und Gebäude, entwässert (Betonverbundsteine und hochverdichtete Flächen)

(...): in Sondersituationen abweichender Anteil

Die einzelnen Kartierflächen wurden 5 Versiegelungsklassen mit einer Klassenbreite von 20 % zugeordnet (Tabelle 20 und Tabelle 24). Die Versiegelungsklassen wurden dann auf Bebauungen gleichen Typs übertragen. Die nach dieser Einteilung zusammengefassten Flächen wurden mit den nicht kartierten Flächen, deren Nutzung aus der Flächennutzungskarte des Kommunalverbandes Ruhrgebiet übernommen wurde, zu einer neuen Flächennutzungskarte kombiniert (Anhang 6.03).

In Tabelle 24 sind zu den eigenen Ergebnissen der Versiegelungsklassen im Untersuchungsgebiet ausgewählte Ergebnisse von MEBER (1997) von der Castroper Hochfläche zum Vergleich angegeben. Bei den ausgewählten Ergebnissen von MEBER (1997) handelt es sich um ähnlich bebaute Flächen. Diskrepanzen ergeben sich beim Friedhof, den großen Grundstücken und der Zeilenhausbebauung. Die geringere Gesamtversiegelung des Friedhofes im Untersuchungsgebiet ergibt sich daraus, dass nur Grabflächen kartiert wurden und keine Leichenhalle oder Kapelle mit einbezogen wurden. Die Unterschiede für die großen Grundstücke und die Zeilenhausbebauung sind auf größere Gärten bzw. mehr Grünstreifen

zurückzuführen. Die Gesamtversiegelung der weiteren übrigen Flächen ergibt kaum Unterschiede.

Tabelle 24: Einstufung der kartierten Flächen in die Versiegelungsklassen, kursiv die vergleichbaren Flächen von MEßER (1997).

Versiegelungs- klasse	Gesamtversiegelung* (%)	kartierte Fläche
1-20 %	5,7	Friedhof
	11,45	<i>Friedhof</i>
	16,8	Sportanlage
	18,8	Kleingärten
	18,45	<i>Kleingärten</i>
	19,8	große Grundstücke
21-40 %	31,7	Kirche
	32,5	<i>Zeilenhausbebauung</i>
	36,7	<i>Einzel-/Doppelhaus- bebauung (große Gärten)</i>
	38,1	Freibad
	32,1	Gasthaus
41-60 %	48,3	Speckhorn
	46,0	<i>Summe aus den Bebauungstypen Nr. 14,4,2,5</i>
	48,7	Zeilenhausbebauung
	49,4	Altenheim
	49,6	Börste
	58,0	Gesamtschule
	59,0	kleine Grundstücke
57,2	<i>Reihenhausbebauung (kleine Gärten)</i>	
61-80 %	74,3	Fabrikhalle
	66,3	<i>lockeres Industriege- biet</i>

*: entwässert und nicht entwässert, ohne verdichtete Flächen

Eine Zusammenfassung der einzelnen Versiegelungsanteile für die jeweilige Klasse und ein Vergleich mit den Ergebnissen von der Untersuchung Castroper Hochfläche (MEßER 1997) ist in Tabelle 25 aufgeführt.

Die Anteile der Versiegelungsarten und die Anteile der versiegelten Fläche an der Gesamtfläche sind mit denen der Untersuchung von MEßER (1997) vergleichbar. Die Anteile an undurchlässigen und teildurchlässigen Flächen mit Anschluss an die Kanalisation der anderen

Versiegelungsklassen weisen bei den beiden Untersuchungen zum Teil Unterschiede auf. Meist ist der Anteil an undurchlässigen Flächen im Untersuchungsgebiet geringer und der Anteil an teildurchlässigen Flächen größer. In der Klasse von 61 % bis 80 % sind die Verhältnisse allerdings genau umgekehrt, wobei in dieser Klasse auch nur jeweils eine Fläche von jeder Untersuchung zum Vergleich kam. Bei beiden Untersuchungen nimmt der Anteil an undurchlässigen und entwässerten Flächen bei den Versiegelungsklassen zu und der Anteil an teildurchlässigen und nicht entwässerten Flächen sinkt. Zusätzlich wird auch der Anteil an verdichteten Flächen geringer. Der Anteil an verdichteten Flächen ist im Untersuchungsgebiet bei den Klassen von 1 % bis 60 % größer als im Gebiet der Castroper Hochfläche.

Tabelle 25: Anteil maßgeblicher Versiegelungsarten einzelner Versiegelungsklassen an der Gesamtfläche vom Untersuchungsgebiet und Vergleich mit der Untersuchung Castroper Hochfläche (MEBER 1997), fett gedruckt die Anteile mit größeren Diskrepanzen.

Versiegelungsklasse	Untersuchung	Anteil an der Gesamtfläche (%)					verdichtet %
		versiegelte Fläche %	undurchlässig		teildurchlässig		
			entwässert	nicht entwässert	entwässert	nicht entwässert	
1-20 %	Untersuchungsgebiet (n=3)	13	5	2	3	3	25
	Castroper Hochfläche (n=2)	15	7	3	1	4	11
21-40 %	Untersuchungsgebiet (n=3)	31	14	1	11	2	9
	Castroper Hochfläche (n=2)	35	26	0	8	0	4
41-60 %	Untersuchungsgebiet (n=8)	51	27	4	15	2	6
	Castroper Hochfläche (n=3)	49	31	3	10	5	1
61-80 %	Untersuchungsgebiet (n=1)	74	74	0	0	0	2
	Castroper Hochfläche (n=1)	66	62	0	4	0	5

Aufgrund der relativ geringfügigen Unterschiede zwischen der Untersuchungen im Untersuchungsgebiet und auf der Castroper Hochfläche kann das Verfahren zur Wasserhaushaltsbilanzierung nach MEBER (1997) im Untersuchungsgebiet angewendet werden. Für die Interpretation des Versiegelungsgrades im Untersuchungsgebiet wurde auf die Erkenntnisse der Versiegelungskartierung zurückgegriffen.

6.4 Berechnung von Verdunstung und Direktabfluss

Die Zwischenergebnisse der Wasserhaushaltsberechnungen für den Ausgangszustand bezüglich Verdunstung und Direktabfluss sind in Anhang 6.08 und Anhang 6.09 dargestellt. Bei mittleren Niederschlagsverhältnissen (799 mm/a) ergibt sich eine mittlere Verdunstung für das Untersuchungsgebiet von 442 mm/a und ein mittlerer Direktabfluss von 135 mm/a. Dies sind 55 % bzw. 17 % des Niederschlags. In Abbildung 29 sind die Ergebnisse für den Ausgangszustand des WWJ 2001 denen für das Nass- (Niederschlag: 916 mm/a) und das Trockenjahr (Niederschlag: 625 mm/a) gegenübergestellt.

In den Kernbereichen des Untersuchungsgebietes beträgt die Verdunstung (Anhang 6.08) zwischen 400 mm/a und 500 mm/a. In den bebauten Bereichen, vor allem im Süden und in Speckhorn liegt sie deutlich darunter (300 mm/a bis 400 mm/a). In den Bereichen mit geringen Flurabständen, vor allem entlang der Gewässer, beträgt sie 500 mm/a bis 700 mm/a. Verdunstungen unter 300 mm/a kommen nur auf Straßenflächen vor, Werte über 700 mm/a nur auf Wasserflächen. Da die Verdunstung in dem gewählten Berechnungsverfahren nur geringfügig vom Niederschlag abhängig ist, entspricht die Verdunstung im Trockenjahr und Nassjahr in etwa der im WWJ 2001 (Abbildung 29).

Der Direktabfluss (Anhang 6.09) beträgt im überwiegenden Teil des Untersuchungsgebietes weniger als 100 mm/a. Erhöhte Werte treten im Ausgangszustand WWJ 2001 vor allem bei geringen Flurabständen in Gewässernähe auf (100 mm/a bis 200 mm/a), wo die Flächen sehr oft auch dräniert sind (Anhang 6.02), sowie in den derzeit bereits bebauten Flächen (200 mm/a bis 400 mm/a) bzw. Straßen (über 500 mm/a). Trocken- und Nassjahre wirken sich deutlich auf die Direktabflüsse aus. Im Trockenjahr liegen sie auf weiten Teilen des Untersuchungsgebietes unter 50 mm/a und in bebauten Bereichen bzw. bei geringen Flurabständen zwischen 50 mm/a und 200 mm/a. In Nassjahren beträgt der Direktabfluss in Gewässernähe 100 mm/a bis 300 mm/a und in den bebauten Gebieten 300 mm/a bis 400 mm/a. Die Unterschiede sind auch in Abbildung 29 bei den Mittelwerten des gesamten Untersuchungsgebietes deutlich. Während der Direktabfluss im Ausgangszustand \varnothing 135 mm/a (17 % des Niederschlags) beträgt liegt er im Trockenjahr bei \varnothing nur 74 mm/a (12 % des Niederschlags) und im Nassjahr bei \varnothing 178 mm/a (19 % des Niederschlags).

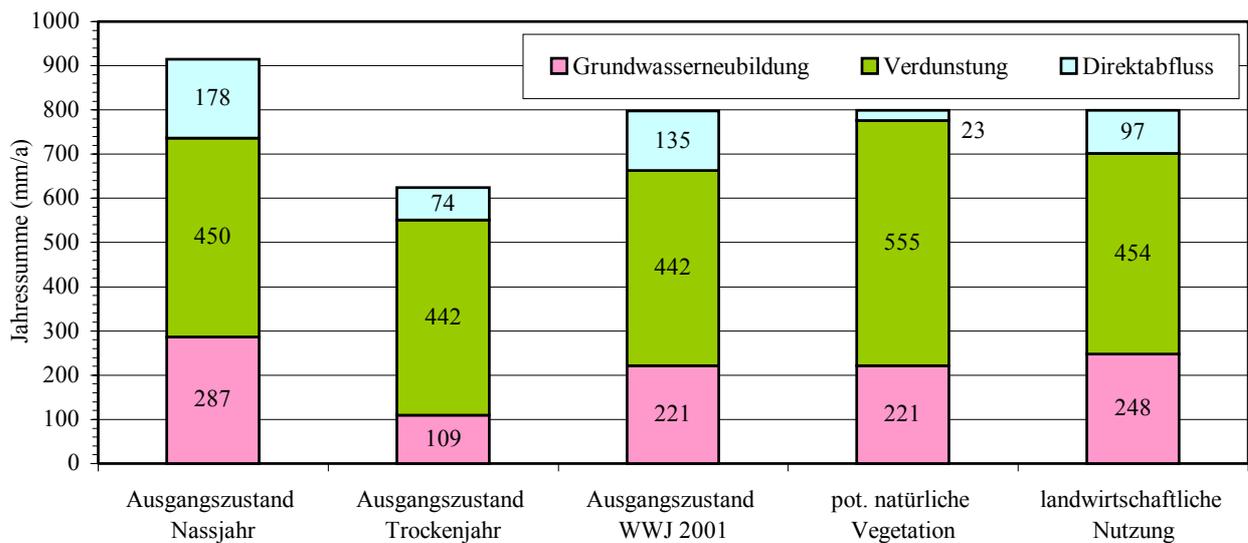


Abbildung 29: Wasserhaushaltsgrößen bei Nass-/Mittel- und Trockenjahren sowie für Flächennutzung im Ausgangszustand, bei vollständiger landwirtschaftlicher Nutzung und bei potenziell natürlicher Vegetation.

Zur Beurteilung des Wasserhaushaltes wurden neben der Bilanzierung von einem Normal-, Trocken- und Nassjahr auch Berechnungen durchgeführt, wie sich der Wasserhaushalt bei natürlichen Verhältnissen, also bei Laubmischwald als Flächennutzung (potenzielle natürliche Vegetation; Kapitel 3.8.2) bzw. bei landwirtschaftlicher Nutzung, als Beispiel für die Zeit vor der Industrialisierung, ergeben würde. In beiden Fällen wurde als Grundlage für die Flurabstände die Bodenkarte BK50 des Geologischen Dienstes verwendet. Erwartungsgemäß ist die Verdunstung bei potenzieller natürlicher Vegetation deutlich größer (69 % des Niederschlags) und der Direktabfluss (3 % des Niederschlags) deutlich niedriger als im Ausgangszustand. Dies belegt die ausgleichende Wirkung von Wäldern auf den Wasserhaushalt. Bei vollständiger landwirtschaftlicher Nutzung im Untersuchungsgebiet ist die Verdunstung mit der des heutigen Zustandes vergleichbar. Der Direktabfluss ist mit 12 % vom Niederschlag deutlich geringer als im Ausgangszustand. Diese Veränderungen sind im Wesentlichen auf die Bebauungsanteile zurückzuführen.

6.5 Grundwasserneubildung im Ausgangszustand (AS 1.8)

6.5.1 Jahresbilanz

Die GwNeubildung im Ausgangszustand ist im Anhang 6.10 flächendifferenziert dargestellt. Die Mittelwerte für Normal-, Nass- und Trockenjahre sowie bei potenziell natürlicher Vegetation und bei vollständiger landwirtschaftlicher Nutzung sind der Abbildung 29 zu entnehmen.

Über große Teile des Untersuchungsgebietes beträgt die GwNeubildung im Ausgangszustand WWJ 2001 (Normaljahr) zwischen 250 mm/a und 300 mm/a. In den bebauten Gebieten im Süden sowie in Speckhorn ist sie mit 150 mm/a bis 200 mm/a deutlich niedriger. In Bereichen mit geringen Flurabständen und bei großer Hangneigung liegt sie noch deutlich darunter (50 mm/a bis 150 mm/a). Auffällig hohe GwNeubildungen (250 mm/a bis 450 mm/a) treten im Verbreitungsgebiet von Sandböden in Kombination mit hohen Flurabständen im Norden des Untersuchungsgebietes auf. Die mittlere GwNeubildung im Untersuchungsgebiet beträgt im WWJ 2001 221 mm/a, das sind knapp 28 % des Niederschlags. In Trockenjahren sind es 17 % (109 mm/a) und in Nassjahren 31 % (287 mm/a).

Die GwNeubildung bei potenzieller natürlicher Vegetation (Laubmischwald) entspricht der des Ausgangszustandes WWJ 2001. Bei vollständiger landwirtschaftlicher Nutzung ist sie mit 31 % des Niederschlags bzw. 248 mm/a etwas höher als im Ausgangszustand WWJ 2001.

6.5.2 Monatsbilanz

Für die instationären Simulationen der Grundwasserverhältnisse ist neben der Angabe der jährlichen GwNeubildung auch der Jahresgang der GwNeubildung erforderlich. Hierzu wurde eine klimatische Bodenwasserbilanz unter Berücksichtigung der im Untersuchungsgebiet vorhandenen Böden erstellt. Den Berechnungen liegt ein Grasbewuchs an grundwasserfernen Standorten zugrunde. Die Verdunstung für die WWJ 2000 und 2001 sind in Abbildung 30 auf Monatsbasis dargestellt. In den Wintermonaten liegen die potenzielle und aktuelle Verdunstung unter 30 mm/Monat und im Sommer erreicht die potenzielle Verdunstung Werte zwischen 70 mm/Monat und 110 mm/Monat und die aktuelle Verdunstung Werte zwischen 60 mm/Monat und 100 mm/Monat. Eine Differenz zwischen der aktuellen und der potenziellen Verdunstung tritt nur in den Sommermonaten auf.

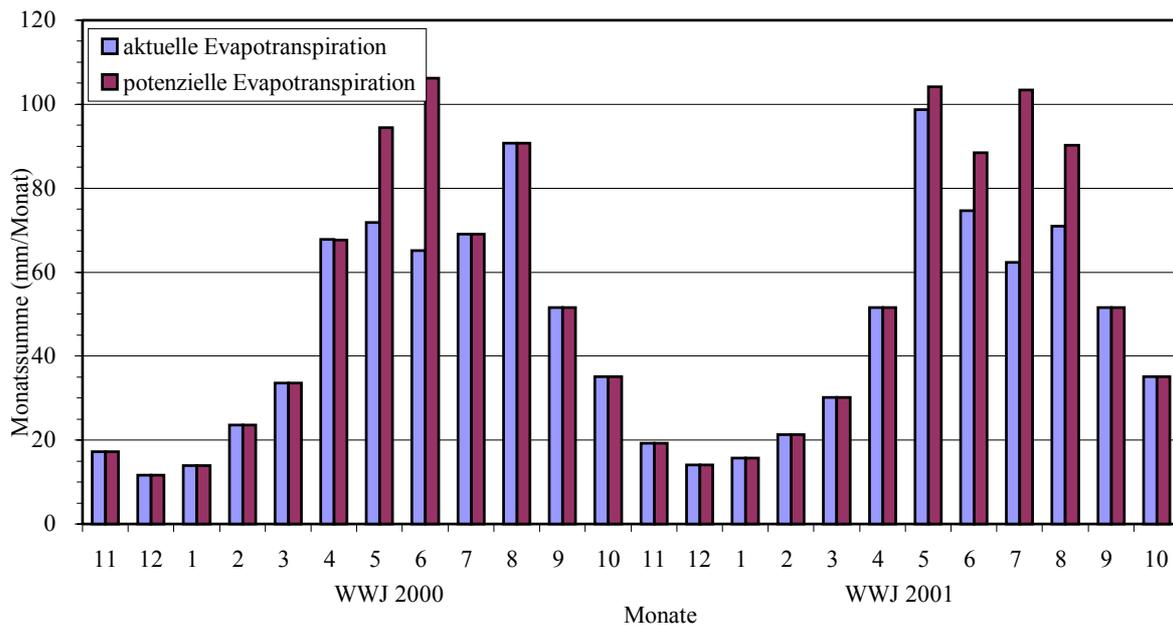


Abbildung 30: Potenzielle und aktuelle Evapotranspiration (Verdunstung) nach TURC-WENDLING im Jahresgang.

In Abbildung 31 ist die Differenz zwischen Niederschlag und potenzieller Verdunstung, als potenzielles Überschusswasser bei ständiger Nachlieferung von Wasser zur Verdunstung (Bereiche mit geringen Flurabständen) auf der einen Seite und das aktuelle Überschusswasser als Differenz aus dem Niederschlag und der aktuellen Verdunstung dargestellt. Die Zeit der GwNeubildung beschränkt sich bei grundwasserfernen Böden auf das 2. Halbjahr des WWJ und beträgt im WWJ 2001 zwischen 26 mm/Monat und 65 mm/Monat. Bei grundwassernahen Standorten ist eine Wassernachlieferung gewährleistet und der Boden kann als nahezu wassergesättigt angesehen werden. Daher kann es im Sommerhalbjahr in diesen Bereichen sowohl zu einer Grundwasserzehrung als auch zu einer GwNeubildung kommen. Der Bodenkörper muss nur zu einem geringen Teil durch die Niederschläge aufgefüllt werden. Beispielfähig ist dabei der September und Oktober 2001 (Abbildung 31). Die Niederschläge überstiegen deutlich die potenzielle bzw. aktuelle Verdunstung. Während der Überschuss bei grundwasserfernen Standorten (aktuelles Überschusswasser) zur Auffüllung des Bodens bis zur nutzbaren Feldkapazität benötigt wurde, fand an grundwassernahen Standorten (potenzielles Überschusswasser) bereits eine GwNeubildung bzw. ein Direktabfluss statt, da der Boden als wassergefüllt angenommen wurde. Näherungsweise kann als Größenordnung für die Zehrung die Differenz aus dem Niederschlag und der potenziellen Verdunstung herangezogen werden (Abbildung 31).

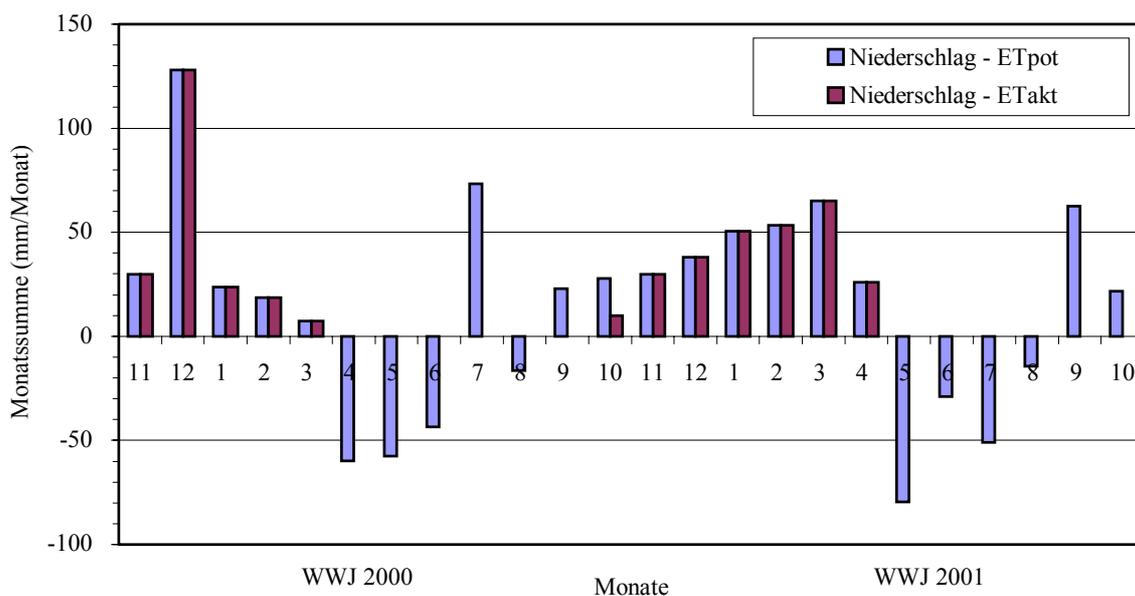


Abbildung 31: Aktuelles Überschusswasser (Niederschlag – ET_{akt}) aus der klimatischen Bodenwasserbilanz (unter Berücksichtigung des Bodens als Wasserspeicher) und potentielles Überschusswasser (Niederschlag – ET_{pot}) im Jahresverlauf.

Zur Aufteilung der jährlichen GwNeubildung wurde bei grundwasserfernen Standorten wochenweise die GwNeubildung aus der Differenz der Niederschläge und der aktuellen Verdunstung berechnet. Diese beschränkt sich auf das Winterhalbjahr. Die potenzielle Verdunstung entspricht in dieser Zeit der aktuellen. Die Ergebnisse sind in Abbildung 32 bezogen auf Monate dargestellt, in das Grundwassermodell sind sie wochenweise eingegangen. Für die Bereiche mit geringen Flurabständen wurde die Zehrung aus dem Grundwasserleiter über eine negative GwNeubildung herangezogen. Bei der prozentualen Aufteilung insbesondere für grundwassernahe Standorte ist auch der Direktabfluss eingegangen, der im Jahresmittel 35 % des Überschusswassers beträgt und in Zeiten mit Grundwasserzehrung ausgeschlossen wurde. Aus der Abbildung 32 geht deutlich die Zehrung in der zentralen Vegetationszeit hervor. Insbesondere der trockene Mai ist sehr auffällig. Dieser Effekt spiegelt sich auch in den Grundwasserstandsganglinien wider.

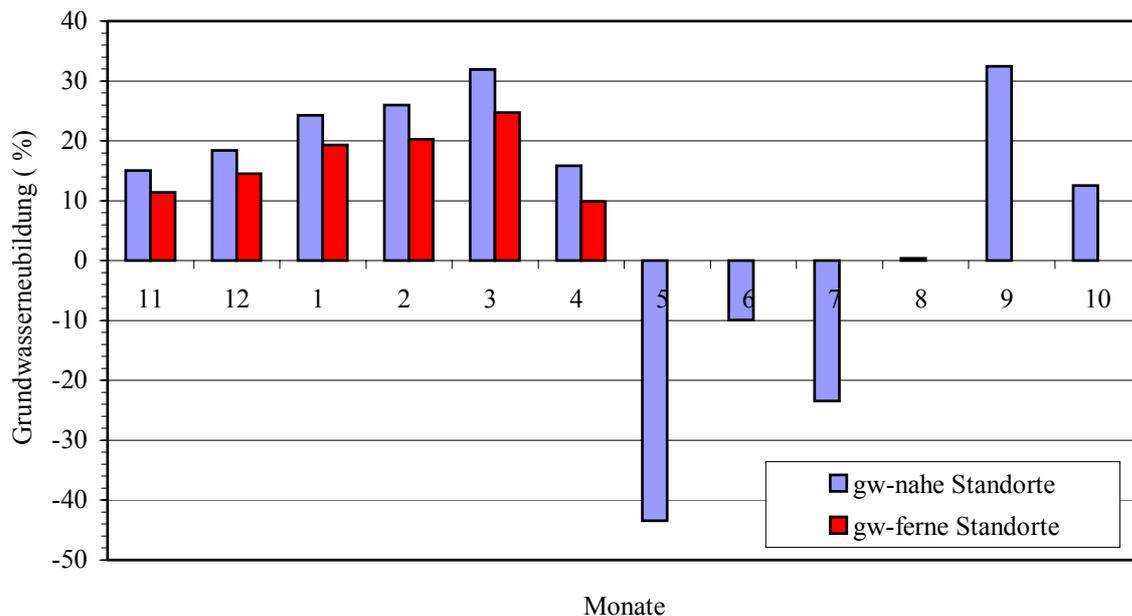


Abbildung 32: Grundwasserneubildung im WWJ 2001 bei grundwasserfernen (gw-ferne) und bei grundwassernahen (gw-nahe) Standorten in % der jährlichen Grundwasserneubildung.

6.6 Wasserhaushaltsbilanzierung für die Simulationsvarianten

Die Beschreibung der einzelnen zu simulierenden Varianten ist dem Kapitel 5 zu entnehmen. Für die Wasserhaushaltsbilanzierungen sind die Varianten 1 bis 4 (unterschiedliche Bebauungs- bzw. Versiegelungsgrade) sowie die Varianten 6 und 7 (Nass- und Trockenjahr) relevant.

Grundlage der Varianten 1 bis 4 ist das WWJ 2001. Es wurden zwei verschiedene Bebauungstypen zugrunde gelegt, die als mittlere bzw. dichte Bebauung bezeichnet werden können (Tabelle 17, Kapitel 5). Bei ersterer handelt es sich um einen Bebauungstyp mit 50 % in die Kanalisation entwässerte Straßen- und Dachflächen sowie weitere 13 % teildurchlässiger Beläge. Dies ergibt einen Freiflächenanteil, einschließlich der Flächen für die Muldenversickerung, von 37 %. Bei der dichten Bebauung umfassen die an die Kanalisation angeschlossenen Straßen- und Dachflächen 70 % und die teildurchlässigen Flächen 16 %. Hieraus resultiert ein Freiflächenanteil von 14 %. Beide Bebauungstypen wurden zur Wasserhaushaltsberechnung in die entsprechenden Versiegelungsklassen (mittel: 61 % bis 80 % bzw. dicht: 81 % bis 100 %) eingeordnet. Die Effekte der Simulationsvarianten gliedern sich in eine Verringerung der GwNeubildung, die im Folgenden als natürliche GwNeubildung bezeichnet wird, und in die Regenwasserversickerung, die auch als künstliche GwNeubildung bezeichnet werden kann. Letztere ist eine Art Kompensation des Eingriffs durch die Versiegelung in den Wasserhaushalt (Kapitel 7).

Die Berechnungsergebnisse in Form der GwNeubildung sind für die o.g. Varianten in Anhang 6.11(a) bis Anhang 6.11(f) dargestellt. Darüber hinaus sind die Mittelwerte der Wasserhaushaltsgrößen im Untersuchungsgebiet in Abbildung 33 und Abbildung 34 gegenübergestellt.

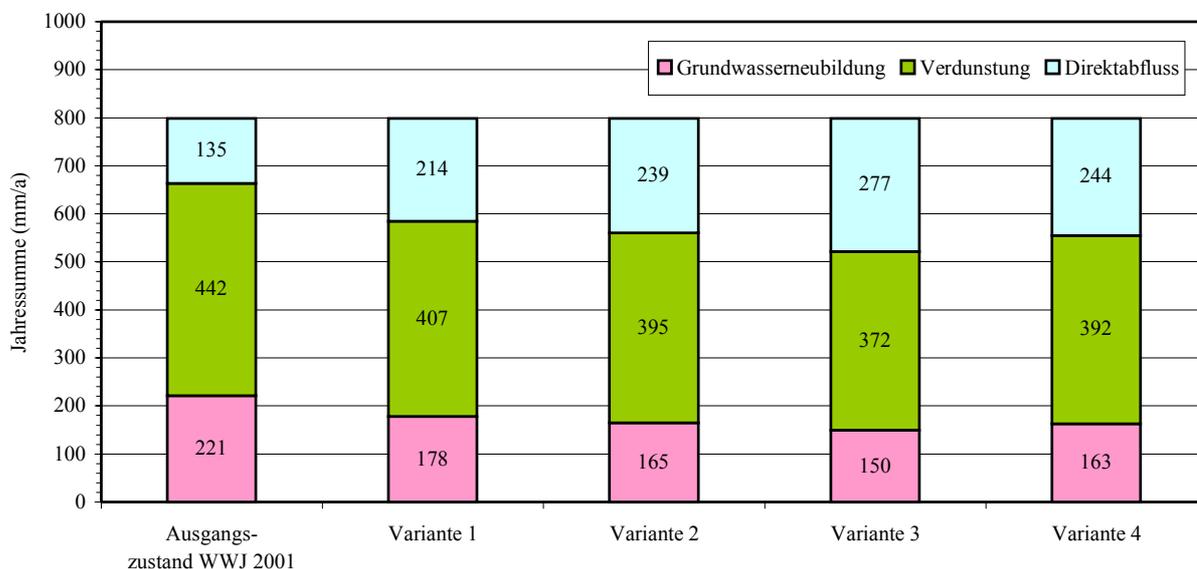


Abbildung 33: Mittlere Wasserhaushaltsgrößen der Varianten 1 bis 4, Grundlage: WWJ 2001.

Im Falle einer um 24 % erhöhten Bebauung im Untersuchungsgebiet (Variante 1, mittlere Bebauung) verringert sich die mittlere GwNeubildung im Untersuchungsgebiet von 221 mm/a auf 178 mm/a (Abbildung 33). Dies bedeutet eine Verringerung der natürlichen GwNeubildung von etwa 20 %. Die mittlere Verdunstung reduziert sich um 8 % und der mittlere Direktabfluss erhöht sich von 135 mm/a auf 214 mm/a, also um fast 60 %. Letzteres gilt jedoch nur für den Fall ohne Regenwasserversickerung. Im Falle der Regenwasserversickerung (Kapitel 7) kommt ein Großteil dieser Mengen jedoch nicht als Direktabfluss zum Tragen sondern kommt der GwNeubildung zu Gute. Die ausgewählten Bebauungsgebiete sind in der Darstellung der GwNeubildung deutlich erkennbar (Anhang 6.11(a)). Im Vergleich zum Ausgangszustand bzw. auch zur Umgebung verringert sich die natürliche GwNeubildung in diesem Gebiet von 250 mm/a bis 300 mm/a im Ausgangszustand auf 100 mm/a bis 150 mm/a in der Variante 1. Infolge der Regenwasserversickerung von 245 mm/a wird diese Verringerung mehr als kompensiert, so dass ein Überschuss von etwa 100 mm/a resultiert (Kapitel 6.7).

In der Variante 2 wird die mittlere Bebauung auf 32 % des Modellgebietes ausgedehnt, was in der Darstellung zur GwNeubildung zum Ausdruck kommt (Anhang 6.11(b)). Die Veränderungsbeträge in den einzelnen Flächen entsprechen denen der Variante 1. Die GwNeubildung im Gesamtgebiet reduziert sich von 221 mm/a auf 165 mm/a, das sind 25 %. Der Direktab-

fluss erhöht sich um 77 % von 135 mm/a auf 239 mm/a sofern das Niederschlagswasser von den Dachflächen nicht versickert wird (Abbildung 33).

Bei der Variante 3 wird auf 32 % des Modellgebietes anstelle einer mittleren Bebauung eine dichte Bebauung gewählt. Im Ergebnis reduziert sich die GwNeubildung in den Baugebieten von 250 mm/a bis 300 mm/a im Ausgangszustand auf 30 mm/a bis 60 mm/a, d.h. auf 10 % bis 20 % des Ausgangszustandes. Da die Regenwasserversickerung (Kapitel 7) in dieser Variante mit fast 399 mm/a die Reduzierung deutlich übersteigt, sind auch hier die Einflüsse der Versiegelung mehr als kompensiert (Kapitel 6.7). Im Mittel des Modellgebietes verringert sich die natürliche GwNeubildung um 32 % von 221 mm/a auf 150 mm/a (Abbildung 33). Da sich auch die Verdunstung deutlich verringert (von 442 mm/a auf 372 mm/a) steigt im Falle ohne Regenwasserversickerung der Direktabfluss auf das Doppelte des Ausgangszustandes an (von 135 mm/a auf 277 mm/a).

Bei der Variante 4 sind neben der flächendifferenzierten GwNeubildung (Anhang 6.11(d)) auch die GwNeubildungsdifferenzen zum Ausgangszustand dargestellt (Anhang 6.12). Daraus ist ersichtlich, dass sich die natürliche GwNeubildung sowohl in den berücksichtigten Baugebieten verändert als auch im Umfeld. In den mit mittlerer Bebauung versehenen Flächen reduziert sich die natürliche GwNeubildung um 100 mm/a bis 180 mm/a und bei dichter Bebauung um ca. 230 mm/a. Infolge der Regenwasserversickerung (Kapitel 7) erfolgt jedoch eine deutliche Überkompensation dieser Verringerung. Für mittlere Bebauung sind es ca. 245 mm/a, d.h. eine Zunahme um 70 mm/a bis 150 mm/a und für dichte Bebauung ca. 399 mm/a, d.h. eine Zunahme um 110 mm/a. Die Veränderungen im Umfeld der Baugebiete resultieren aus der Verschiebung der Flurabstandslinien (Flurabstandsverringering infolge der Regenwasserversickerung) und sind als schmale Bänder in den GwNeubildungsdifferenzen erkennbar. Sie beträgt zwischen 30 mm/a und 120 mm/a. Erhöhungen der GwNeubildung ergeben sich nur sehr lokal infolge von Flurabstandserhöhungen. Bezogen auf das gesamte Untersuchungsgebiet reduziert sich die natürliche GwNeubildung um 25 %, vergleichbar mit der Variante 2, von 221 mm/a auf 163 mm/a. Unter Einbeziehung der Regenwasserversickerung kommt es zu einer Überkompensation von 24 mm/a also etwa 10 % gegenüber dem Ausgangszustand. Der Direktabfluss erhöht sich um 81 %, wenn die Niederschlagswässer nicht versickert werden.

Die Varianten 5a und 5b unterscheiden sich nur durch den unterschiedlichen Abkopplungsgrad der Dachflächen (Kapitel 7), so dass die natürliche GwNeubildung nur wenig beeinflusst wird. Es ergibt sich lediglich eine geringfügige Veränderung der GwNeubildung der Variante 4 durch eine Veränderung der Flurabstände, die für die Variante 5b berechnet und im Grundwassermodell berücksichtigt wurde. In der Variante 5a ist die Flurabstandsveränderung kaum merklich, so dass diese Vorgehensweise hier nicht erforderlich war.

Für die Bebauung der Variante 4 wurden die Verhältnisse in Trocken- (Variante 6) und Nassjahren (Variante 7) berechnet. Auch hier war eine iterative Abstimmung von Wasserhaushaltsberechnung und Flurabstandsrechnung mit dem Grundwassermodell erforderlich. Aus Abbildung 34 geht hervor, dass sich im Trockenjahr 1997 (Variante 6) der mittlere Direktab-

fluss von 74 mm/a auf 150 mm/a verdoppelt (ohne Berücksichtigung der Regenwasserversickerung) und sich die mittlere Verdunstung von 442 mm/a auf 387 mm/a um ca. 12 % reduziert. Die GwNeubildung reduziert sich von 109 mm/a auf 87 mm/a also um 22 mm/a bzw. 20 %. Auch in einem solchen Trockenjahr machen sich die Folgen der Bebauung in der natürlichen GwNeubildung deutlich bemerkbar (Anhang 6.11(e)). Abgesehen von den lokalen Sandgebieten mit hohen Flurabständen im Norden beträgt die GwNeubildung im gesamten Untersuchungsgebiet weniger als 150 mm/a. In den bebauten Flächen liegt sie bei nur 40 mm/a bis 70 mm/a. Am Nordrand des Untersuchungsgebietes tritt bei geringen Flurabständen auch im Jahresmittel bereits eine Grundwasserzehrung auf.

In dem Nassjahr 1998 (Variante 7) machen sich die Auswirkungen der Bebauung noch deutlicher bemerkbar. Im Anhang 6.11(f) ist zu erkennen, dass die natürliche GwNeubildung in den bebauten Gebieten mit mittlerer Bebauung nur noch 100 mm/a bis 150 mm/a und in den dicht bebauten Gebieten nur noch 50 mm/a bis 100 mm/a beträgt, während sie im unbebauten Umfeld bei 300 mm/a bis 400 mm/a liegt. Die mittlere GwNeubildung beträgt ohne Bebauung im Nassjahr 287 mm/a und im Falle der Bebauung gemäß Variante 4 nur noch 208 mm/a, reduziert sich also um 79 mm/a bzw. 25 % (Abbildung 34). Ohne Berücksichtigung einer Regenwasserversickerung (Kapitel 7) erhöht sich der mittlere Direktabfluss um 74 % von 178 mm/a auf 310 mm/a.

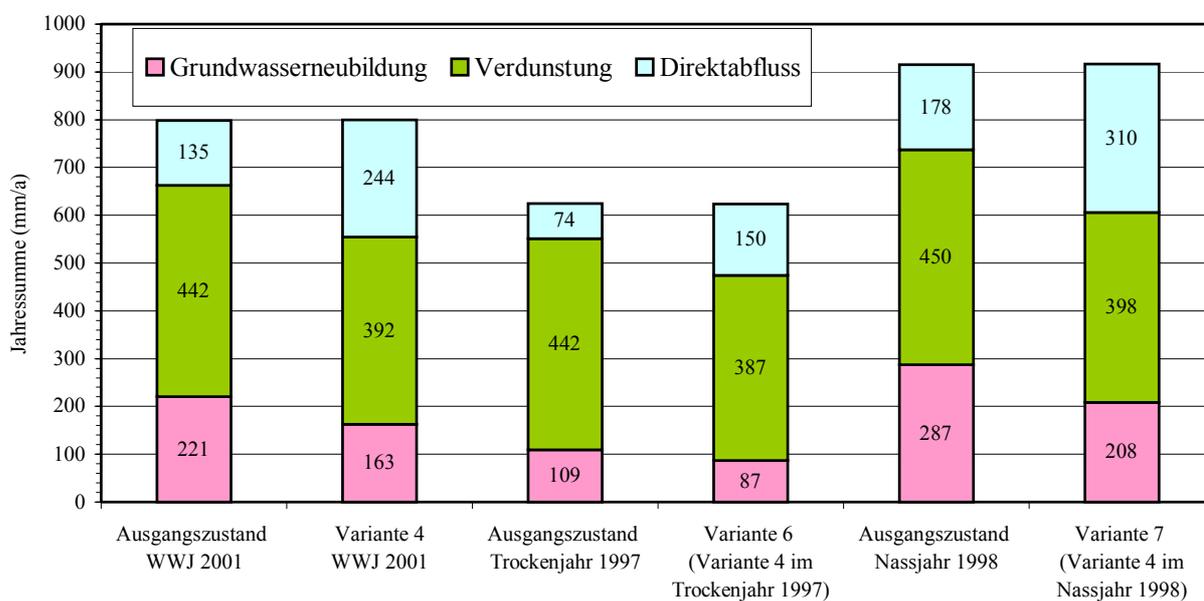


Abbildung 34: Wasserhaushaltsgrößen der Variante 6 und 7 im Vergleich zum Ausgangszustand.

6.7 Bewertung der Ergebnisse der Wasserhaushaltsbilanzierung

Mit Hilfe der Wasserhaushaltsberechnungen können die Auswirkungen der Bebauung bzw. Versiegelung auf die natürliche GwNeubildung berechnet und dargestellt werden. Das verwendete Berechnungsverfahren ist für diese Fragestellung entwickelt worden. Die Kompensation des Eingriffs in den Wasserhaushalt wird in diesem Kapitel nicht berücksichtigt.

Bei der Interpretation der Ergebnisse werden die Mittelwerte des gesamten Untersuchungsgebietes herangezogen. Es ist zwischen dem Versiegelungsgrad und dem Bebauungsgrad zu unterscheiden. Der Bebauungsgrad ist dabei der Anteil der von Bebauung eingenommenen Flächen, unabhängig von der Dichte der jeweiligen Bebauung. Lockere Wohnbebauung und Industriegebiete werden hierbei nicht differenziert. Beim Versiegelungsgrad wird der Anteil der versiegelten Flächen innerhalb bebauter Grundstücke berücksichtigt. Die Bodenversiegelung wird hierbei als eine Isolierung der Pedosphäre nach oben definiert, gegebenenfalls auch als Isolierung des Festgesteins von Atmo-, Hydro- und Biosphäre durch Ab- und Verdichtungen (MEBER 1997). Die Versiegelung umfasst damit nicht nur die an die Kanalisation angeschlossenen Flächen, sondern auch versiegelte Flächen die auf Freiflächen entwässern, einschließlich teildurchlässiger Flächen.

Der bei den unterschiedlichen Varianten berücksichtigte Bebauungsanteil reicht von 22,9 % im Ausgangszustand über 47,2 % bei Variante 1 bis hin zu 54,7 % bei den Varianten 2 bis 4. Bei der Betrachtung des mittleren Versiegelungsgrades im Untersuchungsgebiet ist die Aufteilung differenzierter. Der Versiegelungsgrad reicht von 12 % im Ausgangszustand über 29 % (Variante 1), 34,3 % (Variante 2) und 35,1 % (Variante 4) bis zu 40,6 % (Variante 3).

Die Auswirkungen der Versiegelung auf die mittleren Wasserhaushaltsgrößen im Untersuchungsgebiet sind in Abbildung 35 dargestellt. Zu erkennen ist eine deutliche Abnahme von Verdunstung und GwNeubildung bei zunehmendem Versiegelungsgrad. Demgegenüber steigt der Direktabfluss deutlich an und übersteigt ab einem Versiegelungsgrad von 24 % sogar die GwNeubildung. Die Abhängigkeiten sind bis zu einem Versiegelungsgrad von 40 % linear. Bei einer Zunahme der Versiegelung im Untersuchungsgebiet um 10 % reduziert sich die natürliche GwNeubildung um 21 mm/a. Bezogen auf eine Erhöhung des Bebauungsanteils um 10 % verringert sich die GwNeubildung um 14 mm/a. Der Direktabfluss dagegen steigt mit 52 mm/a bei einer Zunahme der Versiegelung um 10 % (bzw. 35 mm/a bei einer Zunahme der Bebauung um 10 %) deutlich stärker an, da auch die Verdunstung mit steigender Bebauung bzw. Versiegelung deutlich abnimmt und das Wasser abgeführt werden muss.

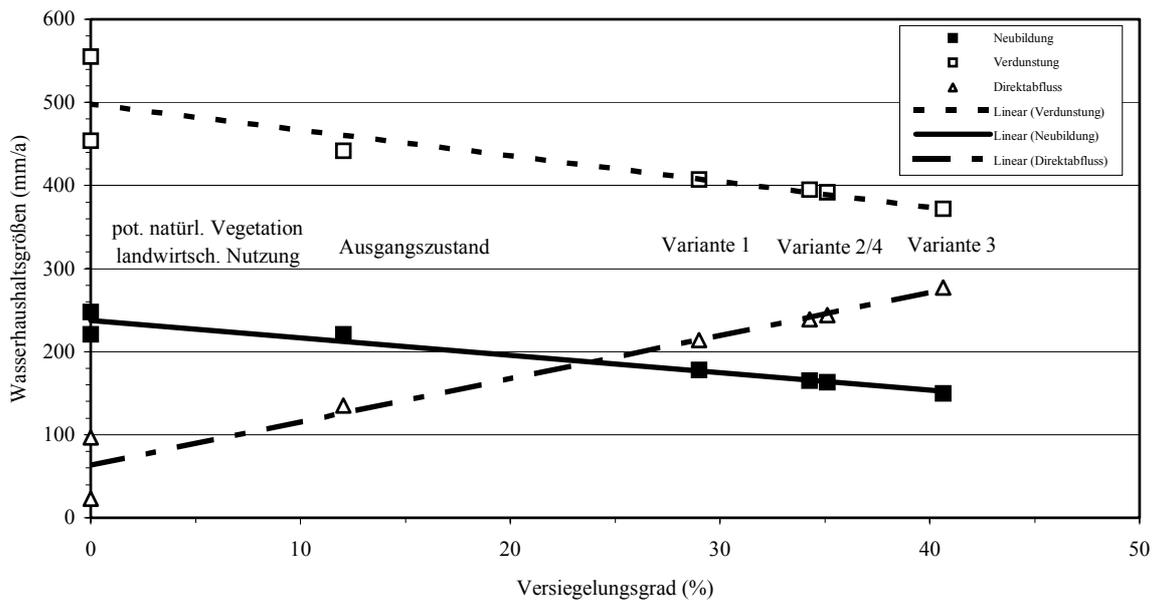


Abbildung 35: Auswirkungen der Versiegelung auf das Untersuchungsgebiet Speckhorn.

Der Vergleich der beiden Untersuchungsgebiete Castroper Hochfläche und Recklinghausen zeigt, wie unterschiedlich sich die Versiegelung auf die Wasserhaushaltsgrößen auswirken kann. Im Vergleich zur Untersuchung der Castroper Hochfläche (MEBER 1997; (Abbildung 36) sind die Auswirkungen der Versiegelung im Untersuchungsgebiet Speckhorn (Abbildung 35) deutlich größer. Dies betrifft alle Wasserhaushaltsgrößen. Bei der natürlichen GwNeubildung war bis zu einem Versiegelungsgrad von 40 % in Teileinzugsgebieten der Castroper Hochfläche keine Reduzierung der GwNeubildung nachweisbar. Dies hängt dort vor allem mit Unterschieden in den Flurabständen und der Hangneigung zusammen, die einen deutlich höheren Direktabfluss und damit eine niedrigere GwNeubildung zur Folge haben. Bei vergleichbaren Niederschlägen beträgt der Direktabfluss in un bebauten Einzugsgebieten auf der Castropper Hochfläche ca. 180 mm/a und die GwNeubildung ca. 130 mm/a (Abbildung 36). Im Untersuchungsgebiet Speckhorn dagegen beträgt der Direktabfluss ohne Bebauung bzw. Versiegelung 60 mm/a und die GwNeubildung ca. 240 mm/a.

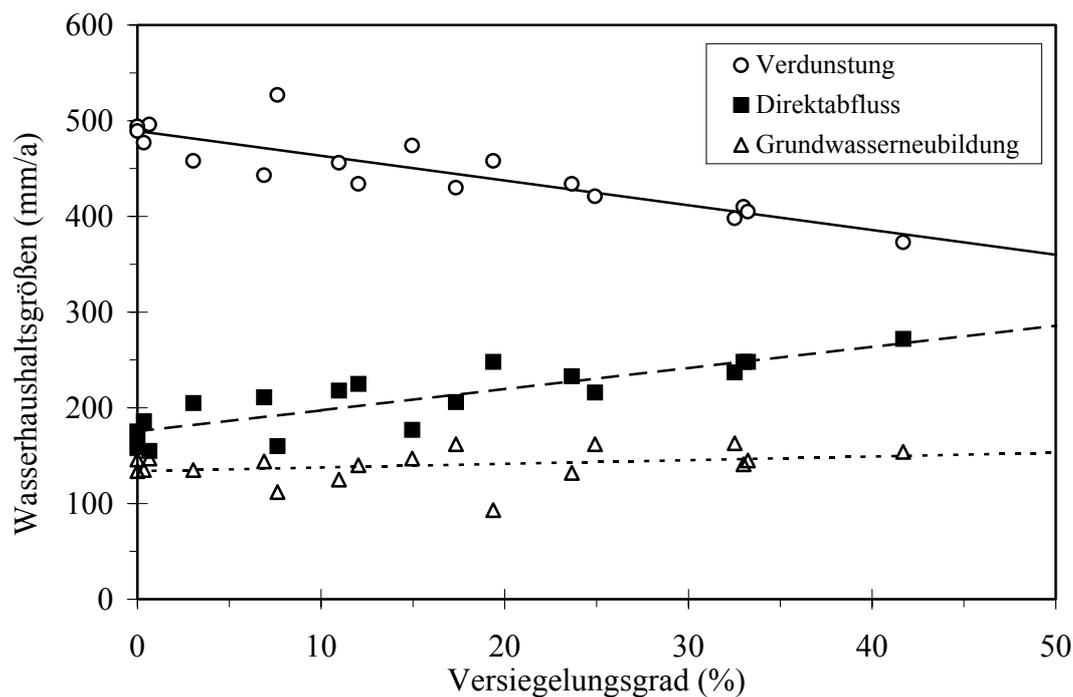


Abbildung 36: Abhängigkeit der Wasserhaushaltsgrößen von der Versiegelung im Bereich der Castroper Hochfläche (MEBER 1997).

Die relativen Auswirkungen sind vor allem von den natürlichen Gegebenheiten abhängig. Bei einem hohen Direktabfluss im Ausgangszustand muss weit mehr als 40 % des Untersuchungsgebietes versiegelt werden, bevor sich die Versiegelung deutlich auf die GwNeubildung auswirkt. Bei relativ geringen Direktabflüssen ohne Bebauung macht sich die Versiegelung bereits bei einem Versiegelungsgrad von 10 % bemerkbar. Deutlich größere Auswirkungen als im Untersuchungsgebiet Speckhorn ist in Gebieten mit Sandböden und hohen Flurabständen zu erwarten, da dort der Direktabfluss noch einmal deutlich geringer ist.

7 Wasserhaushaltsbilanzierung von Versickerungsanlagen (AS 2)

Im Folgenden werden die Grundlagen der zur Simulation des Wasserhaushaltes von Versickerungsanlagen verwendeten Modelle und die Wahl der Eingangsparameter erläutert, sowie der Einsatzbereich und die Grenzen der Modellrechnungen diskutiert.

7.1 Aufbereitung der Niederschlagsdaten (AS 2.5)

Datenbasis für die Berechnungen sind Niederschlagsdaten des StUA Herten (Station Herten-Mitte ergänzt durch Station Herten Katzenbusch), die als Tagessummen des Niederschlages für die Wasserhaushaltsjahre 1996 bis 2001 vollständig vorliegen. 1996 betrug die Niederschlagsgesamthöhe 531 mm, 1997 625 mm, 1998 917 mm, 1999 793 mm, 2000 769 mm und 2001 799 mm. Mit dem Jahr 1997 und dem Jahr 1998 sind in der Datenbasis zwei extreme Jahre hinsichtlich der Jahresniederschlagsmenge enthalten, die Auskunft über den Wasserhaushalt in einem trockenen und einem niederschlagsreichem Jahr geben. Die großen Variabilitäten im Gesamtniederschlag schlagen sich im Wasserhaushalt der Versickerungsanlagen der einzelnen Jahre nieder.

Zusätzlich hat das StUA Herten Niederschlagsdaten als Stundensummen für den Zeitraum vom 1. September bis zum 30. November 1998 zur Verfügung gestellt. Diese Daten wurden für die Durchführung der instationärer Berechnungen benötigt. Da sämtliche Daten nur als Ausdruck vorlagen, war es notwendig diese in eine für das Finite-Element Programm lesbare digitale Form zu bringen.

7.2 Grundlagen der Modellrechnung für die Versickerungsanlagen

Strömungen im ungesättigten Boden werden mit dem DARCY-Gesetz beschrieben, der für gesättigte poröse Medien entwickelt wurde. DARCY stellte in Versuchen folgende Beziehung fest:

$$Q = F \cdot k_f \cdot \frac{h}{l} = F \cdot k_f \cdot H \quad \text{Gleichung 21}$$

Mit

- Q = fließende Wassermenge (m³/s)
- F = bestimmte Fläche (m²)
- k_f = filterspezifischer Koeffizienten (m/s)
- h = Druckhöhenunterschied (m)
- l = Fließlänge (m)

Das Verhältnis von h/l wird als hydraulischer Gradient H bezeichnet.

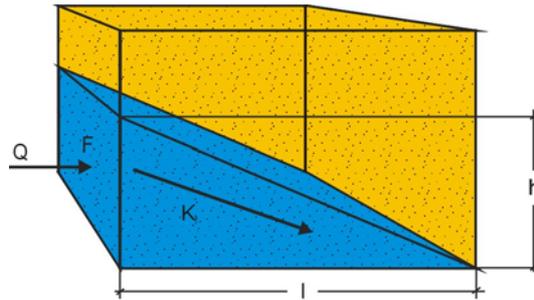


Abbildung 37: Grundlagen des DARCY'schen Gesetzes.

Es ergibt sich für die Filtergeschwindigkeit v (m/s):

$$v = k_s \cdot H \quad \text{Gleichung 22}$$

Mit k_s = Durchlässigkeitsbeiwert, der unter Laborbedingungen erreicht werden kann (etwa 5 % der Poren bleiben ungesättigt) (m/s)
 H = hydraulischer Gradient (1)

Der Gesamtdruck in der ungesättigten Zone wird durch die Saugspannung oder den Kapillardruck angegeben und hat einen negativen Wert. Die Durchlässigkeit eines Bodens im ungesättigten Zustand ist eine Funktion des Wassergehalts, da bei abnehmender Bodenfeuchte der zur Verfügung stehende Durchflussquerschnitt abnimmt. Sie erreicht ihren größten Wert bei einer vollständigen Sättigung des nutzbaren Porenraumes und wird dann als Durchlässigkeitsbeiwert (k_f -Wert) bezeichnet. Die Be- bzw. Entwässerung eines Bodens wird durch die Wasserretentionskurve (pF-WG-Kurve) beschrieben. Diese stellt eine Hysterese dar, da die Kurve bei der Entwässerung einen anderen Verlauf als bei der Bewässerung aufweist. Je grobkörniger ein Boden ist, desto geringer werden die Hystereseerscheinungen. Über den Zusammenhang zwischen Saugspannung und Wassergehalt kann der wassergehaltsabhängige k -Wert berechnet werden. Er stellt ein Maß für den Widerstand dar, der dem Wasser durch das Porensystem entgegengestellt wird. Die Wasserretentionskurve geht wesentlich in die Modellierung von Strömungsprozessen in der ungesättigten Zone ein. Sie wird entweder aus Labor- oder Feldmessungen bestimmt oder aus Literaturdaten abgeschätzt.

Das Prinzip der Massenerhaltung bildet die Grundlage für die Modellierung der Fließprozesse in der ungesättigten Zone. Es wird in einem Kontrollvolumen idealisiert, welches raumfest im Koordinatensystem liegt (Abbildung 38). Die Massenänderung im Zeitraum Δt wird durch den Vergleich der Gesamtmassen zu Beginn und am Ende des Zeitraums oder durch eine Bilanzierung der Ströme über die Seitenflächen des Kontrollvolumens angegeben (HOLZBECHER 1997). Wenn die Bewegung und die Verformung des durchströmten porösen Mediums selbst vernachlässigt werden können, gilt die Kontinuitätsgleichung einer Strömung im allgemeinen Fall:

$$\frac{\partial}{\partial t} = \varphi \cdot S \cdot \rho = -\Delta\rho \cdot v + q \quad \text{Gleichung 23}$$

mit

- v = Filtergeschwindigkeit (m/s),
- ρ = Dichte des Wassers (m^3/kg)
- φ = die Porosität (Vol-%)
- S = Sättigung (Vol-%)
- q = allgemeiner Quell- und Senkenterm (m^3/kg).

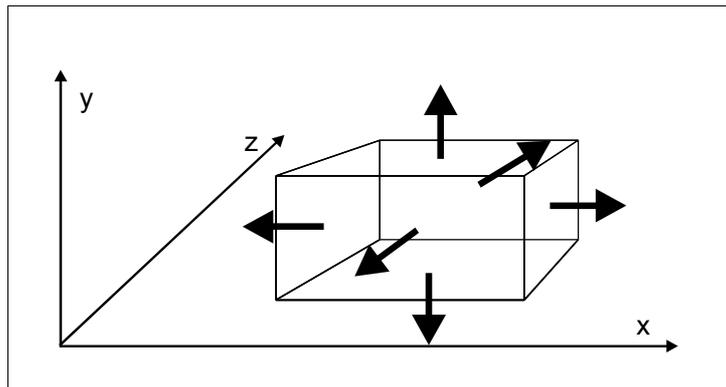


Abbildung 38: Darstellung des Kontrollvolumens (aus HOLZBECHER 1997).

Bei der Betrachtung eines differentiellen Schnittelementes eines wassergesättigten Bodenkörpers ergibt sich aus der Kontinuitätsgleichung mit den Filtergeschwindigkeiten v_x , v_y und v_z :

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad \text{Gleichung 24}$$

Im ungesättigten Zustand ergibt die Summe der Veränderungen der Fließrichtung eines Volumenelementes über die Zeit die Wassergehaltsänderungen. Die Kontinuitätsgleichung stellt sich in diesem Fall dar als:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad \text{Gleichung 25}$$

Für die Fließvorgänge in der ungesättigten Bodenzone ergibt sich aus dem DARCY-Gesetz:

$$v = k(\theta) \cdot \text{grad}(\psi_H) \quad \text{Gleichung 26}$$

wobei ψ_H das Gesamtpotenzial ist, welches sich aus Matrix- und Gravitationspotenzial zusammensetzt.

Aus Gleichung 25 und Gleichung 26 ergibt sich dann durch Substitution der rechten Seite des DARCY-Gesetzes in der Kontinuitätsgleichung die sogenannte FOKKER-PLANCK-Gleichung (hier für den 2-dimensionalen Fluss):

$$\frac{\partial \theta}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left[k(\theta) \frac{\partial (\psi_m + \psi_s)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k(\theta) \frac{\partial (\psi_m + \psi_s)}{\partial z} \right] \quad \text{Gleichung 27}$$

mit θ = volumetrischer Wassergehalt (Vol-%)
 $k(\theta)$ = wassergehaltsabhängige Durchlässigkeit (m/s)
 ψ_m = Matrixpotential
 ψ_z = Gravitationspotential.

Bei Verwendung des Gesamtpotenzials in Gleichung 27 anstelle der Teilpotenziale und der Erweiterung mit $\Delta\psi / \Delta\psi$ ergibt sich die RICHARDS-Gleichung:

$$C(\psi) \frac{\partial \psi_H}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[k(\theta) \cdot \frac{\partial \psi_H}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k(\theta) \cdot \frac{\partial \psi_H}{\partial z} \right] + \quad \text{Gleichung 28}$$

mit $C(\psi) = \partial\theta / \partial\psi_H$ = Kapillarkapazität

und $\psi_H = \psi_m + \psi_z$

Das zur Modellierung verwendete Programm HYDRUS_2D (1999) des U.S. Salinity Laboratory löst die Richards-Gleichung. Diese kann als Diffusionsgleichung aufgefasst werden, da die Wassergehaltsänderung einer Veränderung einer Konzentration in Zeit und Raum entspricht. Da in der ungesättigten Bodenzone der volumetrische Wassergehalt und die Saugspannung eindeutig über die pF-WG-Kurve einander zugeordnet sind, kann das schwer zu messende Potenzial ψ durch eine Wassergehaltsbestimmung ersetzt werden.

Unter der Voraussetzung, dass der Boden homogen und isotrop ist, kann das DARCY-Gesetz erweitert werden zu:

$$k(\theta) \frac{\partial \psi}{\partial x} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial \theta} \Leftrightarrow k(\theta) \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad \text{bzw.} \quad k(\theta) \frac{\partial \psi}{\partial z} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial \theta} \Leftrightarrow k(\theta) \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad \text{Gleichung 29}$$

Dann entspricht der Term

$$k(\theta) \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \quad \text{Gleichung 30}$$

der Diffusivität D . Die Weitergabegeschwindigkeit von Wasserspannungsunterschieden wird durch das Produkt der Durchlässigkeit und der Steigung der Wasserspannungs-Kurve charakterisiert. In Gleichung 27 eingesetzt ergibt sich folgende Form der RICHARDS-Gleichung:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[D \frac{\partial \theta}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[D \frac{\partial \theta}{\partial z} \right] \quad \text{Gleichung 31}$$

Neben diesen Gleichungen zur Beschreibung der Bewegungsvorgänge des Wassers im Boden muss die Beziehung zwischen Wassergehalt und Saugspannung mathematisch beschrieben werden. Das Programm HYDRUS_2D (1999) enthält den am weitesten verbreiteten Ansatz nach VAN GENUCHTEN (1980). Die Gleichung von VAN GENUCHTEN beschreibt die relative Durchlässigkeit:

$$k(\psi) = k_s \frac{[1 - (\alpha\psi)^{n-1} \cdot [1 + (\alpha\psi)^n]^{-m}]^2}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{m/2}} \quad \text{Gleichung 32}$$

mit k_s = gesättigte Durchlässigkeit (m/s)
 $k(\psi)$ = wassergehaltsabhängige Durchlässigkeit (m/s)

Für die mathematische Beschreibung der Wasserspannungskurve kann ebenfalls ein Ansatz von VAN GENUCHTEN (1980) gemäß folgender Funktion verwendet werden:

$$\theta_\psi = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{[1 + (\alpha\psi)^n]^m} \quad \text{Gleichung 33}$$

mit θ_ψ = zur Wasserspannung zugeordnete Wassergehalt (Vol-%)
 θ_s = Wassergehalt bei Sättigung (Vol-%)
 θ_r = Restwassergehalt bei der Obergrenze der Wasserspannung (Vol-%),

α , m und n sind Konstanten, die den Verlauf der Kurve beschreiben. Diese werden aus Literaturdaten entnommen oder experimentell für das zu modellierende Substrat ermittelt.

7.3 Grenzen und Einsatzbereich der Modellrechnungen für Versickerungsanlagen

Mathematische Modellrechnungen sind immer mit Ungenauigkeiten und Fehlern behaftet, die für eine detaillierte Analyse und Bewertung der Ergebnisse bekannt sein müssen. Die Qualität der Ergebnisse der Simulationen hängt in erster Linie von der Genauigkeit der Eingangsparameter und von der korrekten Abbildung der realen Verhältnisse ab. Weisen diese größere Ungenauigkeiten auf, so spiegelt sich das direkt im Ergebnis wider. Aus diesem Grunde sollte jedes Modell mit Analysendaten kalibriert werden, um realitätsnahe Ergebnisse zu erhalten. Da in dieser Pilotstudie keine Lysimeterdaten ermittelt wurden, ist eine direkte Kalibrierung und Verifizierung des Modells nicht möglich. Daher wurde eine Vielzahl von Bodenproben und Bodenprofilen entnommen, ausgewertet und mit von ZIMMER (1999) ermittelten Daten abgeglichen, um realistische Eingangsgrößen für das Modell zu erhalten. Die Eingangsgrößen stützen sich vor allem auf die im Labor ermittelten Daten von ungestörten Bodenproben, da hier Faktoren wie preferenzielle Fließwege durch Makroporen mit erfasst werden. Trotzdem

beinhalten auch diese Größen Fehler, die nicht genau quantifiziert werden können, und bei der Analyse der Ergebnisse berücksichtigt werden müssen. Weitergehende Betrachtungen dieser Problematik und die Einsatzbereiche numerischer Modelle sind bei ZIMMER (1999) nachzulesen.

7.4 Ermittlung der hydraulischen Bodenparameter

Grundlage aller weiteren Verfahren zur Bestimmung des Wasserhaushaltes stellt die Durchlässigkeit des Bodens im Untersuchungsgebiet dar. Die Ermittlung der Durchlässigkeitsbeiwerte der im Pilotgebiet angetroffenen Böden wird detailliert in Kapitel 4.3 beschrieben. Hier wird daher nur erläutert, welche Annahmen für die Ermittlung des Bodenwasserhaushaltes getroffen wurden. Drei verschiedene Böden wurden für die Modellrechnungen verwendet. Ein Boden ist am unteren Ende der ermittelten Durchlässigkeiten im Untersuchungsgebiet angesiedelt, ein Boden im oberen Bereich und ein Boden repräsentiert die mittleren Verhältnisse.

Die Verteilung der Durchlässigkeitsbeiwerte im Untersuchungsgebiet erweist sich als homogen. Daher liegen die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte relativ dicht zusammen. Dem Boden mit guten Leitfähigkeiten wurde nach Analyse der Daten ein Durchlässigkeitsbeiwert von $1,0 \cdot 10^{-5}$ m/s zugeordnet. Am unteren Ende der Durchlässigkeiten steht ein Boden mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von $2,6 \cdot 10^{-6}$ m/s. Da die Mehrzahl der Böden im geringer durchlässigen Bereich angesiedelt ist wurde der mittlere und für das Untersuchungsgebiet repräsentative Durchlässigkeitsbeiwerte mit $3,8 \cdot 10^{-6}$ m/s angenommen (siehe Tabelle 26). Diese drei Durchlässigkeitsbeiwerte sind die Grundlage für die Bemessung der Versickerungsanlagen im folgenden Kapitel.

Tabelle 26: Hydraulische Parameter der Modellböden.

	Residual- wassergehalt Q_r (%)	Nutzbares Porenvolu- men Q_s (%)	α (-)	n (-)	Durchlässigkeits- beiwert k_f (m/s)
Hilfsschicht	0,1	99	0,021	3,8	$6,67 \cdot 10^{-2}$
Rigolenschotter	9	35	0,021	3,8	$6,67 \cdot 10^{-3}$
Boden 1	6,5	41	0,075	1,98	$1,00 \cdot 10^{-5}$
Boden 2	7,4	42	0,041	1,62	$3,80 \cdot 10^{-6}$
Boden 3	7,8	43	0,036	1,56	$2,60 \cdot 10^{-6}$

Der mittlere Durchlässigkeitsbeiwert dient für die Berechnung der Grundwasseranreicherung im Untersuchungsgebiet, die beiden anderen Durchlässigkeitsbeiwerte geben Auskunft über Extrema der Änderung des Wasserhaushaltes bei unterschiedlichen Bodenkennwerten, und wie hoch deren Einfluss auf die GwNeubildung ist. Die für die Modellrechnungen verwendeten Eingangsparameter der Böden sind in Tabelle 26 angegeben. Die Hilfsschicht ist ein

Material mit 99 % Porenvolumen und einem Residualwassergehalt von 0,1 %, die zur Simulation des Einstaus in der Mulde und im Sickerrohr verwendet wurde. Neben dem Rigolenschotter sind die Werte der drei Böden angegeben. Dies sind im einzelnen das nutzbare Porenvolumen Q_s , der Residualwassergehalt Q_r , die Parameter α und n für die Beschreibung der Wassergehalts-Saugspannungsbeziehung (Kapitel 7.2) und der Durchlässigkeitsbeiwert. Die Parameter α und n wurden anhand von Kornsummenkurven der untersuchten Böden ermittelt. In Abbildung 39 sind die pF - WG -Kurven der verwendeten Böden und des Schotterers dargestellt. Hier sind die Unterschiede der Materialien, insbesondere der Unterschied zwischen dem gut durchlässigen Rigolenschotter und den Böden gut zu erkennen. Die Hysterese der pF - WG -Kurve wurde bei den Berechnungen nicht berücksichtigt, da sie bei den angetroffenen Böden keinen relevanten Einfluss auf die Simulationsergebnisse hat. Dies wäre bei feinkörnigeren, ton- und schluffreicheren Böden der Fall.

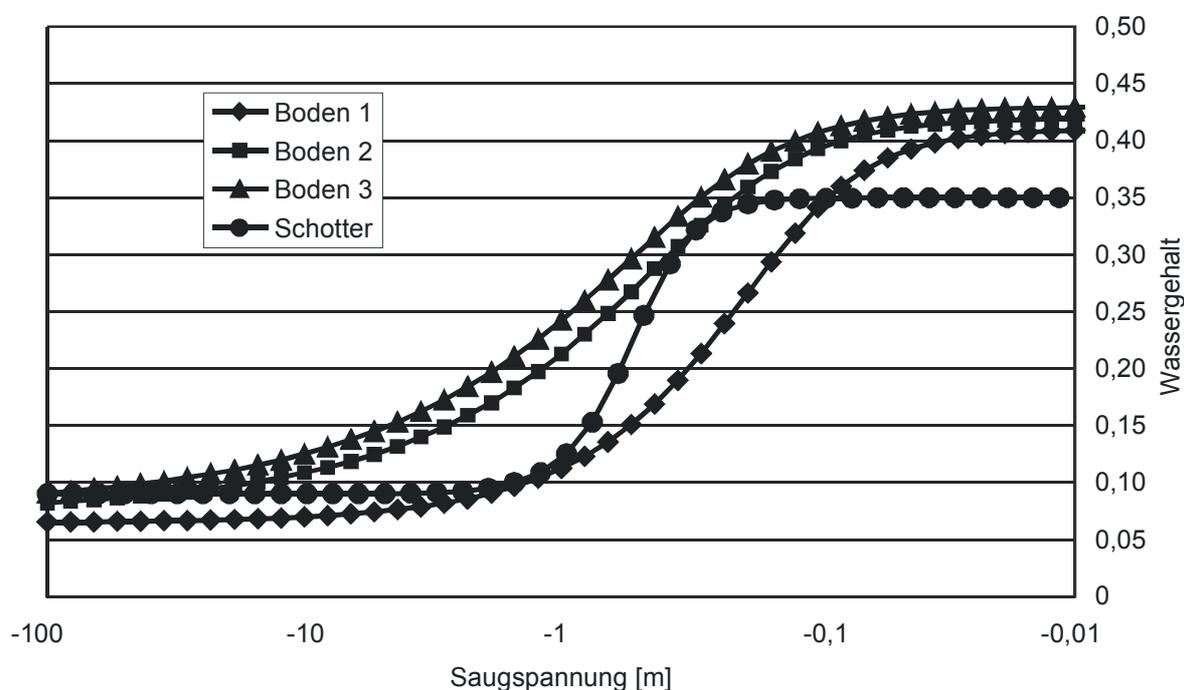


Abbildung 39: Wassergehalts-Saugspannungs-Beziehungen der verwendeten Böden und des Rigolenschotterers.

7.4.1 Bemessung und Verteilung der Versickerungsanlagen (AS 2.6 + AS 2.7)

Die Bemessung der Versickerungsanlagen für die Modellrechnungen erfolgt nach den Verfahren des Arbeitsblattes A 138 der Abwassertechnischen Vereinigung (ATV-DVWK 2000). Als Annahmen für das Untersuchungsgebiet wurde die Mulden- und die Rigolenversickerung, die in der Praxis die meistgebauten Anlagen sind, verwendet. Als bemessungsrelevante Regendaten wurde auf den KOSTRA-Atlas des Deutschen Wetterdienstes zurückgegriffen (DWD 1999). Die relevanten Daten für das Untersuchungsgebiet sind aus Tabelle 27

ersichtlich. Verwendet wurden Regen mit einem statistischen Wiederkehrintervall von einmal in fünf Jahren.

Tabelle 27: Starkniederschläge des Bereichs Recklinghausen gemäß KOSTRA-Atlas des DWD (1999).

<i>T</i> <i>D</i>	0,5		1		2		5		10	
	<i>h_N</i>	<i>r_N</i>								
5 min	5,4	181,5	7,3	244,0	9,2	306,5	11,7	389,2	13,6	451,7
10 min	6,8	112,7	9,0	150,4	11,3	188,2	14,3	238,0	16,5	275,8
15 min	7,7	85,2	10,2	113,3	12,7	141,4	16,1	178,6	18,6	206,7
20 min	8,4	69,9	11,1	92,7	13,9	115,5	17,5	145,6	20,2	168,4
30 min	9,5	52,9	12,6	69,9	15,6	86,8	19,7	109,2	22,7	126,2
45 min	10,8	40,0	14,2	52,6	17,6	65,3	22,1	82,0	25,5	94,6
60 min	11,8	32,8	15,5	43,1	19,2	53,3	24,1	66,8	27,8	77,1
90 min	13,1	24,2	17,2	31,8	21,3	39,4	26,7	49,4	30,7	56,9
2 h	14,1	19,5	18,5	25,6	22,9	31,7	28,7	39,8	33,1	45,9
3 h	15,6	14,4	20,4	18,9	25,3	23,4	31,8	29,4	36,6	33,9
4 h	16,7	11,6	22,0	15,3	27,2	18,9	34,2	23,7	39,4	27,4
6 h	18,5	8,6	24,4	11,3	30,2	14,0	37,8	17,5	43,6	20,2
9 h	20,5	6,3	27,0	8,3	33,4	10,3	41,9	12,9	48,4	14,9
12 h	22,1	5,1	29,0	6,7	35,9	8,3	45,1	10,4	52,0	12,0
18 h	23,0	3,5	30,8	4,7	38,5	5,9	48,8	7,5	56,6	8,7
24 h	23,8	2,8	32,5	3,8	41,2	4,8	52,6	6,1	61,3	7,1
48 h	36,7	2,1	45,0	2,6	53,3	3,1	64,2	3,7	72,5	4,2
72 h	35,2	1,4	45,0	1,7	54,8	2,1	67,7	2,6	77,5	3,0

T: Jährlichkeit (1/a)

D: Dauer

h_N: Gesamthöhe des Niederschlages (mm)

r_N: Niederschlagsspende (l/(s·ha))

Für die Berechnung des Wasserhaushaltes des Bebauungsgebietes wurden zwei Szenarien berechnet. Im ersten Fall beträgt der Anteil an versiegelten Flächen 50 % der Gesamtfläche, im zweiten Fall 70 %. Die genaue Verteilung der Flächen ist in Kapitel 7.8 detailliert erläutert. In beiden Fällen wurden zur Vereinfachung zwei Modellgrundstücke verwendet, deren Ergebnisse auf das gesamte Bebauungsgebiet umgerechnet wurden. In beiden Modellgrundstücken (für den Versiegelungsgrad 50 % und 70 %) haben die Dachflächen eine Größe von 100 m², die zur Dimensionierung der Versickerungsanlagen maßgeblich ist.

Die Dimensionierung der Mulden erfolgte nach der im Arbeitsblatt A 138 (ATV-DVWK 2000) vorgegebenen Formel:

$$V_s = \left(r_{T,n} \cdot (A_{red} + A_S) \cdot 10^{-7} - A_S \cdot \frac{k_f}{2} \right) \cdot 60 \cdot T \quad \text{Gleichung 34}$$

mit

V_s = spezifisches Speichervolumen (m³/ha)

r_{T,n} = Regenspende für die Dauer *T* und die Häufigkeit *n* (l/(s·ha))

A_{red} = angeschlossene Fläche (m²)

A_s = Sickerfläche (m²)
 k_f = Durchlässigkeitsbeiwert (m/s)
 T = Regendauer (min).

Zur Bemessung wurden eine angeschlossene Fläche A_{red} von 100 m², eine Sickerfläche A_s von 15 m², die Regendaten gemäß Tabelle 27 und die drei ausgewählten Durchlässigkeitsbeiwerte verwendet. In Tabelle 28 ist das Ergebnis für den mittel durchlässigen Boden (Boden 2) dargestellt. Es ergibt sich ein erforderliches Muldenvolumen von 3,9 m³. Bei einer Muldenfläche von 15 m² bedeutet dies eine Muldentiefe von 26 cm. Für eine bessere Vergleichbarkeit der Ergebnisse wurde die Größe der Mulden für die beiden anderen Durchlässigkeitsbeiwerte ebenfalls mit 15 m² angenommen. Daraus resultiert für den größten Durchlässigkeitsbeiwert eine Muldentiefe von 19 cm und für den am geringsten durchlässigen Boden eine Muldentiefe von 29 cm. Alle Mulden bewegen sich im Rahmen der Vorgaben des Arbeitsblattes A 138 (ATV-DVWK 2000).

Tabelle 28: Volumen der Versickerungsmulde bei einem Durchlässigkeitsbeiwert von $k_f = 3,8 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Zeit T (min)	Regenspende $r_{T;0,2}$ (l/(s·ha))	Volumen V_s (m ³)
180	29,4	3,3
240	23,7	3,5
360	17,5	3,7
540	12,9	3,9
720	10,4	3,9
1080	7,5	3,7
1440	6,1	3,6

Die Dimensionierung der Rigolen erfolgte nach der im Arbeitsblatt A 138 (ATV-DVWK 2000) vorgegebenen Formel. Dabei berechnet sich die Länge L einer Rigole zu:

$$L = \frac{A_{red} \cdot 10^{-7} \cdot r_{T;n} \cdot T \cdot 60}{b \cdot h \cdot s + \left(b + \frac{h}{2}\right) \cdot T \cdot 60 \cdot \frac{k_f}{2}} \quad \text{Gleichung 35}$$

mit

- h = Höhe der Rigole (m)
- b = Breite der Rigole (m)
- s = Speicherkoeffizient des Füllmaterials der Rigole (-).

Übrige Formelzeichen sind aus Gleichung 34 zu entnehmen. Als Grundlage für die Bemessung wurde eine Fläche A_{red} von 100 m² angenommen. Der Querschnitt der Rigole wurde einheitlich mit einer Tiefe von 1,00 m und einer Breite von 1,00 m vorgegeben. Die Rigole ist mit einem Schotter mit einem nutzbaren Porenvolumen von 35 % gefüllt. In dem Rigolenkör-

per befindet sich ein Sickerrohr aus Kunststoff mit einem Innendurchmesser von 20 cm, über welches die Beschickung der Anlage erfolgt. Berechnet wurde für die drei Böden die jeweilige Länge der Anlage. Diese variiert zwischen 8 m für den gut durchlässigen Boden (Boden 1) über 10 m für den mittleren Boden (Boden 2) bis zu 11 m für den schlecht durchlässigen Boden (Boden 3).

7.5 Modellnetze und Eingangsparameter der Modellrechnungen für die Versickerungsanlagen

Zwei verschiedene Modellnetze wurden für die Simulation der Versickerungsvorgänge erstellt. Das erste Modellnetz bildet eine Versickerungsmulde ab (Anhang 7.01(a)). Dieses Netz hat eine Dimension von 4 m Breite und 2 m Tiefe. Der simulierte Muldenquerschnitt hat eine Länge von 2 m und eine Tiefe von 0,30 m. Im Bereich der Mulde wurden atmosphärische Randbedingungen angenommen, wobei die anfallende Wassermenge gemäß Kapitel 7.6 aus dem Dachabfluss (A_{red}) (abzüglich der Verluste) und dem anfallenden Regenwasser über dem Muldengebiet selbst (A_s) berechnet wurde. Die Seitenbereiche neben der Mulde und die Seitenränder des Modells wurden als undurchlässig angenommen. Der Grundwasserspiegel wurde mit 4 m unter der Geländeoberkante festgelegt. Das Modellnetz besteht aus zwei Materialien, dem Boden und einer hoch durchlässigen Hilfsschicht im Bereich der Mulde. Diese Schicht ermöglicht einen Wassereinstau in der Mulde. Sie hat ein Porenvolumen von 99,9 % und einen Residualwassergehalt von 0,1 % bei einem sehr hohen Durchlässigkeitsbeiwert, so dass der Regenabfluss nahezu ungehindert und ohne Zeitverzögerung bis zum Boden der Mulde gelangt.

Das zweite Modellnetz beschreibt die Verhältnisse einer unterirdisch beschickten Rigole (Anhang 7.01(b)). Hier wurde eine Kies- oder Schotter-Rigole mit einer Länge und einer Tiefe von jeweils 1 m gewählt. Beschickt wird die Rigole über ein Sickerrohr aus Kunststoff mit einem Durchmesser von 0,20 m. Der obere Rand des Modells wurde nicht mit Niederschlag beschickt, da sich die Rigole unter einer undurchlässigen Fläche befinden kann. Es wird nur der Einfluss der reinen Rigolenversickerung berechnet. Eine Verdunstung aus dem Rigolenkörper über den seitlichen Boden ist möglich. Das Wasser strömt innerhalb des Sickerrohres in das Modell ein. Die Seiten des Modells sind auch in diesem Fall undurchlässig. Das Modellnetz besteht aus drei verschiedenen Materialien, der schon bei der Mulde verwendeten Hilfsschicht im Inneren des Rohres, einem Schotter als Füllmaterial der Rigole und dem Boden. Der zugehörige Eintrag des Regenabflusses wird je nach der Länge der Rigole entsprechend Kapitel 7.6 berechnet.

7.6 Ermittlung des Regenabflusses zu den Versickerungsanlagen

Neben den Bodenverhältnissen ist die Ermittlung des Wasseranfalls in der Versickerungsanlage ein wichtiger Eingangsparameter für die Modellrechnungen (Kapitel 7.1). Für den Wasserhaushalt der Versickerungsanlagen und die GwNeubildung unterhalb der Versickerungsanlagen ist nicht entscheidend, wie hoch der Niederschlag ist, sondern wie viel Wasser als Regenabfluss in der Versickerungsanlage ankommt. Der Regenabfluss ist nach Arbeitsblatt A 118 (ATV-DVWK 1999) als Niederschlagswasser, welches auf einer Oberfläche in ein Entwässerungssystem (in diesem Fall das Versickerungssystem) oder einen Vorfluter abfließt. Hierbei wird die Menge des anfallenden Wassers verringert. Zu Beginn eines Regenereignisses werden zunächst die Flächen in Abhängigkeit der Trockenperiode seit dem vorhergehenden Ereignis benetzt. Dieses Haftwasser gelangt nicht zum Abfluss und verdunstet nach dem Regenereignis. Ein weiterer Teil des Niederschlages sammelt sich in Mulden, die auf der Rauheit des Werkstoffes, auf den das Wasser auftritt, und auf dem Neigungswinkel der Fläche basieren. Auch das Wasser in diesen Mulden gelangt nicht zum Abfluss.

Für die Berechnung des tatsächlich am Versickerungsort anfallenden Wassers wurden Benetzungs- und Muldenverlust und ein Anteil an Transportverlusten in Gerinnen und Rohren vom Niederschlagswasservolumen berücksichtigt. Für das Untersuchungsgebiet wurden hierfür jeweils 0,5 mm für Benetzungs- und Muldenverlust sowie 0,2 mm für Transportverluste und ein geringer Anteil an Gründächern und Regenwasserspeichern angenommen. Das entspricht dem Abfluss von Dachflächen, die in der überwiegenden Zahl als Spitzdächer mit Dachziegeln ausgebildet sind. Ein Teil der Dächer wurde als Flachdächer aus anderen Materialien (Glas, Metall, Beton) angenommen. Damit werden mittlere Abflussbeiwerte zwischen 0,75 und 0,79 erreicht.

7.7 Berücksichtigung der Verdunstung in den Versickerungsanlagen

Neben den Verlusten im Bereich der Herkunftsfläche und beim Transportprozess kommt es zu weiteren Verlusten in der Versickerungsanlage selbst. Diese entstehen durch die Verdunstung des Wassers von freien Oberflächen, die durch den kapillaren Aufstieg des Wassers aus dem Boden bewirkt wird, und durch die Aufnahme und Transpiration von Wasser durch die Pflanzen. Diese Verluste sind standort- und zeitabhängig und können nicht vom Regenabfluss abgezogen werden wie die Benetzungs- und Muldenverluste. Daher werden sie bei den Modellrechnungen berücksichtigt. Hier gehen sie als sogenannte Evapotranspiration in die Simulation ein. Bei der Evapotranspiration handelt es sich um die Summe aus der Interzeptionsverdunstung, der Sublimation von Schneedecken, der Verdunstung von Oberflächenwasser und des unbedeckten Bodens sowie der Transpiration der Vegetation (HÖLTING 1996).

Berechnet und im Modell berücksichtigt wird die sogenannte potenzielle Evapotranspiration ET_{pot} . Diese kann nach mehreren Verfahren für ein Gebiet berechnet werden. Die bekanntesten Methoden sind die nach HAUDE (1954) und nach PENMAN (1963). Für die Berechnung der

potenziellen Evapotranspiration werden eine Reihe von meteorologischen Daten wie die Temperatur, die Luftfeuchtigkeit, das Sättigungsdefizit der Luft mit Wasserdampf zur Mittagszeit, die Globalstrahlung usw. benötigt. Diese Daten werden in der Regel meteorologischen Jahrbüchern entnommen.

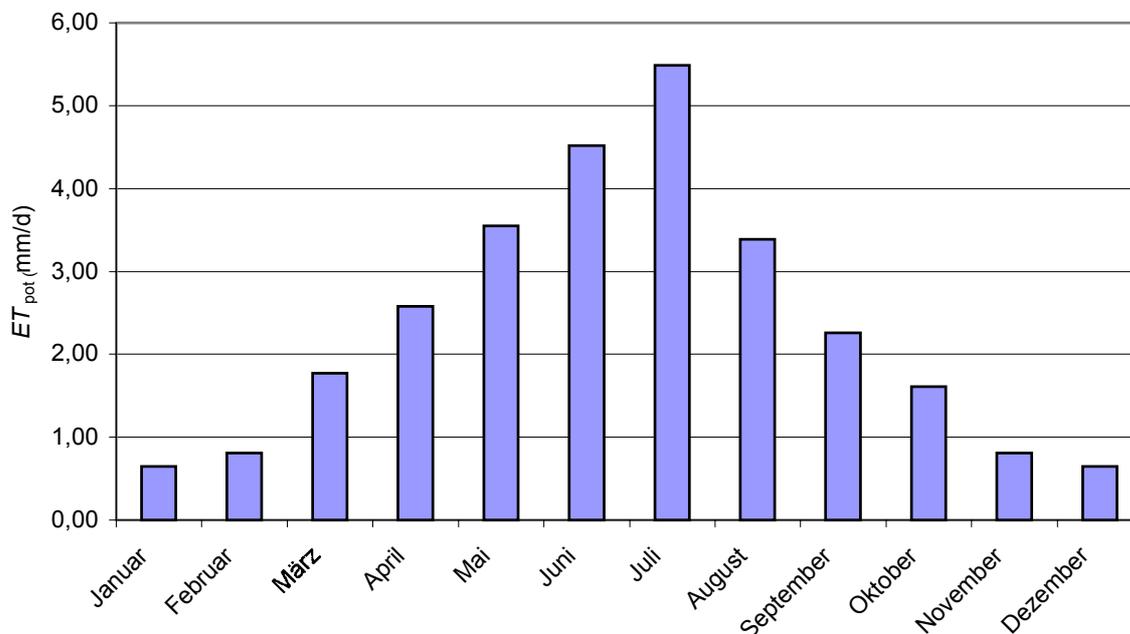


Abbildung 40: Mittlerer Jahresgang der potenziellen Evapotranspiration ET_{pot} in mm/d nach HAUDE (1954) und nach PENMAN (1963).

Im Rahmen dieser Pilotstudie wurde für die Berechnung der ET_{pot} auf Lysimeterdaten aus einem Forschungsprojekt zurückgegriffen (STEIN & WOLFF 1995). Abbildung 40 enthält die für die durchgeführten Modellrechnungen verwendeten Daten. Sie sind in Abhängigkeit des Monats abgebildet. Die ET_{pot} reicht von ungefähr 0,6 mm/d im Winter bis zu 5,5 mm/d im Sommer. Entsprechend der potenziellen Evapotranspiration ändert sich der Anteil des Sickerwassers bei den Versickerungsanlagen. Steht in den oberen Zentimetern des Bodens weniger Wasser zur Verfügung, als durch die potenzielle Evapotranspiration entzogen werden kann, so wird die maximale Verdunstung nicht erreicht. Das ist in Deutschland vor allem im Sommerhalbjahr zu beobachten.

7.8 Berücksichtigung des Versiegelungsgrades

Zur Ermittlung des Wasserhaushaltes des Untersuchungsgebietes wurden zwei verschiedene Szenarien mit unterschiedlichen Versiegelungsgraden angenommen. Bei dem ersten Fall wurde ein mittlerer Versiegelungsgrad und im zweiten Fall ein dichter Versiegelungsgrad vorgegeben. Bei einem mittleren Versiegelungsgrad machen die Dachflächen 38 % der Ge-

samtfläche aus. Weitere 12 % werden von Verkehrsflächen wie Straßen, Plätzen, Grundstückszufahrten etc. eingenommen. Versickert wird lediglich das Wasser der Dachflächen. Der Regenabfluss der Verkehrsflächen wird aufgrund der höheren Konzentrationen an wassergefährdenden Inhaltsstoffen über einen Misch- oder Regenwasserkanal abgeleitet.

Die Berechnungen der Versickerungsanlagen wurden jeweils für ein Mustergrundstück vorgenommen, bei dem die Dachflächen 100 m² ausmachen. Entsprechend dieser Vorgabe wurden die weiteren Parameter angepasst. In Tabelle 29 sind die einzelnen Flächengrößen für die beiden Versiegelungsgrade dargestellt.

Tabelle 29: Flächenanteile für die Mustergrundstücke.

	Gesamtfläche	Dachfläche	Verkehrsfläche	Fläche Vers.-Anlage	restliche Fläche
mittlerer Versiegelungsgrad					
Muldenversickerung	264 m ²	100 m ²	32 m ²	15 m ²	117 m ²
	100 %	38 %	12 %	6 %	44 %
Rigolenversickerung	264 m ²	100 m ²	32 m ²	10 m ²	122 m ²
	100 %	38 %	12 %	4 %	46 %
dichter Versiegelungsgrad					
Muldenversickerung	188 m ²	100 m ²	32 m ²	15 m ²	41 m ²
	100 %	53 %	17 %	8 %	22 %
Rigolenversickerung	188 m ²	100 m ²	32 m ²	10 m ²	46 m ²
	100 %	53 %	17 %	5 %	24 %

Die GwNeubildung wurde auf das gesamte Gebiet entsprechend der Ergebnisse der Mustergrundstücke extrapoliert. Hierzu wurde angenommen, dass im Pilotgebiet 80 % Muldenversickerungen und 20 % Rigolen eingesetzt werden. Dies gilt für beide Abkopplungsszenarien (Kapitel 5).

7.9 Jahresbilanzen des Wasserhaushaltes für die Versickerungsanlagen (AS 2.8)

Im folgenden werden die Jahresbilanzen des Wasserhaushaltes für die einzelnen Versickerungsanlagen in Abhängigkeit des Bodens analysiert und bewertet. Berechnet wurden alle Anlagen mit jeweils drei Böden für die WWJ 1996 bis 2001. Für die Berechnung der repräsentativen GwNeubildung wurde ein Mittelwert aus den Jahren 1998 und 1999 verwendet, da dieser Wert bei den Niederschlägen in etwa dem mittleren Jahresniederschlag für das Untersuchungsgebiet entspricht. Als Anfangszustand ist der Mittelwert aller Zustände vom 31.10. von den fünf folgenden berechneten Jahren definiert. Das Modell passt die verwendeten Zeitschritte den jeweiligen Wasserbewegungen im Boden an (8,6 s bis 2,4 h), d.h. bei einem hohen hydraulischen Gradienten werden die Zeitschritte automatisch verkleinert.

Die Jahresbilanzen enthalten die Parameter Niederschlag, Verdunstung und unterirdischen Abfluss in das Grundwasser. Unter der Verdunstung wird die Evapotranspiration *ET* verstanden. Diese berücksichtigt alle Faktoren der Evaporation (der Verdunstung vom Boden und von freien Wasseroberflächen) und der Transpiration durch die Pflanzen (Kapitel 7.7). Eine Speicherung wird bei den Jahresbilanzen nicht berücksichtigt, da diese für Langzeituntersuchungen nicht relevant ist. Sie wird lediglich bei den kurzzeitigen Betrachtungen benötigt.

7.9.1 Jahresbilanzen der Muldenversickerung

Die simulierte Versickerungsmulde erhält die Regenabflüsse von 100 m² Dachfläche und hat eine Fläche von 15 m². Für alle drei Bodentypen wurden die gleichen Abmessungen verwendet, lediglich die Tiefe der Mulde variiert von etwa 0,20 m beim gut durchlässigen Boden bis 0,30 m bei dem Boden mit dem geringsten Durchlässigkeitsbeiwert.

Tabelle 30: Wasserhaushalt bei der Muldenversickerung.

	Einheit	1996	1997	1998	1999	2000	2001	98/99
Boden 1, $k_f = 1 \cdot 10^{-5}$ m/s								
Niederschlag	(mm/a)	531,4	624,9	917,0	793,0	769,0	798,8	855,0
Gesamtniederschlag (100 m ² Dach + 15 m ² Mulde)	(m ³)	61,1	71,9	105,5	91,2	88,4	91,9	98,3
Wassermenge in Mulde	(m ³)	49,1	57,2	84,3	68,7	66,0	71,0	76,5
Sickerwasser Dach und Mulde	(mm/a)	350	444	627	636	569	582	632
Sickerwasser unter Mulde	(mm/a)	4023	5104	6900	7000	6548	6691	6950
Sickerwasser gesamt	(m ³)	40,2	51,0	69,0	70,0	65,5	66,9	69,5
Anteil Sickerwasser	(%)	65,8	71,0	68,4	80,2	74,1	72,8	74,3
Boden 2, $k_f = 3,8 \cdot 10^{-6}$ m/s								
Niederschlag	(mm/a)	531,4	624,9	917,0	793,0	769,0	798,8	842,0
Niederschlag (100 m ² Dach + 15 m ² Mulde)	(m ³)	61,1	71,9	105,5	91,2	88,4	91,9	92,6
Wassermenge in Mulde	(m ³)	49,1	57,2	84,3	68,7	66,0	71,0	76,5
Sickerwasser Dach und Mulde	(mm/a)	326,2	432,5	623,9	610,3	568,7	592,6	617,1
Sickerwasser unter Mulde	(mm/a)	3750	4973	6863	6713	6256	6518	6788
Sickerwasser gesamt	(m ³)	37,5	49,7	68,6	67,1	62,6	65,2	67,9
Anteil Sickerwasser	(%)	61,4	69,2	65,1	73,6	70,7	70,9	69,3
Boden 3, $k_f = 2,6 \cdot 10^{-6}$ m/s								
Niederschlag	(mm/a)	531,4	624,9	917,0	793,0	769,0	798,8	855,0
Niederschlag (100 m ² Dach + 15 m ² Mulde)	(m ³)	61,1	71,9	105,5	91,2	66,0	91,9	98,3
Wassermenge in Mulde	(m ³)	49,1	57,2	84,3	68,7	67,4	71,0	76,5
Sickerwasser Dach und Mulde	(mm/a)	316	427	582	603	562	590	593
Sickerwasser unter Mulde	(mm/a)	3638	4905	6400	6639	6181	6488	6519
Sickerwasser gesamt	(m ³)	36,4	49,1	64,0	66,4	61,8	64,9	65,2
Anteil Sickerwasser	(%)	59,5	68,3	63,4	72,8	93,7	70,6	68,1

Tabelle 30 enthält die für den Wasserhaushalt ausschlaggebenden Daten für die Muldenversickerung. 1997 wurden von 625 mm/a Niederschlag, auf die Dachfläche und die Mulde, insgesamt zwischen 427 mm/a und 444 mm/a Wasser versickert, was einem Prozentsatz von 68 % bis 71 % in Abhängigkeit des Bodens entspricht. Direkt unterhalb der Versickerungsanlage beträgt die versickerte Wassersäule zwischen 4905 mm/a und 5104 mm/a. Durch den höheren hydraulischen Gradienten durch einen Einstau des Wassers in der Mulde werden höhere Wassersättigungen im Boden als bei der Flächenversickerung erreicht, so dass sich zeitweise fast gesättigte Verhältnisse einstellen. In der Tabelle sind neben den Wassersäulen auch die gesamten Wasservolumina zur Übersicht angegeben. Erwartungsgemäß liegen die Versickerungsraten im Jahr 1998 wesentlich höher als 1997.

Hier wurden zwischen 582 mm/a und 627 mm/a von insgesamt 917 mm/a Niederschlag versickert, was einem Anteil von 63 % bis 68 % entspricht. Die starken Niederschläge wirken sich am Ende des Jahres 1998 signifikant auf den Wasserhaushalt des Jahre 1999 aus, so dass hier Versickerungsraten zwischen 73 % und 80 % erreicht werden. 2000 liegen die Versickerungsraten zwischen 70 % und 77 % und 2001 zwischen 71 % und 76 %. Im extrem trockenen Jahr 1996 werden ähnlich 1997 nur zwischen 60 % und 66 % versickert.

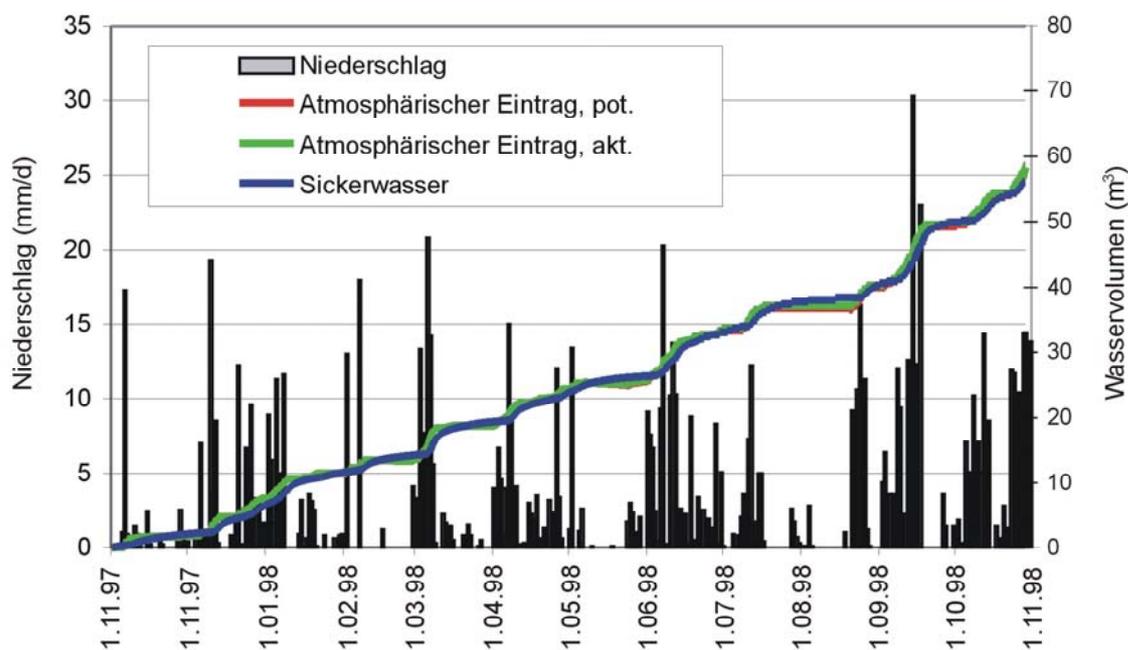


Abbildung 41: Summenkurven der Zu- und Abflüsse bei der Muldenversickerung (1998, Boden 2) im Vergleich zu den Niederschlägen.

Den wasserhaushaltlichen Eingriff kann man an den summarischen Zu- und Abflüssen aus dem Modell erkennen (Abbildung 41). Die Summenlinie verläuft auch in Trockenzeiten aufwärts. Das deutet darauf hin, dass der Boden nahezu über die gesamte Zeit ausreichend hohe Wassergehalte hat. Das große Wasserdargebot im Boden ist auch daran zu erkennen,

dass die Linie der potenziellen atmosphärischen Einträge von der Linie der aktuellen atmosphärischen Einträge kaum abweicht. Es steht also fast das ganze Jahr über ausreichend Wasser zur Verfügung, welches verdunstet oder von den Pflanzen entzogen werden kann. Durch die geringe Fläche ist der Anteil der Verdunstung am Wasserhaushalt aber sehr gering.

In Abbildung 42 sind der Niederschlag und das Sickerwasser für die Jahre 1996 bis 2001 und für die drei verschiedenen Böden gegenübergestellt. Hier ist zu erkennen, dass ein wesentlicher Anteil des Niederschlages durch die Muldenversickerung in das Grundwasser gelangt.

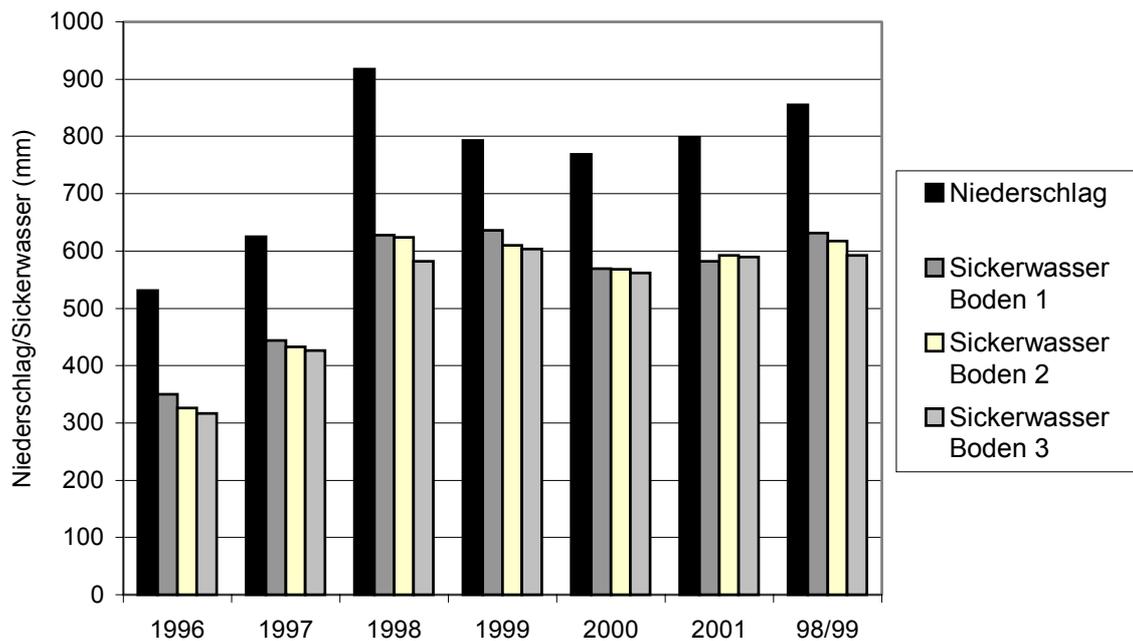


Abbildung 42: Niederschlag und Sickerwasser bei der Muldenversickerung.

7.9.2 Jahresbilanzen der Rigolenversickerung

Die Rigolenversickerung stellt einen stärkeren Eingriff in den Wasserhaushalt dar. In Tabelle 31 sind die relevanten Daten des Wasserhaushaltes für den Untersuchungszeitraum und die drei Böden dargestellt. Alle drei Rigolen erhalten den Regenabfluss von jeweils 100 m² Dachfläche. Die Länge der Rigolenstränge variiert aber in Abhängigkeit des anstehenden Bodens, dementsprechend sind auch die Stapelhöhen des Sickerwassers unterschiedlich. 1997 wurden von 625 mm/a Niederschlag zwischen 478 mm/a und 495 mm/a versickert, womit der Anteil des versickerten Wassers mit Werten von 76 % und 79 % noch höher als der Anteil der Muldenversickerung mit Werten von 68 % bis 71 % liegt. Nahezu der gesamte in die Rigole geleitete Abfluss gelangt in das Grundwasser. Im Gegensatz zu der Muldenversickerung ist der Anteil der Versickerung bei dem Boden mit der geringsten Leitfähigkeit am höchsten. In diesem Fall sind nicht die längere Verweilzeit des Wassers im Boden sondern lediglich die

Abmessungen der Rigole von Bedeutung, da die Rigole in dem Boden mit der schlechtesten Leitfähigkeit die größten Ausmaße und somit mehr Fläche zur Verdunstung hat. Die versickerte Wassersäule unterhalb der Rigolen bewegt sich zwischen 3980 mm/a und 5500 mm/a, für den gut durchlässigen Boden werden damit noch höhere Wassersäulen als bei der Mulde erzielt.

1998 liegt das Sickerwasser mit 69 % bis 72 % etwas unterhalb der Werte von 1997, 1999 werden mit 78 % bis 80 % wieder höhere Werte erzielt. Das liegt wie schon bei der Mulde an den starken Regenfällen am Ende des WWJ 1998, die erst 1999 ins Grundwasser gelangen. 2000 liegen die Werte zwischen 72 % und 73 % und 2001 zwischen 68 % und 73 %.

Tabelle 31: Ergebnisse der Jahresbilanzen der Rigolenversickerung.

	Einheit	1996	1997	1998	1999	2000	2001	98/99
Boden 1, $k_f = 1 \cdot 10^{-5}$ m/s								
Niederschlag	(mm/a)	531,4	624,9	917,0	793,0	769,0	798,8	855,0
Niederschlag (100 m ² Dach)	(m ³)	53,1	62,5	91,7	79,3	76,9	79,9	85,5
Wassermenge in Rigole	(m ³)	39,9	47,8	70,6	60,7	58,3	59,0	65,6
Sickerwasser Dach und Rigole	(mm/a)	387,9	495,0	661,5	620,1	558,0	583,2	640,8
Sickerwasser unter Rigole	(mm/a)	4310,0	5500,0	7350,0	6890,0	6200,0	6480,0	7120,0
Sickerwasser gesamt	(m ³)	38,8	49,5	66,2	62,0	55,8	58,3	64,1
Anteil Sickerwasser	(%)	73,0	79,2	72,1	78,2	72,6	73,0	75,2
Boden 2, $k_f = 3,8 \cdot 10^{-6}$ m/s								
Niederschlag	(mm/a)	531,4	624,9	917,0	793,0	769,0	798,8	869,0
Niederschlag (100 m ² Dach)	(m ³)	53,1	62,5	91,7	79,3	76,9	79,9	84,3
Wassermenge in Rigole	(m ³)	39,9	47,8	70,6	60,7	58,3	59,0	65,6
Sickerwasser Dach und Rigole	(mm/a)	387,0	483,0	649,0	630,0	554,0	581,0	639,5
Sickerwasser unter Rigole	(mm/a)	3870,0	4830,0	6490,0	6300,0	5540,0	5810,0	6395,0
Sickerwasser gesamt	(m ³)	38,7	48,3	64,9	63,0	55,4	58,1	64,0
Anteil Sickerwasser	(%)	72,9	77,3	70,8	79,4	72,0	72,7	75,1
Boden 3, $k_f = 2,6 \cdot 10^{-6}$ m/s								
Niederschlag	(mm/a)	531,4	624,9	917,0	793,0	769,0	798,8	855,0
Niederschlag (100 m ² Dach)	(m ³)	53,1	62,5	91,7	79,3	76,9	79,9	85,5
Wassermenge in Rigole	(m ³)	39,9	47,8	70,6	60,7	58,3	59,0	65,6
Sickerwasser Dach und Rigole	(mm/a)	367,2	477,6	630,0	632,4	564,0	546,0	631,2
Sickerwasser unter Rigole	(mm/a)	3060,0	3980,0	5250,0	5270,0	4700,0	4550,0	5260,0
Sickerwasser gesamt	(m ³)	36,7	47,8	63,0	63,2	56,4	54,6	63,1
Anteil Sickerwasser	(%)	69,2	76,4	68,7	79,7	73,3	68,4	74,2

Im extrem trockenen Jahr 1996 wurden zwischen 69 % und 73 % des Niederschlages versickert. Hier zeigt sich, dass durch die unterirdische Lage der Rigole im Verhältnis nicht weniger Wasser versickert wird als bei Jahren mit hohen Niederschlägen, wie dies bei den oberirdischen Anlagen der Fall ist.

In Abbildung 42 sind die summarischen Zu- und Abflüsse für die Rigolenversickerung am Beispiel des Jahres 1998 für den Boden 2 dargestellt. Es fällt auf, dass der Verlauf sehr ähnlich dem Verlauf bei der Muldenversickerung ist. Auch bei der Rigolenversickerung spielt die Verdunstung keine große Rolle. Regenereignisse wirken sich nur mit einer kurzen Verzögerung von ein bis zwei Tagen im Sickerwasserstrom aus.

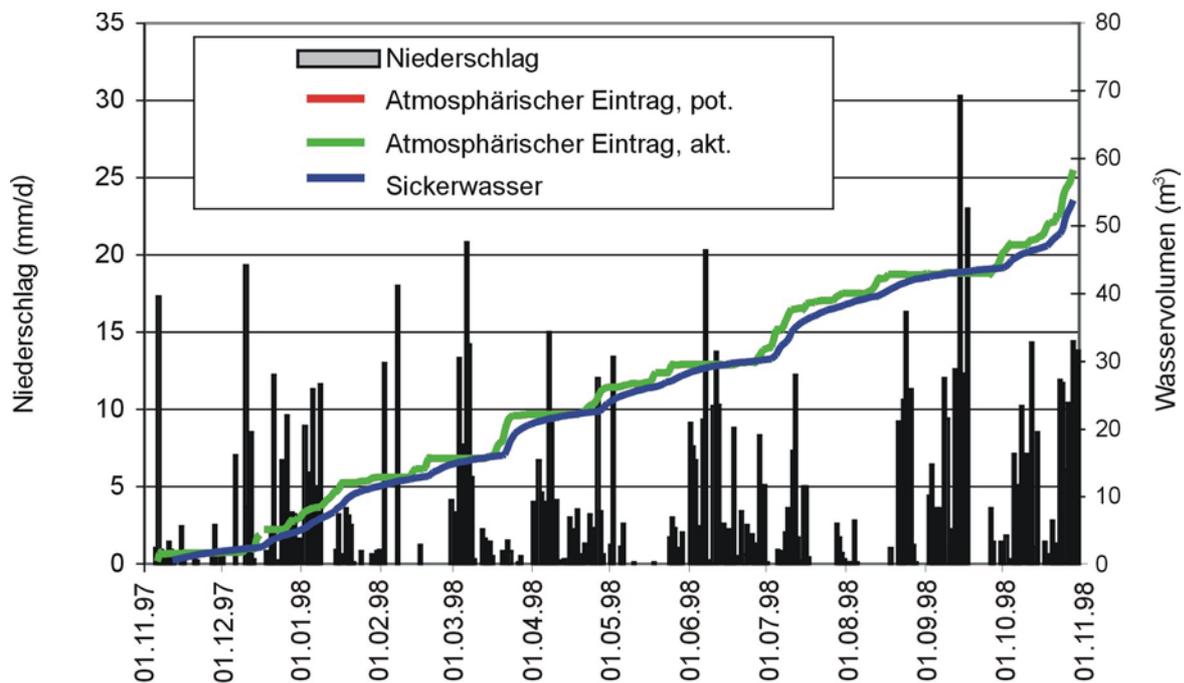


Abbildung 43: Summenkurven der Zu- und Abflüsse bei der Rigolenversickerung (1998, Boden 2) im Vergleich zu den Niederschlägen.

Aufgrund der Ähnlichkeiten mit dem Wasserhaushalt bei der Muldenversickerung wird auf eine Balkendarstellung von Niederschlag und Sickerwasser verzichtet.

7.9.3 Einfluss verschiedener Versickerungsanlagen auf die Grundwasserneubildung

Ein Vergleich der Ergebnisse der verschiedenen Versickerungsanlagen verdeutlicht den Eingriff in den Wasserhaushalt. In Abbildung 44 sind die Niederschlagswasserhöhen den Sickerwassersäulen der einzelnen Jahre gegenübergestellt. Hier wird deutlich, dass Mulden- und Rigolenversickerung einen signifikanten Eingriff in den Wasserhaushalt darstellen. Hier gelangt ein Großteil des Niederschlages in das Grundwasser. Die Unterschiede zwischen Muldenversickerung und Rigolenversickerung sind nur minimal.

Für die Integration der ermittelten Werte in das numerische Grundwassermodell wird die Erhöhung der GwNeubildung durch die Versickerungsmaßnahmen berechnet. Die Berechnung basiert auf den Annahmen für den mittleren und hohen Versiegelungsgrad. Die Anteile

der Flächen sind in Kapitel 7.8 näher erläutert. In Tabelle 32 ist die Erhöhung der GwNeubildung in den Bebauungsgebieten für die beiden Szenarien angegeben. Die Werte geben die Erhöhung der GwNeubildung an und nicht die gesamte GwNeubildung in den Bebauungsgebieten. 1996 werden bei der Muldenversickerung und mittlerer Versiegelung in Abhängigkeit des Bodens zwischen 138 mm/a und 152 mm/a zusätzlich versickert. Bei einer hohen Versiegelung liegen die Werte schon zwischen 194 mm/a und 214 mm/a, was bedeutet, dass die GwNeubildung durch die Versickerungsanlagen verdoppelt werden kann. Dies ist auf einen starken Rückgang der Verdunstung und auf einen vollständigen Rückhalt des Dachflächenwassers im Siedlungsgebiet zurückzuführen. Denn auch bei natürlichen Abflussverhältnissen treten Oberflächenabflüsse auf, die bei einer richtig dimensionierten Versickerung nicht erwünscht sind, da nur so auf einen Regenwasserkanal und zusätzliche Kosten verzichtet werden kann.

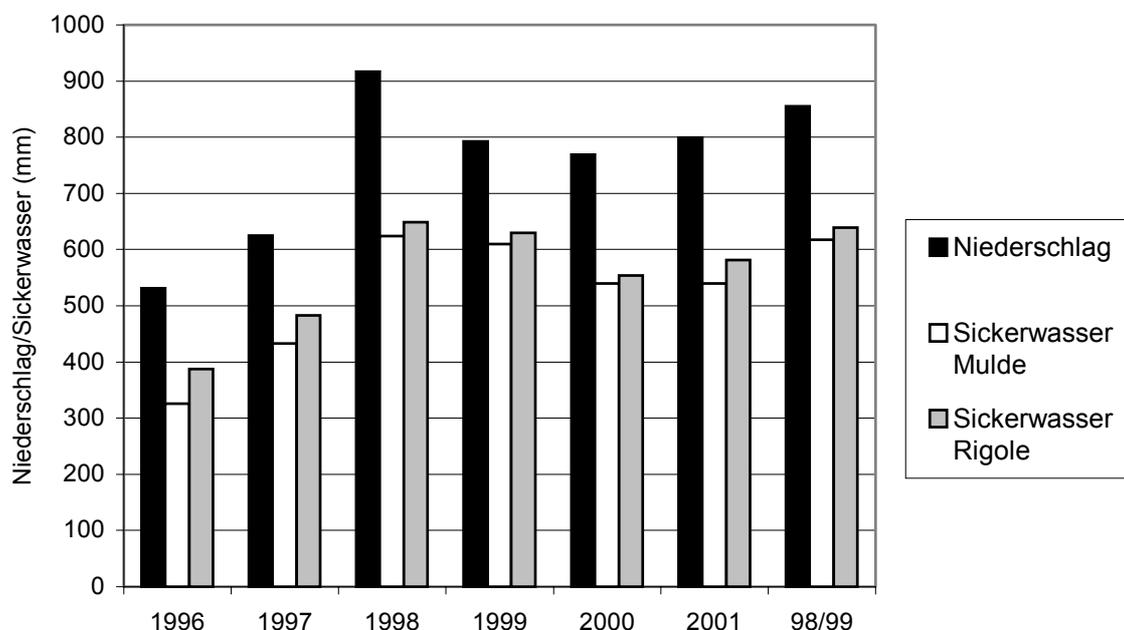


Abbildung 44: Vergleich der Sickerwasserhöhen zwischen der Mulden- und der Rigolenversickerung.

1997 werden dann zwischen 186 mm/a und 193 mm/a bei mittlerer Versiegelung und 261 mm/a und 271 mm/a bei hoher Versiegelung erreicht. 1998 und 1999 liegt die Erhöhung der GwNeubildung für einen Versiegelungsgrad von 50 % mit Werten von 242 mm/a bis 261 mm/a noch wesentlich höher, da der Gesamtniederschlag hier größer ist. Bei einer hohen Versiegelung werden bei der Muldenversickerung sogar 367 mm/a zusätzliche GwNeubildung erzielt. Die Erhöhung der GwNeubildung für die Jahre 2000 und 2001 liegt zwischen den Extremen von 1996 und 1998.

Tabelle 32: Erhöhung der GwNeubildung durch die Regenwasserversickerung.

	Einheit	1996	1997	1998	1999	2000	2001	98/99
Boden 1								
Niederschlag	(mm/a)	531,4	624,9	917,0	793,0	769,0	798,8	855,0
Muldenversickerung (mittl. Versiegelung)	(mm/a)	152,3	193,2	261,4	265,2	248,1	253,5	263,3
Muldenversickerung (hohe Versiegelung)	(mm/a)	213,9	271,3	367,0	372,3	348,4	355,9	369,7
Rigolenversickerung (mittl. Versiegelung)	(mm/a)	157,7	201,2	268,9	252,1	226,8	237,1	260,5
Rigolenversickerung (hohe Versiegelung)	(mm/a)	206,3	263,3	351,9	329,8	296,8	310,2	340,9
Boden 2								
Niederschlag	(mm/a)	531,4	624,9	917,0	793,0	769,0	798,8	855,0
Muldenversickerung (mittl. Versiegelung)	(mm/a)	142,1	188,4	260,0	254,3	237,0	246,9	257,2
Muldenversickerung (hohe Versiegelung)	(mm/a)	199,5	264,6	365,1	357,1	332,8	346,8	361,1
Rigolenversickerung (mittl. Versiegelung)	(mm/a)	157,3	196,3	263,8	256,1	225,2	236,2	260,0
Rigolenversickerung (hohe Versiegelung)	(mm/a)	205,9	256,9	345,2	335,1	294,7	309,0	340,2
Boden 3								
Niederschlag	(mm/a)	531,4	624,9	917,0	793,0	769,0	798,8	855,0
Muldenversickerung (mittl. Versiegelung)	(mm/a)	137,8	185,8	242,4	251,5	234,1	245,8	247,0
Muldenversickerung (hohe Versiegelung)	(mm/a)	193,5	261,0	340,4	353,1	328,8	345,2	346,8
Rigolenversickerung (mittl. Versiegelung)	(mm/a)	149,3	194,1	256,1	257,1	229,3	222,0	256,6
Rigolenversickerung (hohe Versiegelung)	(mm/a)	195,3	254,0	335,1	336,4	300,0	290,4	335,7

Für die Rigolenversickerung sehen die Ergebnisse ähnlich aus, hier wird je nach Jahr und Boden eine Erhöhung um etwa 10 mm/a bis 30 mm/a erreicht.

Tabelle 33: Maßgebliche Erhöhung der GwNeubildung in den Bebauungsgebieten.

		1996	1997	1998	1999	2000	2001	98/99
Niederschlag	(mm/a)	531,4	624,9	917,0	793,0	769,0	798,8	855,0
Kombination (mittl. Versiegelung)	(mm/a)	145,1	190,0	260,8	254,7	234,6	244,8	257,7
Kombination (hohe Versiegelung)	(mm/a)	200,8	263,0	361,1	352,7	325,2	339,2	356,9

In Tabelle 33 sind die Erhöhungen der GwNeubildung in den Bebauungsgebieten angegeben. Hier wird von einem Anteil von 80 % Muldenversickerung und 20 % Rigolenversickerung ausgegangen. Die Ergebnisse stammen von dem repräsentativen Boden mit dem mittleren Durchlässigkeitsbeiwert. Die Erhöhung der GwNeubildung ist für die zwei Versiegelungsgrade angegeben. Die Erhöhung schwankt zwischen 145 mm/a und 261 mm/a für die mittlere Versiegelung und zwischen 201 mm/a und 361 mm/a für die hohe Versiegelung.

7.10 Tagesbilanzen der Versickerungsanlagen bei starken Niederschlägen

Neben der Betrachtung der Bilanzen des Wasserhaushaltes der Versickerungsanlagen über den Zeitraum von Wasserhaushaltsjahren wurden im Rahmen der Pilostudie auch instationäre Rechnungen durchgeführt, die vor allem das Ziel haben, die Prozesse bei der Versickerung detailliert aufzunehmen und die Verzögerung zwischen Niederschlag und GwNeubildung in Abhängigkeit der Versickerungsanlagen und der Böden zu erhalten. Darüber hinaus wurden die täglichen GwNeubildungsraten für einen Zeitraum von 4 Monaten berechnet, die als Input für das Grundwassermodell für instationäre Rechnungen dienen. Es sollte geklärt werden, wie sich eine Periode mit starken Niederschlägen auf die Grundwasseroberfläche und die Grundwasserfließzustände auswirkt.

Als relevanter Zeitraum für die Untersuchungen wurden die Monate September bis Dezember 1998 ausgewählt, da der September und Oktober 1998 die höchsten Niederschläge im Untersuchungszeitraum aufweisen.

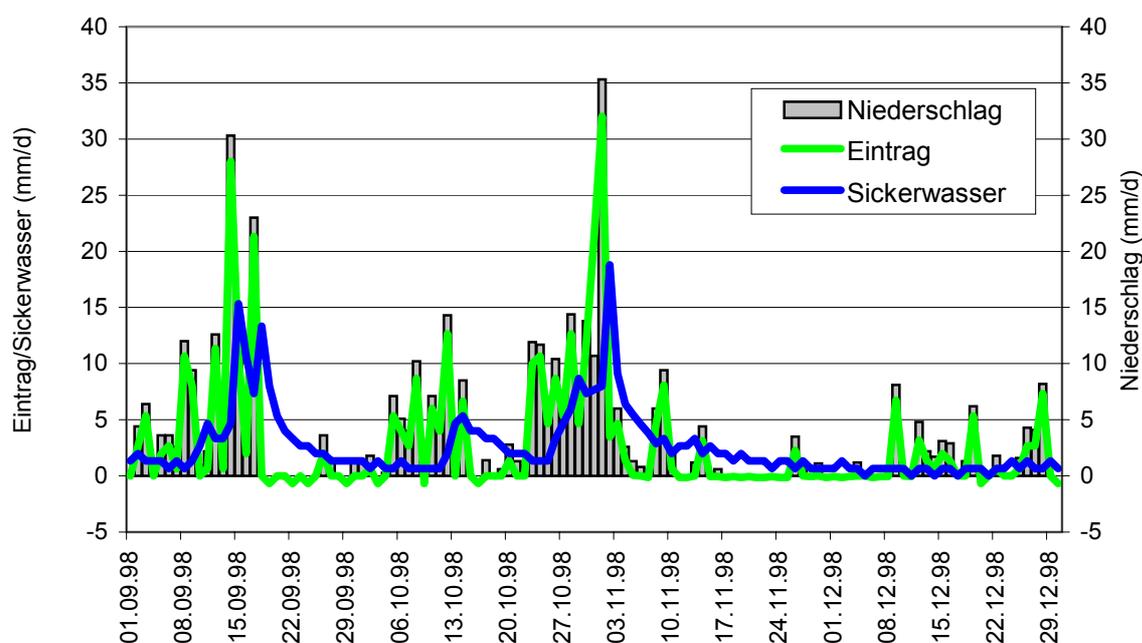


Abbildung 45: Vergleich von Niederschläge, Eintrag von Wasser in das Modell und Sickerwasserabfluss bei der Muldenversickerung (Boden 2).

7.10.1 Tagesbilanzen der Muldenversickerung

Abbildung 45 zeigt die Verhältnisse bei der Muldenversickerung. Aufgetragen sind die Tageswerte der Niederschläge, die Einträge in das Modell und der Sickerwasserabflusses. Bei dem Eintrag in das Modell ist zu sehen, dass die Verdunstung in den Hintergrund tritt. Lediglich im September und im Oktober sind geringe Verdunstungsverluste existent. Deutlich zu

erkennen ist die hohe Dynamik der Sickerwasserraten. Mit einer Verzögerung von nur einem Tag sind starke Regereignisse mit signifikanten Erhöhungen der Sickerwasserrate zu erkennen. Auch die Dämpfung der Niederschlagsspitzen verläuft moderat. Hier werden nach Starkregenereignisse bis zu 18 mm/d Sickerwasserabfluss erreicht. Dies ist im Extremfall nicht einmal eine Reduktion von 50 %.

Für die Muldenversickerung lässt sich also festhalten, dass die Retentionswirkung des Bodens gering ausfällt. Niederschläge erreichen mit nur eintägiger Verzögerung die untere Modellgrenze in 2 m Tiefe bei einer nur geringen Dämpfung.

7.10.2 Tagesbilanzen der Rigolenversickerung

Für die Rigolenversickerung gelten nahezu die gleichen Aussagen wie für die Muldenversickerung, daher wird auf eine grafische Darstellung der Ergebnisse verzichtet. Auch bei der Rigolenversickerung erzielen die Niederschläge bereits nach 24 Stunden einen Effekt im Sickerwasserabfluss. Einziger Unterschied ist die noch höhere Versickerungsrate mit bis zu 21 mm/d, im Gegensatz zu 18 mm bei der Muldenversickerung. Bei der Rigolenversickerung werden also noch geringfügig höhere Sickerwasserraten erreicht, die Bewertung der Retentionseigenschaften und der Eingriff in den Wasserhaushalt ist ähnlich der Muldenversickerung.

7.10.3 Vergleich der Sickerwasserdynamik der verschiedenen Anlagen

Um den Einfluss der drei verschiedenen Versickerungsanlagen auf das Sickerwasser zu analysieren sind in Abbildung 46 die Sickerwasserabflüsse der zwei Anlagen für den Boden 2 gegenübergestellt.

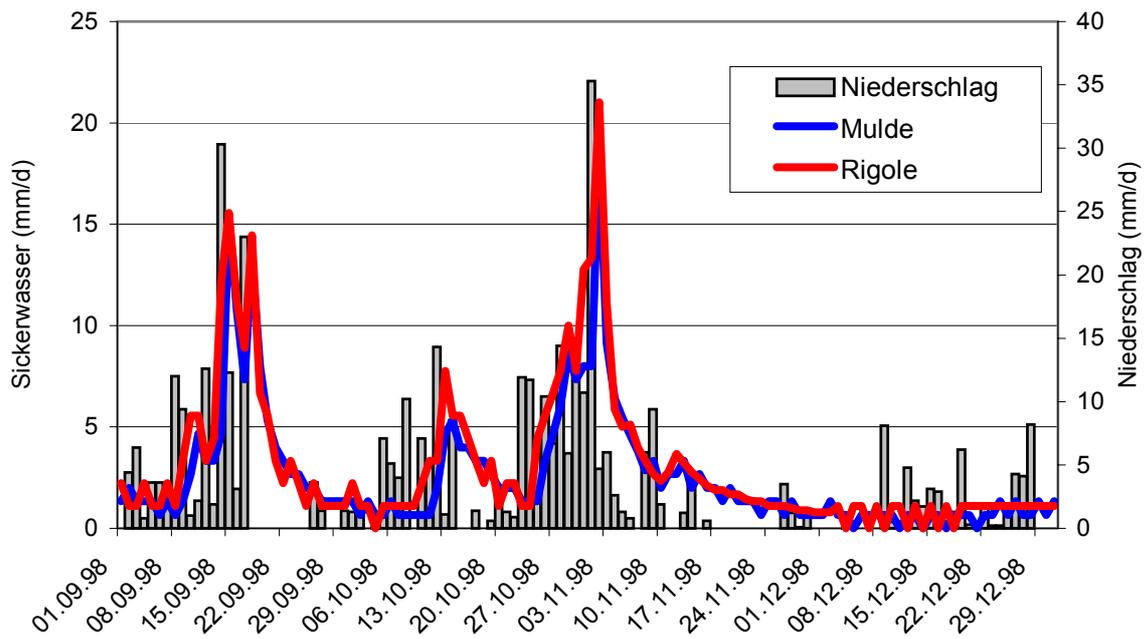


Abbildung 46: Vergleich der Sickerwasserabflüsse zwischen Flächen-, Mulden- und Rigolenversickerung (alle Angaben beziehen sich auf Boden 2).

Der vergleichbare Verlauf der Sickerwasserraten wird aus Abbildung 46 deutlich. Mulden- und Rigolenversickerung zeigen einen parallelen Verlauf des Sickerwassers, bei der Rigolenversickerung sind lediglich die Versickerungsraten geringfügig höher als bei der Muldenversickerung. Bei der Mulden- und Rigolenversickerung lassen sich Regereignisse mit einer Zeitverzögerung von nur einem Tag im Sickerwasser erkennen. Auch die Dämpfung des Niederschlages beträgt bei starken Regenfällen nur 50 %. Bei der Rigolenversickerung werden bis zu 21 mm/d erreicht.

Das vergleichbare Verhalten der Wasserbewegung im Untergrund bei den zwei Anlagen kann über einen Vergleich der Wassergehalte im Boden verdeutlicht werden. In Anhang 7.02 sind die Wassergehalte der zwei Anlagen für den Boden 2 vom 25.4.1997 bis zum 6.7.1997 gegenübergestellt. Dieser Zeitraum wurde zusätzlich ausgewählt, da hier eine besonders extreme Wechselfolge von Nass- und Trockenzeiten vorlag. Bei der Muldenversickerung erreicht der Wassergehalt im Boden Werte von über 30 %. Hier stellen sich nahezu gesättigte Verhältnisse ein. Regenperioden lassen sich schon nach wenigen Tagen nur noch an geringfügig erhöhten Wassergehalten erkennen. In den gewählten Zeitabständen können keine Bewegungsfronten des Wassers mehr ausgemacht werden. Das gleiche gilt für die Rigolenversickerung. Hier ist gut zu erkennen, wie sich das Wasser über das Sickerrohr in der Rigole einstaut und verzögert an den Untergrund abgegeben wird. Dabei werden in der Rigole mit Wassergehalten von bis zu 35 % gesättigte Verhältnisse erreicht. Auch im Boden erreichen die Wassergehalte mit über 30 % nahezu gesättigte Verhältnisse wie bei der Muldenversickerung. Die Retentionseffekte bei der Mulden- und bei der Rigolenversickerung fallen nur gering aus.

Starke Regereignisse erreichen hier schon nach etwa einem Tag die untere Grenze des Modells und es werden teilweise nahezu gesättigte Verhältnisse im Boden erreicht.

7.11 Bewertung der Modellrechnungen für die Versickerungsanlagen

Mit mathematischen Modellrechnungen des Wassertransportes bei verschiedenen Versickerungsanlagen (Mulden- und Rigolenversickerung) wurde der Einfluss der Anlagen auf den Wasserhaushalt ermittelt. Die Rechnungen wurden mit drei verschiedenen Modellböden aus dem Untersuchungsgebiet für die Wasserhaushaltsjahre 1996 bis 2001 durchgeführt. Neben der Ermittlung der Bilanzen über den Zeitraum einzelner Jahre wurden für alle Anlagen auch Berechnungen der Sickerwasserraten im Tagesrhythmus durchgeführt. Folgende Ergebnisse und Schlussfolgerungen können aus den Untersuchungsergebnissen abgeleitet werden:

- Mit den Jahren 1996 und 1998 wurden ein extrem niederschlagsarmes mit 531 mm/a und ein extrem niederschlagsreiches Jahr mit 917 mm/a in die Untersuchungen einbezogen.
- Die Muldenversickerung stellt einen signifikanten Eingriff in den Wasserhaushalt dar. Hier werden zwischen 59 % und 80 % des Niederschlagswasservolumens in das Grundwasser infiltriert. Unterhalb der Mulde beträgt die Sickerwasserrate zwischen 3638 mm/a und 7000 mm/a in Abhängigkeit des Jahres und des Bodens.
- Für die Rigolenversickerung liegt der Sickerwasseranteil mit 68 % bis 79 % noch höher als bei der Muldenversickerung. Hier wird eine maximale Versickerungshöhe von 7350 mm/a erreicht.
- Für eine mittlere und eine hohe Versiegelungsrate wurden anhand der Resultate die Erhöhungen der GwNeubildung durch die Versickerungsanlagen berechnet. Dabei wurde davon ausgegangen, dass 80 % Versickerungsmulden und 20 % Rigolen im Untersuchungsgebiet zur Anwendung kommen.
- Die Erhöhung der GwNeubildung bei einem mittleren Versiegelungsgrad beträgt zwischen 145 mm/a und 261 mm/a in Abhängigkeit des Wasserhaushaltsjahres für den im Untersuchungsgebiet repräsentativen Boden. Bei einem hohen Versiegelungsgrad werden sogar zwischen 201 mm/a und 361 mm/a zusätzliche GwNeubildung durch die Versickerungsanlagen erzielt.
- Bei den instationären Rechnungen lässt sich die Retentionswirkung der einzelnen Anlagen ermitteln. Die Verzögerung der Niederschläge bei der Mulden- und Rigolenversickerung beträgt einmal 24 Stunden. Bei Mulden- und Rigolenversickerung wurden die höchsten Einträge in das Grundwasser mit 21 mm/d ermittelt.

Die Ergebnisse verdeutlichen den Eingriff der Versickerungsanlagen in den Wasserhaushalt und zeigen eine signifikante Erhöhung der GwNeubildung bei der Mulden- und bei der Rigo-
lenversickerung.

8 Grundwassermodellierung (AS 3)

8.1 Modellerstellung

8.1.1 Geohydraulisches Gesamtsystem und Modelltyp

Zur Berechnung der Auswirkungen der verschiedenen Bebauungs- und Versickerungsvarianten auf die Grundwassersituation wurde ein Grundwasserströmungsmodell erstellt. Im Vordergrund der Betrachtungen standen eine Berechnung der sich einstellenden Flurabstände und der zu erwartenden Veränderungen der Grundwasserstände in den Bebauungsbereichen und deren Umfeld.

Entsprechend den allgemeinen Vorkenntnissen und den Untersuchungsergebnissen im Zuge dieser Pilotstudie handelt es sich bei dem betrachteten Grundwasserleiter um einen im Mittel 40 m mächtigen Poren- und Kluftgrundwasserleiter. Er besteht aus den oberen stärker geklüfteten Bereichen des Emscher Mergel, dem Recklinghäuser Sandmergel und den im Allgemeinen feinsandig-schluffigen Deckschichten des Quartär. Da die wassererfüllte Mächtigkeit des betrachteten Grundwasserleiters (zwischen 20 m und 50 m) im Vergleich zur horizontalen Erstreckung (ca. 4 km in jeder Flächenrichtung) gering ist, ist ein zweidimensionaler horizontalebener Modellansatz geeignet, um die Grundwasserströmung im Untersuchungsgebiet zu beschreiben. Die vertikalen Strömungskomponenten werden bei dieser Betrachtungsweise vernachlässigt.

Sowohl die Kalibrierung des Modells (Abgleich der Modellberechnungen mit den Messwerten aus dem Gelände) als auch die Simulation (Prognoserechnung) wurden für stationäre, d.h. mittlere, über die Zeit konstante, und instationäre, d. h. sich mit der Zeit verändernde Strömungszustände durchgeführt. Ausgangszustand und Grundlage für die Modellerstellung waren die hydrogeologischen Verhältnisse im WWJ 2001. Die mit dem Grundwasserströmungsmodell zu prognostizierenden Grundwassersituationen beziehen sich auf veränderte GwNeubildungsraten.

8.1.2 Generelle Vorgehensweise bei einer Grundwassermodellierung

Bei der Grundwasserströmung handelt es sich um eine Potenzialströmung mit dem Grundwasserstand als Potenzial. Sie lässt sich mathematisch durch eine partielle Differenzialgleichung, der sogenannten Fundamentalgleichung der Grundwasserströmung, beschreiben. Eine analytische Lösung dieser Differenzialgleichung ist nur unter sehr einschränkenden Bedingungen wie etwa der Homogenität und der Unbegrenztheit des Grundwasserleiters möglich.

Ein viel allgemeinerer Ansatz mit einem nahezu unbeschränkten Einsatzspektrum besteht in den numerischen Verfahren. Dabei wird der geeignet abgegrenzte hydrogeologische Körper

in abstrahierter Form modellhaft digital abgebildet und anschließend in Teilkörper aufgeteilt (diskretisiert). Innerhalb der Teilkörper werden homogene Materialeigenschaften unterstellt. Das hier vorgelegte zweidimensionale Grundwasserströmungsmodell wurde entsprechend dem Verfahren der Finite-Elemente aufgebaut. Dieses Verfahren geht von einer Diskretisierung des Modellgebietes in Dreiecke und Vierecke mit beliebiger Kantenlänge aus. Diese Dreiecke bzw. Vierecke sind die sogenannten Elemente, während die Eckpunkte als Knoten bezeichnet werden.

Ausgangspunkt einer Grundwassermodellierung ist stets die Abgrenzung des Modellgebietes. Einerseits muss das Modellgebiet ausreichend groß gewählt werden, um die zu erwartenden Veränderungen in ihrer räumlichen Wirkungsweise richtig erfassen zu können. Andererseits muss das Modellgebiet an geohydraulisch stabilen Rändern abgegrenzt werden. Dies sind Ränder, bei denen davon ausgegangen werden kann, dass die auf dem Rand herrschenden Grundwasserverhältnisse durch den zu untersuchenden Eingriff entweder nicht verändert werden oder in ihrer Veränderung sicher berechenbar sind. Auf dem Rand des Modellgebietes werden die Grundwasserverhältnisse durch die sogenannten Randbedingungen (RB) auf eine bestimmte Art festgelegt. Dabei werden generell drei Arten von Randbedingungen unterschieden:

- vorgegebene Grundwasserstände (Festpotenziale oder RB 1. Art),
- vorgegebene Randdurchströmungsraten (RB 2. Art),
- Leakagebeziehungen (lineare Beziehungen zwischen den Randdurchströmungsraten und den Potenzialen bzw. den Potenzialdifferenzen z. B. zu einem Vorfluter, RB 3. Art).

Anschließend wird das Modellgebiet durch das Finite-Elemente-Netz diskretisiert. Dabei wird flexibel auf die geohydraulische Relevanz der verschiedenen Teilgebiete Rücksicht genommen. In Bereichen, die eine höhere Aussagegenauigkeit erfordern, wird im Vergleich zu etwas weniger wichtigen Randbereichen generell ein kleinerer Knotenabstand im Sinne einer höheren Auflösungsgenauigkeit gewählt. Dem Finite-Elemente-Netz werden die für das Modell benötigten Eingangsdaten:

- Geländehöhen,
- Höhenlage der Basis des Grundwasserleiters,
- Grundwasserstände des Ausgangszustandes,
- Randbedingungen,
- Durchlässigkeitsbeiwerte,
- Speicherkoeffizienten,

- GwNeubildungsraten,
- Förderraten an den Entnahmebrunnen,
- Leakagekoeffizienten für die Oberflächengewässer sowie
- Vorflutniveaus für die Oberflächengewässer

zugewiesen. Nach der Erstellung des Modells muss es mit den im Gelände gemessenen Grundwasserständen dahingehend abgeglichen werden, dass die gemessene Grundwassersituation von dem numerischen Modell ausreichend genau nachgerechnet werden kann. Dieser Modellabgleich wird Kalibrierung genannt. Die stationäre Kalibrierung stützt sich auf die mittleren gemessenen Grundwasserstände im Mai 2001 und die aus ihnen abgeleiteten Grundwassergleichen, während die instationäre Kalibrierung die zeitliche Entwicklung der Grundwasserstände an den Grundwassermessstellen nachvollzieht. Für die instationäre Kalibrierung sind auch die zeitabhängigen GwNeubildungsraten (Jahresgang) und die zeitabhängigen Förderraten erforderlich. Erst nach erfolgter Kalibrierung können mit einem Modell belastbare Prognoserechnungen (Simulationen) durchgeführt werden.

8.1.3 Modellgebiet und Diskretisierung

Bei dem eingesetzten numerischen Grundwassermodell handelt es sich um ein zweidimensional-horizontales Grundwasserströmungsmodell. Das Modellgebiet orientiert sich am Untersuchungsgebiet der Pilotstudie und findet somit im Norden natürliche hydrogeologische Grenzen in den Oberflächengewässern (Silvertbach und Nebenbäche), die mit dem Grundwasser im Kontakt stehen. In der südlichen Modellhälfte gibt es als einzige hydrogeologische Struktur die Grundwasserscheide zwischen Emscher und Lippe, die sich etwa auf Höhe der Nordgrenze des Nordfriedhofs in West-Ost-Richtung erstreckt. Diese Grundwasserscheide kann in Anhang 8.02 den dort dargestellten Grundwassergleichen (rote Isolinien), die aus den Grundwasserständen an den Grundwassermessstellen konstruiert wurden, entnommen werden. Sie beziehen sich auf die Grundwassersituation im Mai 2001, die weitgehend der mittleren Grundwassersituation des WWJ 2001 entspricht (Kapitel 4.1.1.2). Die Bebauungsgebiete, die im Zuge dieser Pilotstudie untersucht werden, reichen bis an die Grundwasserscheide und gehen teilweise über sie hinaus. Um von diesen Eingriffsorten, die gerade im Bereich von Grundwasserscheiden besonders sensibel sind, mit den Modellrändern aus numerischen Stabilitätsgründen möglichst weit entfernt zu liegen, bot sich auch im Süden der Rand des Untersuchungsgebietes als Modellrand an.

Der Rand des Grundwassermodells kann z.B. dem Anhang 1.01 entnommen werden. Den nördlichen Modellrand bilden von Ost nach West die weitgehend vorflutwirksamen Oberflächengewässer Burggraben, Nieringbach und Silvertbach. Der Südrand verläuft innerhalb des Stadtgebietes von Recklinghausen von West nach Ost beginnend in der Josef-Wulff-Straße (Ecke Dorstener Straße) entlang der Straßen Cäcilienhöhe, Otto-Burmeister-Allee, Franz-

Bracht-Straße, Oelpfad und Marienburger Straße bis zur Canisiusstraße. Die Randabschnitte zwischen Burggraben und Josef-Wulff-Straße im Westen sowie Silvertbach und Canisiusstraße im Osten verlaufen linear etwa in Nord-Süd-Richtung. Das Modellgebiet hat eine Gesamtgröße von ca. 11,5 km².

In Anhang 8.01 ist das Finite-Elemente-Netz (FE-Netz) des Grundwassermodells dargestellt. Die Diskretisierung des Modellgebietes orientiert sich im Wesentlichen am Verlauf von Vorflutern, den Begrenzungen der geplanten Baugebiete sowie an der Lage von Grundwassermessstellen und an anderen für die Grundwassersituation relevanten Objekten wie z.B. Brunnen und Grundwasserblänken. Dieses FE-Netz weist unterschiedliche Diskretisierungsdichten auf. Darin kommt die generelle Vorgehensweise bei der Netzerstellung zum Ausdruck, dass in Bereichen, die geohydraulisch empfindlich sind oder im Zentrum der zu simulierenden Eingriffe liegen, eine hohe räumliche Auflösung mit einem engmaschigen Finite-Elemente-Netz gewählt wird. In eher randlich gelegenen Bereichen des Modells oder in Bereichen mit einer ausgesprochen gleichförmigen Grundwasserströmung werden größere Knotenabstände zugelassen. Das Grundwassermodell besteht aus ca. 43.700 Knoten und ca. 46.100 Elementen. Die horizontalen Knotenabstände variieren zwischen < 1 m und 25 m mit einem Mittelwert von ca. 15 m. Entlang von Vorflutern sind die Knotenabstände generell geringer als 10 m, während in größerer Entfernung zu den Vorflutern im Südteil des Modells größere Knotenabstände von etwa 20 m bis 25 m zugelassen wurden.

8.1.4 Randbedingungen

In Anhang 8.01 sind die Randbedingungen des Grundwassermodells und das für das Grundwasser relevante Gewässernetz dargestellt. Im Wesentlichen sind auf dem Modellrand Festpotenziale (Randbedingungen 1. Art) oder Leakageeffekte (Randbedingungen 3. Art) angesetzt worden. Sie sind kenntlich gemacht durch rote bzw. blaue Punkte auf den entsprechenden Knoten. Bei den mit Festpotenzialen versehenen Rändern handelt es sich um offene Ränder, über die Grundwasser aus dem Modell heraus- bzw. in das Modell hineinströmen kann. Leakageeffekte treten an den auf dem Rand liegenden Gewässern mit Grundwasserkontakt auf. Eine Aufzählung der auf dem Rand liegenden Gewässer erfolgt in Kapitel 8.1.3. Der gesamte nicht durch Oberflächengewässer gebildete Modellrand, d.h. im Wesentlichen der südliche Rand, sowie eine längere Verrohrungsstrecke des Silvertbaches an der Recklinghäuser-Straße, ist ein offener Festpotenzialrand. An diesen Randabschnitten findet eine ungehinderte Ein- oder Ausströmung des Grundwassers statt. Die Gewässer bzw. Gewässerabschnitte innerhalb des Modellgebietes, die Kontakt zum Grundwasser haben werden entsprechend den Gewässern auf dem Modellrand über eine Randbedingung 3. Art im Grundwassermodell abgebildet und sind durch blaue Punkte gekennzeichnet.

Da bei der Simulation der Szenarien eine Änderung der Grundwasserstände am südlichen Modellrand zu erwarten war, wurde dieser Rand für die Simulationen nicht als Festpotenzialrand (RB 1. Art) fortgeführt sondern dort wurde eine Randbedingung 3. Art (Leakageansatz)

eingesetzt. Die Berechnung der anzusetzenden Leakagekoeffizienten und Vorflutniveaus erfolgte unter der Annahme, dass in einer Entfernung von maximal 1000 m zum Modellrand (nach außen) eine Beeinflussung der Grundwasserstände durch eine veränderte Grundwassersituation im Modellgebiet auszuschließen ist.

Vorflutwirksame oder exfiltrierende Gewässer sind stets über Randbedingungen 3. Art (Leakage-Effekte) mit Vorflutpotenzialen bzw. Vorflutniveaus entsprechend den Niveaus der Wasserspiegel im Modell abgebildet.

Im Modellgebiet gibt es eine größere und eine kleinere Grundwasserblänke. Sie sind in Anhang 8.01 dargestellt und mit den entsprechenden geohydraulischen Eigenschaften im Modell abgebildet. Die über die einzelnen Teilränder dieser Flächen ein- bzw. ausströmenden Mengen heben sich auf, da auf Teichflächen der Niederschlag mit der Verdunstung im Jahresmittel in etwa übereinstimmt.

8.1.5 Modelldaten

Die Geländehöhen stammen zum größten Teil aus der fotogrammetrischen Auswertung der Befliegung Blumenthal-Süd (1987) der DSK und liegen in einem 50 m-Punkte-Raster mit zusätzlichen unregelmäßig verteilten Stützstellen zur Erfassung morphologischer Besonderheiten (Bahndamm etc.) vor. Zum damaligen Zeitpunkt wurden keine Bruchlinienauswertungen durchgeführt, es handelt sich daher im heutigen Sinne um ein einfaches, abstrahiertes Digitales Geländemodell (DGM). Durch Korrektur der original erhobenen Messdaten mit den zwischenzeitlichen Bergsenkungen wurden Geländehöhen für April 2001 (Mitte des WWJ 2001) berechnet. Sowohl im Osten als auch im Westen des Modellgebietes bestand jeweils eine Lücke in den Rasterdaten der DSK. Diese Gebiete, für die keine Rasterdaten vorliegen, waren nach Angabe der DSK in den letzten Jahren senkungsfrei. Zur Schließung dieser Lücken wurden aus der Luftbildkarte Ruhrgebiet, Blatt 7620 Recklinghausen des KVR (Essen, 1991) die Isolinien der Geländehöhen (Bildflug vom 04.10.1989) digitalisiert und an den Übergängen zu den Rasterdaten auf Plausibilität überprüft. Zusätzlich wurden im Bereich der östlichen Lücke weitere Geländepunkte eingemessen. Aus diesen Datensätzen wurde mit dem Programmsystem SCOP (INPHO GmbH, Stuttgart) ein Digitales Geländemodell (DGM) erstellt. Die Zuweisung auf das Finite-Elemente-Netz erfolgte durch Interpolation eines 10 m-Punkte-Rasters auf die Knoten.

Die Höhenlage der Basis des Grundwasserleiters entstammt dem bereits bestehenden Grundwassergrobmodell „Blumenthal“ (ein Teilmodell des Grundwassergrobmodells für das nördliche Ruhrgebiet) der DSK. Die Daten lagen als Stützpunkte an den Knoten und Elementmittelpunkten des groben Finite-Elemente-Netzes vor und wurden im Programmsystem SPRING durch Interpolation auf die Elementmittelpunkte des wesentlich feineren Finite-Elemente-Netzes übertragen.

Die Grundwasserstände entstammen dem konstruierten Grundwassergleichenplan. Die Grundwassergleichen wurden digitalisiert und standen so als engständige Aufreihung von Stützpunkten zur Verfügung. Die Zuweisung auf das Finite-Elemente-Netz erfolgt durch eine Interpolation dieser Stützpunkte auf die Knoten.

Die GwNeubildungsraten für den Kalibrierzeitraum wurden, wie in Kapitel 6 beschrieben, berechnet und flächenorientiert den Elementen zugewiesen. Die mittlere GwNeubildungsrate beträgt 221 mm/a. In Abhängigkeit von der Flächennutzung und den Flurabständen ergeben sich GwNeubildungsraten zwischen 7 mm/a und 419 mm/a.

Die Randbedingungen 1. Art (Festpotenziale) wurden gemäß den Grundwasserständen an den offenen Festpotenzialrändern knotenweise angesetzt.

Die mathematische Beschreibung des Leakage-Effektes (Randbedingung 3. Art) erfordert neben der Angabe eines Vorflutpotenzials oder Vorflutniveaus die Angabe eines element- oder knotenbezogenen Leakagekoeffizienten. Dieser errechnet sich als der Quotient aus dem vertikalen Durchlässigkeitsbeiwert der vertikal durchströmten Leakage-Schicht und der Mächtigkeit (siehe auch Kapitel 4.2.6). Oberflächengewässer im Modellgebiet mit einer vermuteten oder nachgewiesenen Vorflutfunktion wurden über eine Randbedingung 3. Art im Modell abgebildet. Neben den Oberflächengewässern, die den nördlichen Modellrand bilden (Kapitel 8.1.3), gehören hierzu u.a. die Mollbecke einschließlich der Mollbeck-Teiche, der Mühlenbach, der Börsterbach sowie weitere kleinere Bäche, Gräben und Teiche. Für die Oberflächengewässer, die mit einer Randbedingung 3. Art im Modell berücksichtigt sind, wurden mit Ausnahme der Teiche große Leakagekoeffizienten im Sinne einer unbehinderten Anbindung des Gewässers an das Grundwasser in Ansatz gebracht. Dieser Leakagekoeffizient entspricht einer Mächtigkeit der Leakageschicht von 0,05 m und einer vertikalen Durchlässigkeit dieser Schicht von $1 \cdot 10^{-4}$ m/s (Leakagekoeffizient: $2 \cdot 10^{-3}$ 1/s).

Für Teiche lagen aus den Untersuchungen Laborwerte für die Leakagekoeffizienten vor (Kapitel 4.2.6). Diese Werte schwanken zwischen $2 \cdot 10^{-9}$ 1/s und $2 \cdot 10^{-7}$ 1/s. Die für die Teiche verwendeten Leakagekoeffizienten wurden im Rahmen der Kalibrierung variiert, um die Grundwasserstände im Umfeld der Teiche modelltechnisch nachvollziehen zu können.

Die Durchlässigkeitsbeiwerte wurden innerhalb einer aus hydrogeologischer Sicht sinnvollen Spanne von $1 \cdot 10^{-6}$ m/s bis $2 \cdot 10^{-4}$ m/s vorgegeben. Diese Spanne wird sowohl durch eigene geohydraulische Tests (Kapitel 4.3) als auch durch die im Modell Blumenthal verwendeten Durchlässigkeitsbeiwerte bestätigt, welche auf den Ergebnissen von Pumpversuchen, Slug- und Bail-Tests und Untersuchungen an Tiefbohrungen beruhen. Der genannte Wertebereich stellt gleichzeitig den Variationsbereich der Durchlässigkeitsbeiwerte für die Kalibrierung dar.

Die Speicherkoeffizienten wurden während der instationären Kalibrierung variiert, um die Ganglinien der einzelnen Grundwassermessstellen modelltechnisch besser nachvollziehen zu können. Startwert bei der Kalibrierung war ein einheitlicher Speicherkoeffizient von 0,2. Grundwasserentnahmen wurden bei bekannter Entnahmerate als Randbedingung 2. Art in das

Grundwassermodell eingebaut. Die einzige bekannte Grundwasserentnahme mit einer jährlichen maximalen Förderrate von 40.000 m³/a aus drei Brunnen befindet sich an der Mollbecke im Bereich des Freibades Mollbeck. Da die Verteilung der Jahresförderung auf die drei Brunnen nicht bekannt war, die Nutzung des geförderten Wassers jedoch auf höhere Förderraten in den Brunnen 1 und 2 sowie eine geringere Förderleistung im Brunnen 3 schließen lässt, wurde den Brunnen 1 und 2 jeweils eine Förderrate von 17.500 m³/a sowie dem Brunnen 3 eine Förderrate von 5.000 m³/a zugewiesen.

8.2 Kalibrierung (AS 3.3)

Nach dem Aufbau des Finite-Elemente-Netzes und der Zuweisung aller Modelldaten muss ein Grundwassermodell kalibriert werden, d. h. es muss durch Variation gewisser Modelldaten ein Abgleich zwischen den gemessenen und den vom Programm berechneten Grundwasserständen erfolgen. Erst danach kann von einem prognosefähigen Modell gesprochen werden, mit dem belastbare Aussagen herbeigeführt werden können. Generell können zwei Arten von Kalibrierungen unterschieden werden, die Kalibrierung eines stationären bzw. die eines instationären Modells.

8.2.1 Kalibrierung des stationären Grundwassermodells

Das stationäre Grundwassermodell beschreibt eine über einen Zeitraum gemittelte, quasi-stationäre Grundwassersituation unter Berücksichtigung der in diesem Zeitraum insgesamt erfolgten GwNeubildung und Grundwasserentnahme. Im vorliegenden Fall repräsentiert die Grundwassersituation im Mai 2001 auf das WWJ 2001 bezogen mittlere Verhältnisse (Kapitel 4.1.1.2) und stellt somit den stationären Ausgangszustand für das numerische Modell dar. Im Allgemeinen sind die Durchlässigkeitsbeiwerte die mit der größten Unsicherheit behafteten Modelldaten. Deshalb wurden sie im Zuge der stationären Kalibrierung im Rahmen der genannten zulässigen Schwankungsbreite flächendifferenziert verändert, so dass eine bessere Übereinstimmung der gemessenen und der berechneten Grundwasserstände (Potenziale) erreicht wurde. Neben den Durchlässigkeitsbeiwerten wurden im Rahmen der Kalibrierung auch die Leakagekoeffizienten der Teiche variiert. Die übrigen Modelldaten erwiesen sich als plausibel und wurden während der Kalibrierung nicht weiter verändert.

In Anhang 8.02 und Anhang 8.03 sind die Ergebnisse der stationären Modellkalibrierung dargestellt. Zum einen sind die vom kalibrierten Modell berechneten Grundwasserstände in Form von Grundwassergleichen den aus den Messwerten konstruierten Grundwassergleichen gegenübergestellt. In diesen Plan sind außerdem die Abweichungen der berechneten Grundwasserstände von den im Mai 2001 gemessenen Grundwasserständen an den Grundwassermessstellen in Form von Wert-abhängigen Kreisen dargestellt. Zum anderen wird die flächenhafte Verteilung der kalibrierten Durchlässigkeitsbeiwerte gezeigt. Der Vergleich der

Grundwassergleichen (gemessene und berechnete Grundwasserstände) zeigt schon auf den ersten Blick, dass das numerische Modell die natürliche Grundwassersituation präzise abbildet. Die jeweiligen Grundwassergleichen-Paare sind entweder nahezu kongruent oder liegen doch zumindest dicht beieinander. Augenscheinlich größere Abweichungen sind nur in der Nähe der zentralen Grundwasserscheide und der Mollbeck-Teiche anzutreffen. Die maximalen Abweichungen in den beiden genannten Bereichen betragen ca. 0,3 m bzw. 0,5 m. Ein ebenso günstiges Bild über die Kalibrierung ergibt sich, wenn man nur die gemessenen Grundwasserstände an den 18 Grundwassermessstellen zu Grunde legt. Im Mittel beträgt die Abweichung an den genannten Stellen 0,06 m, die maximale Abweichung wird an der Grundwasser-Messstelle privat6 mit 0,12 m angenommen. Diese Grundwasser-Messstelle befindet sich östlich des Mühlenbachs am nördlichen Rand der Ortschaft Speckhorn. Auch diese Maßzahlen belegen die Qualität der Kalibrierung, insbesondere wenn dabei berücksichtigt wird, dass die maximale Differenz der Grundwasserstände im Pilotstudiengebiet 40 m beträgt. Dies resultiert aus Grundwasserständen von ca. +93 mNN auf der Grundwasserscheide und von +53 mNN im Mündungsbereich von Silvertbach und Nieringbach. Generell wird bei guten numerischen Grundwassermodellen erwartet, dass die maximale Messwertabweichung weniger als 5% der Gesamtgrundwasserstandsdifferenz beträgt. In dem vorliegenden Modell beträgt die maximale Messwertabweichung ca. 1%.

Abgesehen von der guten Abbildung der Grundwassersituation ergibt auch die Verteilung der Durchlässigkeitsbeiwerte (Anhang 8.03) ein plausibles Bild, das sich mit den generellen hydrogeologischen Erkenntnissen deckt. Mit einigen Ausnahmen kann von einer gewissen Zweiteilung der Durchlässigkeitsbeiwerte gesprochen werden. In der südlichen Modellgebietshälfte, in der der abgebildete Grundwasserleiter in Folge der größeren Flurabstände überwiegend aus dem Recklinghäuser Sandmergel und dem geklüfteten Emscher Mergel besteht, dominieren im Mittel kleinere Durchlässigkeitsbeiwerte von $1,0 \cdot 10^{-6}$ m/s bis $1,0 \cdot 10^{-5}$ m/s.

In der nördlichen Modellgebietshälfte, die durch eher geringe Flurabstände charakterisiert ist, dominieren größere Durchlässigkeitsbeiwerte. Sie bewegen sich dort in einer Größenordnung von $1,0 \cdot 10^{-5}$ m/s bis $5,0 \cdot 10^{-5}$ m/s. Dies ist durch den größeren Anteil der Schichten des Quartär am Grundwasserleiter bedingt, da diese im Allgemeinen eine höhere Durchlässigkeit haben als die geklüfteten Bereiche des Emscher Mergel und als der Recklinghäuser Sandmergel. Bereichsweise erreichen die kalibrierten Durchlässigkeitsbeiwerte in der nördlichen Modellgebietshälfte auch größere Werte bis $2,0 \cdot 10^{-4}$ m/s und kleinere Werte bis $1,0 \cdot 10^{-6}$ m/s. Dies ist vorwiegend im Bereich von Bächen (z. B. Börsterbach und Silvertbach) anzutreffen und auf die dort häufig vorzufindende größere Inhomogenität der Schichten des Quartär zurückzuführen. Genetisch bedingt finden sich in den Bachbereichen sowohl gröbere Sedimente (Sande) mit höheren Durchlässigkeitsbeiwerten als auch feinere Sedimente (Schluffe und Tone) mit geringeren Durchlässigkeitsbeiwerten.

Außerdem wurden die Leakagekoeffizienten an den Teichen variiert, um in ihrem Umfeld ebenfalls eine bessere Anpassung an die Grundwassersituation im Ausgangszustand zu erhalten. Eine möglichst gute Anpassung konnte mit einem für alle Teiche einheitlichen Leakage-

koeffizienten von $2 \cdot 10^{-7}$ 1/s erreicht werden. Dieser Wert liegt innerhalb der im Zuge der Untersuchungen an Kolmationsschichten ermittelten Laborwerte und setzt sich rechnerisch aus einer Kolmationsschicht-Mächtigkeit von 0,25 m und einem vertikalen Durchlässigkeitsbeiwert von $6,2 \cdot 10^{-8}$ m/s zusammen.

Eine weitere Möglichkeit zur Überprüfung der Qualität eines numerischen Grundwassermodells besteht im Vergleich der mit dem Modell berechneten Exfiltrationsraten zu Oberflächengewässern mit den Abflussmessungen. Es sind im Sommerhalbjahr 2001 Abflussmessungen an folgenden Gewässern durchgeführt worden (Kapitel 4.2.4)

- Mollbecke
- Mühlenbach
- Börsterbach
- Gewässer 1121
- Gewässer 114.

Da das Abflussgeschehen in der Mollbecke deutlich von der Grundwasserförderung und der gesamten Wasserwirtschaft am Freibad beeinflusst wird, ist sie für einen Vergleich nicht geeignet. Außerdem ist festzuhalten, dass ein Vergleich zwischen den gemessenen und den berechneten Abflüssen nur eingeschränkt möglich ist, da für die Abflussmessungen im Feld nur der Zeitraum vom April 2001 bis zum Oktober 2001 berücksichtigt werden konnte, während in das Grundwassermodell das gesamte WWJ 2001 eingeht. Zudem ist zu berücksichtigen, dass die gemessenen Abflüsse neben dem grundwasserbürtigen Abfluss im Gegensatz zu der Grundwassermodellierung auch den Interflow und den Oberflächenabfluss beinhalten. Nicht zuletzt kann die Abflussermittlung kleiner Fließgewässer mit einem extrem großen Fehler belastet sein (MÜLLER 1998).

Tabelle 34: Vergleich zwischen den gemessenen und den mittels numerischem Grundwassermodell berechneten Abflussraten.

Oberflächen-Gewässer	gemessene Abflussrate (m³/Monat)	berechnete Abflussrate (m³/Monat)
Börsterbach	20.000	28.000
Gewässer 1121	14.000	9.000
Gewässer 114	10.000	11.000
Mühlenbach	20.000	2.000

Der Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Abflussraten (Tabelle 34) macht für die Gewässer Börsterbach, 1121 und 114 unter Berücksichtigung der oben genannten Vergleichsschwierigkeiten eine gute Übereinstimmung der Werte deutlich. Einzig für den Mühlenbach lassen sich deutlichere Unterschiede aufzeigen. Demnach wirken sich hier die oben genannten Gründe stärker aus. Unter anderem können diese Unterschiede auf den von den anderen Ge-

wässern abweichenden Gewässerquerschnitt zurückzuführen sein. Weiterhin kann nicht ausgeschlossen werden, dass Wasser in das Gewässer eingeleitet wird. Insgesamt wurde für alle Vorfluter innerhalb des Modellgebietes (Mollbecke, Mühlenbach, Börsterbach, Gewässer 1121, Gewässer 114 sowie alle weiteren vorflutwirksamen Bäche, Gräben und Teiche, die nicht Teil des Modellrandes sind) eine Abflussrate von ca. 89 m³/h berechnet.

Insgesamt ist das stationäre Grundwassermodell präzise kalibriert worden. Es bildet somit eine verlässliche Grundlage sowohl für die Simulation stationärer Modellvarianten als auch für den Aufbau und die Kalibrierung eines instationären Grundwassermodells.

8.2.2 Kalibrierung des instationären Grundwassermodells

Im Anschluss wurde das Modell auch instationär kalibriert. Dabei wird durch Berücksichtigung der zeitabhängigen GwNeubildung und Grundwasserentnahmen der Jahresgang der gemessenen Grundwasserstände nachgerechnet. Es handelt sich bezüglich dieser beiden Parameter somit vereinfacht ausgedrückt um eine Aufteilung der Jahressummen auf kleinere Zeitabschnitte. Die GwNeubildung wurde in Wochenabschnitte aufgeteilt (Kapitel 6.5), die im Grundwassermodell berücksichtigten Grundwasserentnahmen am Freibad wurden für den gesamten Betriebszeitraum vom 10.05.2001 bis zum 31.08.2001 als kontinuierlich fördernd angenommen. Ausgangspunkt dieser Nachrechnung ist die Grundwassersituation Anfang November 2000. Sie wurde durch eine entsprechende Berechnung und einem Abgleich mit den verfügbaren Messwerten als Anfangsbedingung für das Modell bereitgestellt. Der Kalibrierzeitraum umfasst das gesamte WWJ 2001, beginnt jedoch aus modelltechnischen Gründen bereits am 25.10.2000 und endet am 01.11.2001. Dieser Zeitraum wurde für die Strömungsgleichung in 372 Zeitschritte mit einer Zeitschrittweite von 1 Tag diskretisiert.

Im Zuge der instationären Kalibrierung werden die Speicherkoeffizienten flächendifferenziert variiert, so dass eine möglichst gute Übereinstimmung der Grundwasserstandsganglinien an den beobachteten Grundwassermessstellen mit den vom Modell berechneten Grundwasserständen erreicht wird. Die übrigen Modelldaten wurden in diesem Arbeitsschritt nicht mehr verändert.

Startwert bei der Kalibrierung war ein einheitlicher Speicherkoeffizient von 0,2 für das gesamte Modellgebiet. Als Ergebnis der instationären Kalibrierung ergab sich eine vom Durchlässigkeitsbeiwert abhängige flächendifferenzierte Verteilung der Speicherkoeffizienten. Dabei korrespondieren natürlicherweise kleinere Speicherkoeffizienten mit kleineren Durchlässigkeitsbeiwerten und größere Speicherkoeffizienten mit größeren Durchlässigkeitsbeiwerten. Die kleinsten Speicherkoeffizienten betragen 0,12 und werden für die Bereiche mit Durchlässigkeitsbeiwerten von ca. $1 \cdot 10^{-6}$ m/s angesetzt. Im Gegensatz dazu betragen die größten Speicherkoeffizienten 0,17 und werden für die Bereiche mit Durchlässigkeitsbeiwerten von ca. $2 \cdot 10^{-4}$ m/s angesetzt. Im dazwischenliegenden Bereich wurden die Speicherkoeffizienten quasi-linear interpoliert.

Für die berechneten Grundwasserstände im Kalibrierzeitraum ergibt sich im Vergleich mit den Messwerten an den Grundwassermessstellen eine mittlere absolute Abweichung von ca. 0,16 m. Zur Berechnung dieser Abweichung standen insgesamt 800 Messwerte aus 17 Grundwassermessstellen zur Verfügung. Die maximale positive Abweichung (der berechnete Grundwasserstand ist höher als der Messwert) beträgt 1,27 m an der Grundwassermessstelle RKS4. Die maximale negative Abweichung (der berechnete Grundwasserstand ist niedriger als der Messwert) beträgt -0,71 m an der Grundwassermessstelle 8492900 (Anhang 9.01). Wie bei der stationären Kalibrierung (Kapitel 8.2.1) belegen diese Maßzahlen auch hier die Qualität der Kalibrierung. Bei einer maximalen Differenz der Grundwasserstände von 40 m entspricht die maximale Messwertabweichung von 1,27 m etwa 3,2 % der Gesamtdifferenz und liegt damit auch im Falle der instationären Kalibrierung noch deutlich unterhalb von 5 %. Die Güte der Kalibrierung verdeutlicht darüber hinaus die Abbildung 47. Gegenübergestellt sind die an den Grundwassermessstellen gemessenen Grundwasserstände und die mit dem Modell berechneten Grundwasserstände. Darüber hinaus sind 3 Linien dargestellt, von denen die mittlere die genaue Übereinstimmung von berechneten und gemessenen Grundwasserständen repräsentiert, während die obere Linie eine Abweichung der berechneten von den gemessenen Grundwasserständen um +1 m und die untere eine Abweichung von -1 m kennzeichnet. Aus dieser Abbildung wird deutlich, dass die Mehrzahl der im Kalibrierzeitraum gemessenen Grundwasserstände durch das instationäre Grundwassermodell sehr genau nachvollzogen werden können.

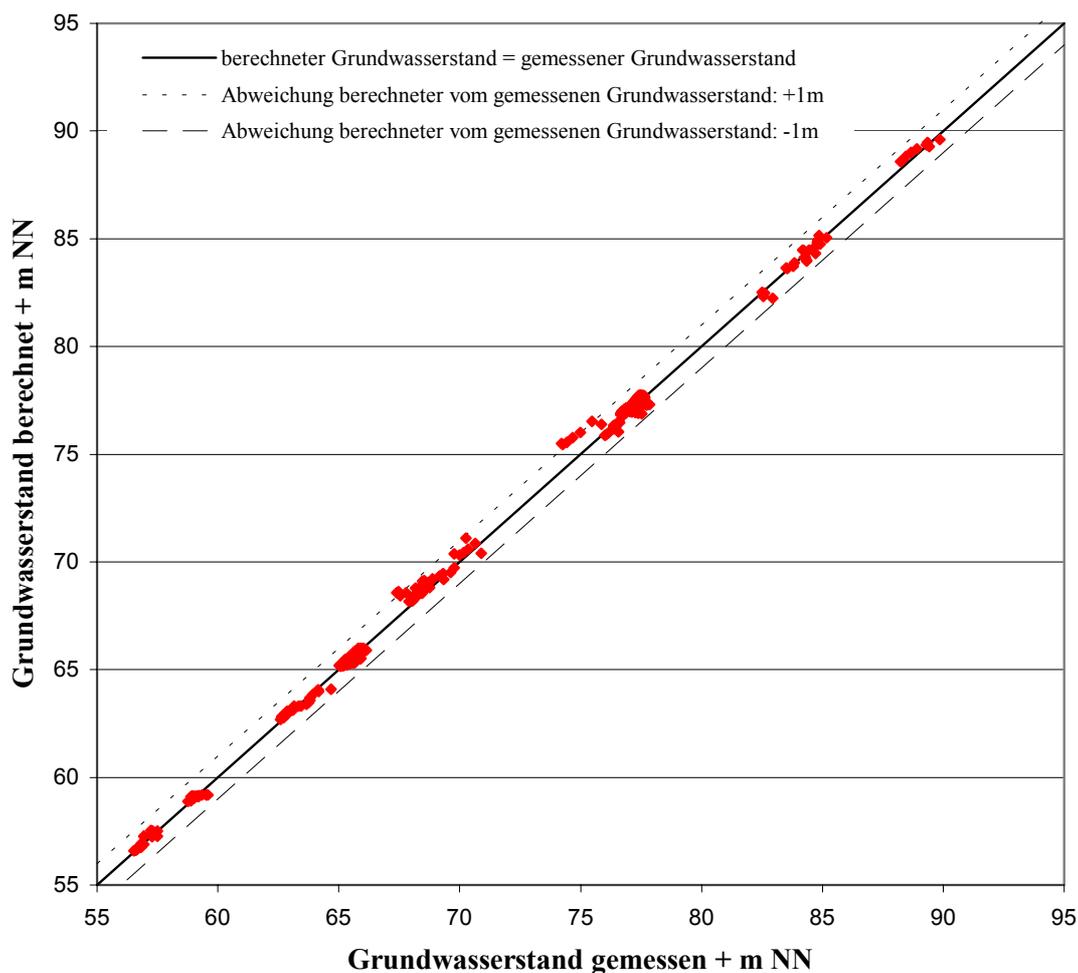


Abbildung 47: Gemessene und berechnete Grundwasserstände im Kalibrierzeitraum.

Auch ein Vergleich der gemessenen und der berechneten Grundwasserganglinien der einzelnen Grundwassermessstellen (Anhang 8.02) zeigt, dass das Grundwassermodell den Jahresgang des Grundwassers in fast allen Teilen des Grundwassermodells gut nachrechnet. Eine im Verhältnis zu den anderen Grundwassermessstellen schlechtere Anpassung der berechneten an die gemessenen Grundwasserstände besteht an den Grundwassermessstellen RKS4 und privat8. In beiden Fällen wird im Sommerhalbjahr ein weniger starkes Absinken der Grundwasserstände berechnet als es durch Grundwasserstandsmessungen belegt ist. Der generelle Trend der Grundwasserganglinien wird jedoch auch für diese beiden Messstellen durch das Modell nachgerechnet. Ursache für die hier größeren Abweichungen können lokale Besonderheiten im Umfeld der Messstellen sein, deren Nachbildung eine höhere Auflösung des Modells erfordern würde.

Insgesamt ist das instationäre Grundwassermodell jedoch präzise kalibriert worden. Es bietet somit wie das stationäre Modell eine verlässliche Grundlage für die Simulation von Modellvarianten.

8.3 Berechnung der Simulationsvarianten

Entsprechend dem in Kapitel 4 beschriebenen Konzept wurden mit dem kalibrierten Grundwassermodell verschiedene Varianten simuliert, um den Einfluss der einzelnen Parameter (Dimensionierung der Bebauungsgebiete, Versiegelungsgrad, Abkopplungsrate etc.) auf die Grundwassersituation zu untersuchen (Varianten 1 bis 8). Eine Übersicht über die in den einzelnen Varianten variierten Parameter zeigt Tabelle 16. Die Verfahren zur Berechnung der GwNeubildung sowie der Versickerungsraten sind in den Kapiteln 6 und 7 beschrieben.

Für die stationären Simulationsvarianten wurden die natürlichen GwNeubildungsraten innerhalb der jeweils zu bebauenden Flächen durch die Summe aus der für das jeweilige Szenario neu berechneten natürlichen GwNeubildung (Kapitel 6) und der entsprechenden Versickerungsrate (Kapitel 7) ersetzt. Eine Ausnahme hierzu bilden die Varianten 6a und 7a, welche die Grundwassersituation in niederschlagsarmen bzw. niederschlagsreichen Jahren wieder spiegeln, ohne dass eine zusätzliche Versiegelung bzw. Versickerung Berücksichtigung findet. Diese beiden Varianten stellen somit die Ausgangszustände bzw. Vergleichszustände für die Varianten 6b und 7b dar. In der Regel erfolgte nach einer ersten Berechnung der Grundwassersituation mit den modifizierten Modellen eine erneute Berechnung der natürlichen GwNeubildung auf Grundlage der veränderten Flurabstände und eine Wiederholung der Simulation. Im Falle einer weitergehenden Veränderung der Flurabstände wurde dieser Schritt wiederholt, so dass eine iterative Anpassung der GwNeubildungsraten erfolgte. Die Ergebnisse der Simulationen sind in Anhang 8.05 bis Anhang 8.14 in Form von Grundwasserstandsdifferenzen zum Ausgangszustand (jeweils Teil a) und Flurabständen (jeweils Teil b) dargestellt. Auch hier bilden die Varianten 6a und 7a eine Ausnahme. Die Ergebnisse dieser Simulationen sind in Form von Flurabständen (jeweils Teil a) und Grundwassergleichungen (jeweils Teil b) dargestellt. Die Flurabstände sind jeweils in Bereiche mit den Flurabstandsklassen < 0 m, von 0 m bis 5 m in 1 m-Schritten sowie > 5 m aufgeteilt. Zusätzlich ist die im Hinblick auf Kellervernässungen als relevant zu betrachtende 3,5 m Flurabstandslinie dargestellt. Die Veränderungen der Grundwasserstände sind ab einer Veränderung von $> 0,25$ m (bzw. $< -0,25$ m in Anhang 8.10(a)) in den Abstufungen 0,25 m bis 0,5 m und ab 0,5 m in 0,5m-Schritten (bzw. negative Werte in Anhang 8.10(a)) farblich dargestellt.

Ziel der instationären Varianten war es, den Einfluss einer mehrwöchigen niederschlagsreichen Phase auf die Grundwassersituation innerhalb eines bereits bestehenden mittel dimensionierten Bebauungsszenariums aufzuzeigen. Hierfür war es erforderlich, zunächst einen Vergleichszeitraum zu berechnen, in dem die durch Versiegelung und Versickerung veränderte GwNeubildung bereits instationär berücksichtigt ist. Für eine zweite Simulation wurde die GwNeubildung über einen Zeitraum von mehreren Wochen entsprechend dem Einfluss höherer Niederschläge angepasst. Die durch die Erhöhung der GwNeubildung eintretenden Veränderungen hinsichtlich der Grundwassersituation sind in Form von Grundwasserstandsdifferenzen zu einem Zeitpunkt mit maximalen Differenzen (Anhang 9.02) sowie in Form von Grundwasserganglinien an ausgewählten Punkten innerhalb der Bebauungsgebiete (Anhang 9.03) dokumentiert.

Die Ergebnisse der Simulationen sind in Tabelle 35 zusammengefasst. Die Ergebnisse im Einzelnen werden nachfolgend beschrieben.

Tabelle 35: Zusammenfassung der Varianten, Annahmen und Ergebnisse der Simulation.

Varianten	Annahmen				Ergebnisse im Bebauungsgebiet			
	Dimension der Bebauungsgebiete	Versiegelungsgrad	Versickerungsrate in Mulde/Rigole (80% / 20%)	Niederschlag	Grundwasserneubildung			maximale Grundwasserstands-differenzen
					außerhalb der Versickerungsanlagen	unterhalb der Versickerungsanlagen	gesamt	
			(%)	(mm/a)	(mm/a)	(mm/a)	(mm/a)	(m)
Ausgangszustand	keine	0%	0	799	221	0	221	0
1	klein	mittel	100	799	178	245	236	+ 1,08
2	mittel	mittel	100	799	165	245	243	+ 1,76
3		dicht			150	339	258	+ 2,89
4		mittel / dicht			163	245 / 339	245	+ 2,34
5a	mittel	mittel / dicht	75	799	163 ¹	184 / 254	224	+ 0,83
5b			50		163 ¹	122 / 169	207	- 1,32
6a	keine	0%	0	625	109	0	109	0 / - 8,78
6b	mittel	mittel / dicht	100		87	190 / 263	150	+ 4,40 / - 4,38
7a	keine	0%	0	917	278	0	278	0 / + 3,44
7b	mittel	mittel / dicht	100		208	261 / 361	294	+ 1,28 / + 4,72
8	mittel	mittel / dicht	100	instationär	n.d.	n.d.	n.d.	0,6

Bemerkungen: n.d.: nicht darstellbar

¹: iterative Berechnung der Grundwasserneubildung

8.3.1 Stationäre Simulationen

Variante 1: Kleines Bebauungsgebiet mit mittlerem Versiegelungsgrad

Die Variante 1 stellt eine Situation dar, in der unter mittleren Verhältnissen des WWJ 2001 im zentralen Bereich des Modellgebiets eine Fläche von etwa 2,9 km² bebaut (mittlerer Versiegelungsgrad) und das auf den Dachflächen anfallende Niederschlagswasser zu 100 % versickert wird (Abkopplungsrate: 100%). Die berücksichtigten Bebauungsflächen liegen alle nördlich des Autobahnzubringers zwischen der Halterner Straße im Westen und dem Oerweg im Osten. Die genaue Lage dieser Bebauungsgebiete ist in Anhang 8.05 dargestellt.

Die durchschnittliche natürliche GwNeubildung verringert sich von 221 mm/a im Ausgangszustand auf 178 mm/a. Die Versickerung des Niederschlagswassers in den bebauten Gebieten führt zu einer zusätzlichen Neubildung auf den betroffenen Flächen von 245 mm/a und so zu einem Anstieg der durchschnittlichen GwNeubildung auf 236 mm/a.

Der Anstieg der GwNeubildung in den Bebauungsgebieten führt zu einem Anstieg des Grundwassers um maximal 1,08 m gegenüber dem Ausgangszustand. Schwerpunkt des Grundwasseranstiegs mit Anstiegsträgern von über einem Meter ist eine West-Ost verlaufende Zone unmittelbar nördlich des Autobahnzubringers im südlichsten Teil der bebauten Flächen (Anhang 8.05(a)). Der Veränderungsbereich ($> 0,25$ m) beschränkt sich im Norden weitgehend auf die Ausdehnung der Bebauungsgebiete und reicht nur an wenigen Stellen und dort auch nur geringfügig um bis zu 200 m über die Grenzen der Bebauungsgebiete hinaus (z.B. Speckhorn). Begrenzend bzw. regulierend wirken im nördlichen Teil des Modellgebietes die vorflutwirksamen Oberflächengewässer (z.B. Börsterbach, Mollbecke). Im Süden reicht der Veränderungsbereich weit (bis > 700 m) über die Grenzen der Bebauungsgebiete hinaus. Ursache hierfür ist die südlich des Autobahnzubringers gelegene Grundwasserscheide, welche in ihrer Höhe sehr sensibel auf Veränderungen der GwNeubildung reagiert, sowie das Fehlen regulierender Vorfluter. Die für alle Vorfluter innerhalb des Modellgebietes (Mollbecke, Mühlenbach, Börsterbach, Gewässer 1121, Gewässer 114 sowie alle weiteren vorflutwirksamen Bäche, Gräben und Teiche, die nicht Teil des Modellrandes sind) berechnete Abflussrate erhöht sich von ca. $89 \text{ m}^3/\text{h}$ im Ausgangszustand auf ca. $104 \text{ m}^3/\text{h}$.

Innerhalb der bereits bestehenden Siedlungsbereiche stellen die Gebiete, in welchen bereits im Ausgangszustand geringe Flurabstände vorherrschen und welche möglicherweise unter den Einfluss ansteigender Grundwasserstände kommen könnten, potenzielle Konfliktbereiche bezüglich Altbebauung dar. Im Wesentlichen sind dies die Siedlungsbereiche Speckhorn, Bauernschaft Börste und in Recklinghausen der Siedlungsbereich östlich des Oerweges. Alle diese potenziellen Konfliktbereiche bezüglich Altbebauung geraten in den Einzugsbereich des Grundwasseranstiegs. In Speckhorn kommt es im Süden zu einem maximalen Anstieg des Grundwassers um etwa 0,5 m. Dies führt zu einer Verschiebung der 3,5 m-Flurabstandslinie um lediglich etwa 30 m, darüber hinaus jedoch auch zu einer deutlichen Vergrößerung des Vernässungsbereiches im unbebauten zentralen Teil von Speckhorn sowie eine erkennbare Vergrößerung der Bereiche mit weniger als 3 m Flurabstand (Anhang 8.05(b)). Auch im Bereich der Bauernschaft Börste kommt es insbesondere westlich der Bahnlinie zu Veränderungen von etwas über 0,5 m. Die 3,5 m-Flurabstandslinie verschiebt sich im Umfeld der Bauernschaft zum Teil wesentlich weitreichender als in den anderen Teilen des Modells, da hier bereits im Ausgangszustand großräumig Flurabstände um 3,5 m vorlagen und aufgrund der hier zum Teil nur geringen Hangneigungen bereits eine kleine Veränderung der Grundwasserstände eine größere Verschiebung der Isolinien bewirkt. Maximal kommt es südöstlich der Bauernschaft Börste in unbebautem Gebiet zu einer Verschiebung dieser Flurabstandslinie um etwa 450 m, innerhalb des Siedlungsbereiches beträgt die maximale Verschiebung lediglich etwa 45 m. Im Siedlungsbereich östlich des Oerweges verschiebt sich die 3,5 m-Flurabstandslinie bei einem maximalen Anstieg des Grundwassers um weniger als 0,5 m lediglich um Beträge von weniger als 20 m.

Variante 2: Mittleres Bebauungsgebiet mit mittlerem Versiegelungsgrad

In Variante 2 wurde die bebaute Fläche gegenüber der Variante 1 um insgesamt etwa 0,9 km² auf ca. 3,8 km² nach Süden und Westen erweitert. Wie auch in Variante 1 wurde ein mittlerer Versiegelungsgrad und eine Abkopplungsrate von 100 % gewählt. Die berücksichtigten Bebauungsflächen liegen nun auch südlich des Autobahnzubringers zwischen der Halterner Straße im Westen und dem Oerweg im Osten sowie westlich der Halterner Straße bis zur Straße Am Rodelberg. Die genaue Lage dieser Bebauungsgebiete ist in Anhang 8.06 dargestellt.

Die durchschnittliche natürliche GwNeubildung verringert sich von 221 mm/a im Ausgangszustand auf 165 mm/a. Die Versickerung des Niederschlagswassers in den bebauten Bebauungsgebieten führt zu einer zusätzlichen Neubildung auf den betroffenen Flächen von 245 mm/a und so zu einem Anstieg der durchschnittlichen GwNeubildung auf 243 mm/a.

Der Anstieg der GwNeubildung in den Bebauungsgebieten führt zu einem Anstieg des Grundwassers um maximal 1,76 m gegenüber dem Ausgangszustand. Der Schwerpunkt des Grundwasseranstiegs liegt wie bereits in Variante 1 in einer West-Ost verlaufende Zone, welche jedoch aufgrund der Erweiterung der Bebauungsbereiche nach Süden und Westen etwas nach Süden verschoben sowie nach Westen erweitert ist (Anhang 8.06(b)). Der Veränderungsbereich (> 0,25 m) erweitert sich im Norden nur geringfügig gegenüber der Variante 1. Ursache hierfür ist zum einen die regulierende Funktion der Oberflächengewässer und zum anderen die Erweiterung des bebauten Gebietes nach Westen und Süden, welche im Wesentlichen zu Auswirkungen in diesen Bereichen führt. Entsprechend kommt es im Süden und Osten zu einer Ausdehnung des Veränderungsbereiches bis an den Modellrand, so dass am südlichen Rand zum Teil ein Anstieg von über 0,5 m zu erwarten ist. Auch westlich der Mollbecke zu einem Anstieg des Grundwassers um über 0,25 m, wobei nach wie vor die regulierende Wirkung dieses Gewässers erkennbar ist. Die für alle Vorfluter innerhalb des Modellgebietes berechnete Abflussrate erhöht sich von ca. 89 m³/h im Ausgangszustand auf ca. 110 m³/h.

Die Auswirkungen des Grundwasseranstiegs auf die potenziellen Konfliktbereiche bezüglich Altbebauung, die bestehenden Siedlungsbereiche Speckhorn, Bauernschaft Börste und in Recklinghausen östlich des Oerweges, sind abhängig von ihrer Lage im Modellgebiet. In Speckhorn sind die Auswirkungen des Grundwasseranstiegs in Variante 2 nur unwesentlich größer als in Variante 1. Zwar steigt das Grundwasser in größeren Teilen des südlichen Bereichs von Speckhorn um über 0,5 m an, dies führt jedoch lediglich zu einer weiteren Verschiebung der 3,5 m-Flurabstandslinie gegenüber Variante 1 um wenige Meter (max. ca. 35 m, Anhang 8.06(b)). Ähnlich sind die Verhältnisse im Bereich der Bauernschaft Börste. Die 3,5 m-Flurabstandslinie verschiebt sich südöstlich der Bauernschaft um etwa 470 m (ca. 450 m in Variante 1) und innerhalb des Siedlungsbereiches um etwa 55 m (ca. 45 m in Variante 1). Im südlich gelegenen Siedlungsbereich von Recklinghausen (östlich des Oerweges) kommt es hingegen zu einem deutlicheren Anstieg des Grundwasser um bis zu 1 m und so auch zu einer entsprechend deutlichen Auswirkung bezüglich der Flurabstände. Die 3,5 m-

Flurabstandslinie verschiebt sich hier um bis zu 80 m und es kommt innerhalb des bebauten Gebietes zu einem flächenhaften Auftreten von Flurabständen < 2 m.

Variante 3: Mittleres Bebauungsgebiet mit dichtem Versiegelungsgrad

Die Variante 3 entspricht sowohl in der Dimensionierung und Auswahl der Bebauungsgebiete als auch bezüglich der Abkopplungsrate der Variante 2. Im Gegensatz zu dieser wurde jedoch für alle Bebauungsgebiete ein dichter Versiegelungsgrad gewählt.

Die durchschnittliche natürliche GwNeubildung verringert sich von 221 mm/a im Ausgangszustand auf 150 mm/a. Die Versickerung des Niederschlagswassers in den Bebauungsgebieten führt zu einer zusätzlichen Neubildung auf den betroffenen Flächen von 339 mm/a und so zu einem Anstieg der durchschnittlichen GwNeubildung auf 258 mm/a.

Der Anstieg der GwNeubildung in den Bebauungsgebieten führt zu einem Anstieg des Grundwassers um maximal 2,89 m gegenüber dem Ausgangszustand. Die Lage der maximalen Veränderungen entspricht etwa der in Variante 2 Anhang 8.07(a). Der Veränderungsbe- reich ($> 0,25$ m) erweitert sich aufgrund der in allen Bebauungsgebieten erhöhten GwNeubildung gegenüber der Variante 2 in alle Richtungen um mindestens 100 m bis etwa 300 m. Nur im Bereich von Vorflutern, die bereits in Variante 2 den Anstieg des Grundwassers direkt begrenzen, fällt diese Erweiterung geringer aus. Fast der gesamte südliche und östliche Modellrand, der nicht durch Vorfluter gebildet wird, gerät unter den Einfluss des Grundwasseranstiegs. Am südlichen Rand kommt es zum Teil zu einem Anstieg von über 1,0 m. Die für alle Vorfluter innerhalb des Modellgebietes berechnete Abflussrate erhöht sich von ca. 89 m³/h im Ausgangszustand auf ca. 124 m³/h.

Die Auswirkungen des Grundwasseranstiegs auf die potenziellen Konfliktbereiche bezüglich Altbebauung sind entsprechend den höheren GwNeubildungsraten deutlich größer als in Variante 2. In Teilen von Speckhorn und der Bauernschaft Börste kommt es zu einem Grundwasseranstieg um mehr als 1 m, im Siedlungsbereich östlich des Oerweges beträgt der maximale Anstieg fast 2 m. Darüber hinaus kommen in Speckhorn auch größere Teile der weiter nördlich gelegenen Bebauung unter den Einfluss eines Anstiegs des Grundwassers um über 0,25 m. In der Bauernschaft Börste wird eine weitere Ausdehnung des Veränderungsbereiches durch die regulierende Wirkung des Börsterbaches weitgehend verhindert, hier kommt es daher im Wesentlichen zu einem deutlicheren Anstieg des Grundwassers. Der starke Anstieg des Grundwassers führt im Vergleich zum Ausgangszustand zu einer Verschiebung der 3,5 m-Flurabstandslinie um maximal etwa 80 m im Bereich von Speckhorn (ca. 35 m in Variante 2) und der Bauernschaft Börste (ca. 55 m in Variante 2), sowie maximal etwa 100 m im Siedlungsgebiet östlich des Oerweges (ca. 80 m in Variante 2). Südöstlich der Bauernschaft kommt es so zu einer maximalen Verschiebung der 3,5 m-Flurabstandslinie um etwa 500 m. In Speckhorn kommt es außerdem zu einer weiteren Ausdehnung des Vernässungsbereiches und östlich des Oerweges nun auch zu Flurabständen < 1 m innerhalb des bebauten Gebietes (Anhang 8.07(b)).

Variante 4: Mittleres Bebauungsgebiet mit einer Kombination aus mittlerem und dichtem Versiegelungsgrad

Die Variante 4 entspricht sowohl in der Dimensionierung und Auswahl der Bebauungsgebiete als auch bezüglich der Abkopplungsrate den Varianten 2 und 3. Im Gegensatz zu diesen wurde für die Bebauungsgebiete kein einheitlicher Versiegelungsgrad gewählt sondern mittlerer und dichter Versiegelungsgrad kombiniert. Für die Bebauungsgebiete südlich des Autobahnzubringers wurde ein dichter Versiegelungsgrad, für die Bebauungsgebiete nördlich des Autobahnzubringers ein mittlerer Versiegelungsgrad gewählt.

Die durchschnittliche natürliche GwNeubildung verringert sich von 221 mm/a im Ausgangszustand auf 163 mm/a. Die Versickerung des Niederschlagswassers in den Bebauungsgebieten führt zu einer zusätzlichen Neubildung auf den betroffenen Flächen von 245 mm/a (für einen mittleren Versiegelungsgrad) bzw. 339 mm/a (für einen dichten Versiegelungsgrad) und so zu einem Anstieg der durchschnittlichen GwNeubildung auf 245 mm/a.

Der Anstieg der GwNeubildung in den Bebauungsgebieten führt zu einem Anstieg des Grundwassers um maximal 2,34 m gegenüber dem Ausgangszustand. Die Lage der maximalen Veränderungen entspricht etwa der in den Varianten 2 und 3 (Anhang 8.08(a)). Da sich die Variante 4 im Vergleich zur Variante 2 nur durch einen höheren Versiegelungsgrad in den Bebauungsgebieten südlich des Autobahnzubringers unterscheidet, kommt es im Wesentlichen auch nur in diesem Teil des Modellgebietes zu nennenswerten Veränderungen der Grundwassersituation aus Variante 2. Aus diesem Grund ist im Vergleich zur Variante 2 nur der potenzielle Konfliktbereich im Siedlungsbereich östlich des Oerweges zu erwähnen. Dort kommt es nun großflächig zu einem Anstieg der Grundwasserstände um mehr als 1 m (maximal etwa 1,5 m). Dies führt zu einer Verschiebung der 3,5 m-Flurabstandslinie im Vergleich zur Variante 2 um durchschnittlich etwa 15 bis 20 m und maximal etwa 60 m sowie zu punktuellm Auftreten von Flurabständen < 1 m innerhalb des bebauten Gebietes (Anhang 8.08(b)). Die für alle Vorfluter innerhalb des Modellgebietes berechnete Abflussrate erhöht sich von ca. 89 m³/h im Ausgangszustand auf ca. 111 m³/h.

Variante 5a: Reduzierung der Versickerungsrate auf 75 %

Die Variante 5a entspricht sowohl in der Dimensionierung und Auswahl der Bebauungsgebiete als auch bezüglich des Versiegelungsgrades der Variante 4, es erfolgte jedoch eine Reduzierung der Abkopplungsrate auf 75 %. Dies bedeutet, dass lediglich 75 % des auf den Dachflächen anfallenden Wassers in den Bebauungsgebieten versickert wird. Die zusätzliche Neubildung auf den betroffenen Flächen reduziert sich daher auf 184 mm/a (für einen mittleren Versiegelungsgrad) bzw. 254 mm/a (für einen dichten Versiegelungsgrad). Insgesamt liegt die durchschnittliche GwNeubildung mit 224 mm/a nur geringfügig über der GwNeubildung von 221 mm/a im Ausgangszustand.

Der Anstieg der GwNeubildung in den Bebauungsgebieten führt zu einem Anstieg des Grundwassers um maximal 0,83 m gegenüber dem Ausgangszustand. Veränderungen größer als 0,25 m treten in einer maximal etwa 1000 m breiten, etwas nördlich der Wasserscheide West-Ost verlaufenden Zone auf (Anhang 8.09(a)). Zu maximalen Änderungen kommt es im Bereich der Kreuzung Halterner Straße / Autobahnzubringer, einem Bereich mit weitgehend hohen Flurabständen von über 5 m. Aufgrund des insgesamt nur geringen Grundwasseranstiegs, kommt es in bezuglich einer Veränderung der Flurabstände sensiblen Bereichen zu keinen nennenswerten Veränderung der Flurabstände gegenüber dem Ausgangszustand (Anhang 8.09(b)) Daraus wird deutlich, dass sich die in den bisher untersuchten Varianten aufgetretenen Veränderungen der Flurabstände schon durch eine eher geringfügige Verringerung der Abkopplungsrate (um 25 %) vermeiden lassen. Die für alle Vorfluter innerhalb des Modellgebietes berechnete Abflussrate erhöht sich von ca. 89 m³/h im Ausgangszustand nur geringfügig auf ca. 93 m³/h.

Variante 5b: Reduzierung der Versickerungsrate auf 50 %

In Variante 5b kommt es gegenüber der Variante 5a zu einer weiteren Reduzierung der Abkopplungsrate auf nun 50%. Dies bedeutet, dass lediglich 50% des auf den Dachflächen anfallenden Wassers in den Bebauungsgebieten versickert wird. Die zusätzliche Neubildung auf den betroffenen Flächen reduziert sich daher auf 122 mm/a (für einen mittleren Versiegelungsgrad) bzw. 169 mm/a (für einen dichten Versiegelungsgrad). Trotz der zusätzlichen Neubildung kommt es zu einer Verringerung der durchschnittlichen GwNeubildung auf 207 mm/a gegenüber 221 mm/a im Ausgangszustand.

Die Verringerung der GwNeubildung in den Bebauungsgebieten führt zu einem Absinken des Grundwassers um maximal 1,32 m gegenüber dem Ausgangszustand. Der Schwerpunkt der Grundwasserabsenkung mit Beträgen von über einem Meter ist eine West-Ost verlaufende Zone im Bereich des Autobahnzubringers, die sich über eine Breite von maximal etwa 700 m vom Oerweg etwa 1400 m nach Westen erstreckt (Anhang 8.10(a)). Der Veränderungsbereich (< -0,25 m) beschränkt sich im Norden weitgehend auf die Ausdehnung der Bebauungsgebiete östlich der Halterner Straße und reicht nur an wenigen Stellen und dort auch nur geringfügig um bis zu 200 m über die Grenzen der Bebauungsgebiete hinaus (z.B. Speckhorn). Begrenzend bzw. regulierend wirken im nördlichen Teil des Modellgebietes wiederum die vorflutwirksamen Oberflächengewässer (z.B. Börsterbach). Im Süden und Osten reicht der Veränderungsbereich bis an den Modellrand heran. Ursache hierfür ist die südlich des Autobahnzubringers gelegene Grundwasserscheide, welche in ihrer Höhe sehr sensibel auf Veränderungen der GwNeubildung reagiert, sowie das Fehlen regulierender Vorfluter. Die für alle Vorfluter innerhalb des Modellgebietes berechnete Abflussrate verringert sich von ca. 89 m³/h im Ausgangszustand auf ca. 78 m³/h.

Im Bereich der Grundwasserabsenkung liegen auch Teile der bereits bestehenden Siedlungsbereiche Speckhorn, Recklinghausen und der Bauernschaft Börste. In den südlichen Bereichen von Speckhorn kommt es zu einer Vergrößerung der Flurabstände um etwa 0,5 m. Dies

führt zu einer Verschiebung der 3,5 m-Flurabstandslinie um maximal etwa 30 m und zum Verschwinden des Vernässungsbereiches im unbebauten zentralen Teil von Speckhorn (Anhang 8.10(b)). Auch im Bereich der Bauernschaft Börste kommt es insbesondere westlich der Bahnlinie zu Flurabstandsvergrößerungen von etwas über 0,5 m. Die 3,5 m-Flurabstandslinie verschiebt sich auch im Umfeld der Bauernschaft um Beträge von maximal etwa 30 m. Im Siedlungsbereich von Recklinghausen kommt es bei einem maximalen Absinken des Grundwassers um fast 1 m zu einer Verschiebung der 3,5 m-Flurabstandslinie um Beträge von zum Teil über 50 m, was zu einem deutlichen Rückgang der Flächen mit Flurabständen < 3 m führt.

Variante 6a und 6b: Berücksichtigung niederschlagsarmer Jahre (entsprechend 1997)

Ziel der Varianten 6a und 6b ist es, die Auswirkungen der Niederschlagsversickerung auf die Grundwassersituation in niederschlagsarmen Jahren aufzuzeigen. Hierzu erfolgt zunächst die Berechnung eines Ausgangszustandes (d.h. ein mittlerer Zustand ohne Berücksichtigung zusätzlicher Versiegelungen und Versickerungen), wie er sich im Laufe einiger aufeinander folgender niederschlagsarmer Jahre (entsprechend dem Jahr 1997) (Variante 6a) einstellt. In einer weiteren Simulation (Variante 6b) erfolgt dann die Berechnung der Grundwassersituation unter zusätzlicher Berücksichtigung der versiegelten Flächen in den Bebauungsgebieten und der zusätzlichen GwNeubildung in Folge der Versickerung des Niederschlagswassers. Diese Variante entspricht sowohl in der Dimensionierung und Auswahl der Bebauungsgebiete als auch bezüglich des Versiegelungsgrades und der Abkopplungsrate der Variante 4. Die Veränderung der Grundwassersituation von Variante 6a zu Variante 6b entspricht dem Einfluss der Bebauung und Versickerung (Anhang 8.12(a)).

Variante 6a: Ausgangszustand (ohne zusätzliche Versiegelung) in niederschlagsarmen Jahren (entsprechend 1997)

Für die Berechnung eines geeigneten Ausgangszustandes für eine Folge niederschlagsarmer Jahre wurde zunächst eine GwNeubildung entsprechend den klimatischen Verhältnissen von 1997 berechnet. Die durchschnittliche natürliche GwNeubildung reduziert sich auf 109 mm/a gegenüber 221 mm/a im Ausgangszustand (mittlere Verhältnisse 2001) (Kapitel 6). Hieraus resultiert ein Bild der Grundwasserströmung, das im Hinblick auf Strömungsrichtungen und Vorflutverhalten der Oberflächengewässer weitgehend mit den mittleren Verhältnissen 2001 übereinstimmt, wobei das Niveau der Grundwasserstände insbesondere im Bereich der Grundwasserscheide um einige Meter niedriger liegt (Anhang 8.11(b)). Bezüglich der Flurabstände bedeutet dies, dass besonders in größerer Entfernung zu Vorflutern, so z.B. im Siedlungsbereich von Recklinghausen, die Flurabstände so groß sind, dass Flächen mit Flurabständen < 5 m zum Teil gar nicht mehr oder kaum noch auftreten. Auch in relativer oder unmittelbarer Nähe zu Vorflutern wie in Speckhorn oder im Bereich der Bauernschaft Börste sind die Flurabstände so vergrößert, dass Vernässungsflächen vollständig verschwunden und

Bereiche mit geringen Flurabständen stark verkleinert sind (Anhang 8.11(a)). Im Vergleich zum Ausgangszustand 2001 ist die 3,5 m-Flurabstandslinie teilweise um mehrere hundert Meter verschoben.

Variante 6b: Mittleres Bebauungsgebiet mit einer Kombination aus mittlerem und dichtem Versiegelungsgrad in niederschlagsarmen Jahren (entsprechend 1997)

Die durchschnittliche natürliche GwNeubildung verringert sich in Folge der Bebauung von 109 mm/a im Ausgangszustand (entsprechend 1997) auf 87 mm/a. Die Versickerung des Niederschlagswassers in den Bebauungsgebieten führt zu einer zusätzlichen Neubildung auf den betroffenen Flächen von 190 mm/a (für einen mittleren Versiegelungsgrad) bzw. 263 mm/a (für einen dichten Versiegelungsgrad) und so zu einem Anstieg der durchschnittlichen GwNeubildung auf 150 mm/a.

Der Anstieg der GwNeubildung in den Bebauungsgebieten führt zu einem Anstieg des Grundwassers um maximal 4,40 m gegenüber dem Ausgangszustand (niederschlagsarme Jahre entsprechend 1997). Mit Ausnahme des äußersten Nordens und eines schmalen Streifen entlang der vorflutwirksamen Oberflächengewässer Burggraben, Börsterbach und Silvertbach wird fast das gesamte Modellgebiet durch den Grundwasseranstieg beeinflusst (Anhang 8.12(a)). Die Lage der maximalen Veränderungen entspricht etwa der in Variante 3, nur der Anstiegsbetrag ist bedeutend größer. Aufgrund des niedrigen Ausgangsniveaus kommt es zu keiner kritischen Entwicklung der Flurabstände in den potenziellen Konfliktbereichen bezüglich Altbebauung. Insgesamt sind die Flurabstände noch deutlich größer als im Ausgangszustand 2001. Bemerkbar macht sich dies vor allem im Siedlungsbereich östlich des Oerweges, wo nach wie vor kaum Flurabstände < 5 m anzutreffen sind (Anhang 8.12(b)). Diese Simulation zeigt deutlich, dass sich die zusätzliche Versickerung von Niederschlagswasser in trockenen Jahren erheblich stärker auf die Grundwassersituation auswirkt als in normalen Jahren. Dies ist im Wesentlichen auf deren erheblich höheren Anteil an der gesamten GwNeubildung zurückzuführen.

Variante 7a und 7b: Berücksichtigung niederschlagsreicher Jahre (entsprechend 1998)

Ziel der Varianten 7a und 7b ist es, die Auswirkungen der Niederschlagsversickerung auf die Grundwassersituation in niederschlagsreichen Jahren aufzuzeigen. Hierzu erfolgt zunächst die Berechnung eines Ausgangszustandes (d.h. eines mittleren Zustandes ohne Berücksichtigung zusätzlicher Versiegelungen und Versickerungen), wie er sich im Laufe einiger aufeinander folgender niederschlagsreicher Jahre entsprechend dem Jahr 1998 (Variante 7a) einstellt. In einer weiteren Simulation (Variante 7b) erfolgt dann die Berechnung der Grundwassersituation unter zusätzlicher Berücksichtigung der versiegelten Flächen in den Bebauungsgebieten und der zusätzlichen GwNeubildung in Folge der Versickerung des Niederschlagswassers.

Diese Variante entspricht sowohl in der Dimensionierung und Auswahl der Bebauungsgebiete als auch bezüglich des Versiegelungsgrades und der Abkopplungsrate der Variante 4. Die Veränderung der Grundwassersituation von Variante 7a zu Variante 7b entspricht dem Einfluss der Bebauung und Versickerung (Anhang 8.14(a)).

Variante 7a: Ausgangszustand (ohne zusätzliche Versiegelung) in niederschlagsreichen Jahren (entsprechend 1998)

Für die Berechnung eines geeigneten Ausgangszustandes für eine Folge niederschlagsreicher Jahre wurde zunächst eine GwNeubildung entsprechend den klimatischen Verhältnissen von 1998 berechnet. Die durchschnittliche natürliche GwNeubildung erhöht sich auf 287 mm/a gegenüber 221 mm/a im Ausgangszustand (Kapitel 5). Hieraus resultiert ein Bild der Grundwasserströmung, das im Hinblick auf Strömungsrichtungen und Vorflutverhalten der Oberflächengewässer weitgehend mit den mittleren Verhältnissen 2001 übereinstimmt, wobei das Niveau der Grundwasserstände insbesondere im Bereich der Grundwasserscheide um bis zu einigen Metern höher liegt (Anhang 8.13(b)). Bezüglich der Flurabstände bedeutet dies, dass besonders im weiteren Umfeld der Bauerschaft Börste sowie westlich der Mollbecke und östlich des Oerweges großflächig Flurabstände < 5 m auftreten (Anhang 8.13(a)). In den potenziellen Konfliktbereichen bezüglich Altbebauung kommt es im Vergleich zum Ausgangszustand 2001 zu einer deutlichen Ausweitung der Flächen mit Flurabständen < 1 m sowie zur Vergrößerung bzw. zum Auftreten von zusätzlichen Vernässungsflächen. Im Vergleich zum Ausgangszustand 2001 ist die 3,5 m-Flurabstandslinie im Mittel etwa um 60 m - 70 m verschoben.

Variante 7b: Mittleres Bebauungsgebiet mit einer Kombination aus mittlerem und dichtem Versiegelungsgrad in niederschlagsreichen Jahren (entsprechend 1998)

Die durchschnittliche natürliche GwNeubildung verringert sich in Folge der Bebauung von 287 mm/a im Ausgangszustand (entsprechend 1998) auf 208 mm/a. Die Versickerung des Niederschlagswassers in den Bebauungsgebieten führt zu einer zusätzlichen Neubildung auf den betroffenen Flächen von 261 mm/a (für einen mittleren Versiegelungsgrad) bzw. 361 mm/a (für einen dichten Versiegelungsgrad) und so zu einem geringfügigen Anstieg der durchschnittlichen GwNeubildung auf 294 mm/a.

Der Anstieg der GwNeubildung in den Bebauungsgebieten führt zu einem Anstieg des Grundwassers um maximal 1,28 m gegenüber dem Ausgangszustand (niederschlagsreiche Jahre entsprechend 1998). Die maximalen Veränderungen > 1 m liegen in einer Zone, die sich über die südlichen Bebauungsgebiete und nach Westen und Südosten noch einige hundert Meter über diese hinaus erstreckt (Anhang 8.14(a)). Nach Norden erstreckt sich der Veränderungsbereich ($> 0,25$ m) etwa bis zu den bestehenden Siedlungsbereichen von Speckhorn und

der Bauernschaft Börste. Im Süden, vor allem aber im Südosten, reicht der Veränderungsbe- reich bis an den Modellrand. Hier kommt es direkt am Modellrand zu Veränderungen bis > 1 m. Der Anstieg des Grundwassers führt vor allem im Siedlungsbereich östlich des Oer- weges zu großflächigen Vernässungen und einer Verschiebung der 3,5m-Flurabstandslinie um durchschnittlich etwa 50 m bis 60 m im Vergleich zum Ausgangszustand (niederschlags- reiche Jahre entsprechend 1998). Im Bereich von Speckhorn und der Bauernschaft Börste, sowie generell im Norden sind die Veränderungen geringer und führen zu einer geringfügigen Verschiebung der 3,5 m-Flurabstandslinie um etwa 20 m (Anhang 8.14(b)). Diese Simulation zeigt, dass sich die zusätzliche Versickerung von Niederschlagswasser in feuchten Jahren deutlich schwächer auf die Grundwassersituation auswirkt als in normalen Jahren. Dies ist auf die insgesamt nur geringfügige Erhöhung der mittleren GwNeubildungsrate zurückzuführen. Größere Veränderungen sind nur in den dicht versiegelten Bebauungsbereichen festzustellen. Es ist allerdings festzuhalten, dass in feuchten Jahren die Grundwassersituation generell erheblich angespannter ist als in normalen Jahren, und dass von daher auch geringere Verän- derungen eine gewisse Bedeutung haben können.

8.3.2 Instationäre Simulationen

Wie bereits in Kapitel 8.3 erwähnt, sollte durch die instationären Simulationen der Einfluss einer mehrwöchigen niederschlagsreichen Phase auf die Grundwassersituation unter den Bedingungen einer Niederschlagsversickerung untersucht werden. Zwei verschiedene instati- onäre Modellvarianten wurden erarbeitet. Beide Varianten entsprechen sowohl in der Dimen- sionierung und Auswahl der Bebauungsgebiete als auch bezüglich des Versiegelungsgrades und der Abkopplungsrate der Variante 4. Ausgangspunkt dieser Simulationen ist die Grund- wassersituation Anfang November 2000 unter Berücksichtigung eines Bebauungs- bzw. Versickerungs-Szenariums entsprechend der Variante 4. Sie wurde durch eine entsprechende Berechnung als Anfangsbedingung für das Modell bereitgestellt. Der Simulationszeitraum umfasst stets das erste Halbjahr des WWJ 2001, beginnt jedoch aus modelltechnischen Grün- den bereits am 25.10.2000 und endet am 01.05.2001. Dieser Zeitraum wurde für die instatio- näre Strömungsgleichung in 188 Zeitschritte mit einer Zeitschrittweite von 1 Tag diskretisiert. Für die Berechnung der ersten instationären Variante (Vergleichszeitraum) wurde die GwNeubildung des 1. Halbjahres des WWJ 2001 genommen. Für die zweite instationäre Variante wurde die GwNeubildung im Zeitraum vom 31.01.2001 bis zum 10.04.2001 durch eine neu berechnete GwNeubildung ersetzt. Hierbei wurden die Niederschläge des ungewöhn- lich feuchten Zeitraums September 1998 bis Oktober 1998 herangezogen. Die zeitliche Ver- änderung der GwNeubildung wurde in beiden Varianten in Wochenschritten berücksichtigt.

Die Auswirkungen dieser niederschlagsreichen Phase werden in Anhang 9.02 und Anhang 9.03 gezeigt. Dargestellt sind in Anhang 9.02 die maximalen Grundwasserstandsänderungen (Zeitschnitt 10.04.2001, 172. Tag der Simulation) sowie in Anhang 9.03 vergleichende Grundwasserstandsganglinien für einige ausgewählte Modellknoten innerhalb der Bebau- ungsgebiete. Die Lage dieser Knoten ist in Anhang 9.02 dokumentiert.

Der Anstieg der GwNeubildung durch eine mehrwöchige niederschlagsreiche Phase führt zu einem maximalen Anstieg des Grundwassers um 0,6 m gegenüber dem Ausgangszustand. Die maximalen Veränderungen des Grundwasserstandes liegen in den Bebauungsgebieten mit dichtem Versiegelungsgrad südlich des Autobahnzubringers (Anhang 9.02). Der Veränderungsbereich ($> 0,25$ m) bleibt insgesamt auf die Bebauungsgebiete beschränkt und reicht zumeist nicht einmal bis an die Grenzen dieser Gebiete heran. Die Grundwasserstandsganglinien veranschaulichen, dass die am Ende der mehrwöchigen Phase auftretenden Differenzen im Wesentlichen durch zwei relativ kurze, jedoch besonders niederschlagsreiche Zeiträume (etwa im Bereich der Tage 115 und 160) verursacht werden. Außerhalb dieser Phasen erfolgt der Anstieg des Grundwassers gleich schnell oder zum Teil sogar langsamer als im Vergleichszeitraum. Insgesamt zeigen die instationären Simulationen, dass in Folge ungünstiger Witterungsverhältnisse ein eher geringer zusätzlicher Anstieg des Grundwassers zu erwarten ist. Festzuhalten bleibt jedoch auch, dass bei einer hohen Grundwasserstände (z.B. in feuchten Jahren) auch kleinere Veränderungen kritische Zustände hervorrufen können.

9 Geo-Informationssysteme (AS 4)

Das Geoinformationssystem (GIS) ArcView ermöglicht die Darstellung von raumbezogenen Daten, die mit zugehörigen Sachdaten verknüpft sind. Auf Grundlage dieser Daten können sowohl geometrische als auch logische Abfragen erstellt werden, und deren Ergebnisse in Form von thematischen Karten visualisiert werden. Diese Funktion ist besonders interessant, da sie ermöglicht, Objekte mit bestimmten Werten hervorzuheben, die die Grundlage für die anschließende GwNeubildungsberechnung und Grundwassermodellierung darstellen.

Die Darstellung von punkt-, linien- oder polygonförmigen Objekten erfolgt bei ArcView in sogenannten „layern“, die je nach Bedarf auf eine „hinterliegende“ Karte projiziert werden können. Mit jedem „layer“ ist eine Tabelle verknüpft, in der die Sachdaten der einzelnen Objekte verwaltet werden. In dieser Tabelle kann man geometrische Daten, wie die Flächengröße von Polygonen, bzw. die Länge von linienhaften Objekten, sowie statistische Werte berechnen lassen.

Die gesammelten Daten und Karten wurden im Hinblick auf ihre Verwendbarkeit in GIS ausgewertet. Zu den gesammelten und erhobenen Daten sind Karten erstellt worden. Dieses erstellte Kartenmaterial und die damit verknüpften Daten dienen als Austauschmedium zwischen den einzelnen Projektteilnehmern, mit dem die Ergebnisse zur Weiterverarbeitung weitergegeben wurden.

10 Bewertung der Simulationsergebnisse

Die Ergebnisse der Pilotstudie bestätigen die von MEIßNER (1997) festgestellte Beobachtung bezüglich der Veränderung der Wasserhaushaltsgrößen durch die Bebauung und die Niederschlagsversickerung. Weiter geht aus der Pilotstudie hervor, dass die Einflüsse der Niederschlagsversickerung auf den Wasserhaushalt und auf den Grundwasserstand in erster Linie abhängig sind von der Dimension der Bebauungsgebiete und vom Grad der Versiegelung.

Die Durchlässigkeiten des Untersuchungsgebietes (Kapitel 4.3) liegen laut Arbeitsblatt A 138 (ATV-DVWK 2000) im unteren Bereich der Zulässigkeit und Machbarkeit von Versickerungsanlagen. Die Simulationsergebnisse belegen, dass auch bei ungünstigen Bodenverhältnissen eine Versickerung von Niederschlagswasser, das von den Dachflächen stammt, möglich ist. Die in den Untersuchungen festgestellten Auswirkungen werden nachfolgend beschrieben.

Durch eine großräumige Bebauung (Erhöhung des Versiegelungsgrades im Modellgebiet von 10 % auf 40 %) wird die natürliche GwNeubildung ohne Versickerung von 221 mm/a auf 150 mm/a im Mittel aller Flächen des Untersuchungsgebietes deutlich reduziert. Im Falle einer Versickerungsrate von 100 %, d.h. einer vollständigen Versickerung von Dachflächenwasser, würde die GwNeubildung im Vergleich zum bebauten Zustand ohne Versickerung fast verdoppelt nämlich flächengemittelt von 150 mm/a auf 258 mm/a. Auch gegenüber dem Ausgangszustand ist eine Erhöhung der GwNeubildung von 221 mm/a auf 258 mm/a über die Fläche gemittelt festzustellen.

Die Auswirkungen der Erhöhung der GwNeubildung auf den Grundwasserstand sind differenziert zu betrachten. Bezogen auf die Grundwasseroberfläche ist bei einer dichten Bebauung in einem mittleren Bebauungsgebiet (Variante 3) von einem Anstieg des Grundwasserstandes um maximal 2,89 m auszugehen. In den Bebauungsgebieten zeigen die Flurabstände somit signifikante Änderungen. Die daraus resultierenden Flurabstände betragen aber überwiegend mehr als 5 m und sind damit als unkritisch zu beurteilen. Die hinsichtlich der Kellervernässung als sensibel zu betrachtenden Flurabstände von weniger als 3,5 m (bei Grundwasserstandsschwankungen von ± 1 m) zeigen in der Regel kaum signifikante Änderungen. Die Flurabstandslinie verschiebt sich im Mittel lediglich um weniger als 50 m. Die auffälligeren Veränderungen hinsichtlich der Flurabstände treten ausschließlich in Bereichen von großflächig auftretenden ursprünglichen Flurabständen um 3,5 m auf. Hier kommt es maximal zu einer Verschiebung der 3,5 m Flurabstandslinie um etwa 500 m, wobei sich diese Verschiebung auf eine Breite von max. etwa 250 m beschränkt. In der direkten Umgebung der Vorfluter ergeben sich generell die geringsten Veränderungen. Die Flurabstandsveränderungen werden von den Vorflutern ausgehend in die Bebauungsgebiete hinein größer. Dadurch werden sich die vorfluternahen Gebiete, die schon im Ausgangszustand geringe Flurabstände und zum Teil Vernässungen aufweisen, durch eine Versickerung im „Hinterland“ nur geringfügig vergrößern.

Eine grundsätzliche Veränderung der Grundwasserströmungsverhältnisse findet hinsichtlich der Grundwasserströmungsrichtungen nicht statt. Die in ihrer Höhe sensibel auf Veränderungen der Neubildung reagierende Wasserscheide zwischen dem Nord- und dem Südteil des Untersuchungsgebietes ist ebenfalls in ihrer Lage im Mittel weitgehend stabil.

Die Simulationsergebnisse zeigen eindeutig, dass die Einflüsse der Niederschlagsversickerung auf den Wasserhaushalt abhängig sind von der Versickerungsrate. Wenn man die Versickerungsrate senkt, d.h. nur Teile des Dachflächenwasser versickert bzw. nicht jedes Grundstück mit Versickerungsanlagen ausstattet, dann reduzieren sich die zuvor genannten Auswirkungen. Bereits bei einer 75 %igen Versickerung nähert sich die mittlere gesamte GwNeubildung der mittleren GwNeubildung im Ausgangszustand von 221 mm/a an und der Anstieg der Grundwasseroberfläche beträgt maximal 0,83 m. Wenn man nur auf jedem zweiten Grundstück das Dachflächenwasser versickert, d.h. eine Versickerungsrate von 50 % annimmt, liegt die mittlere gesamte GwNeubildung mit 207 mm/a unterhalb der mittleren GwNeubildung im Ausgangszustand und der Grundwasserstand würde um bis zu 1,32 m gegenüber dem Ausgangszustand absinken. Über die Wahl der Versickerungsrate bzw. die Wahl des Abkoppelungsgrades können die Flurabstände nachhaltig gesichert werden, d.h. entsprechend dem Ausgangszustand erhalten werden. Die Ergebnisse der numerischen Grundwassermodellierung ermöglichen somit eine nachhaltige Bewirtschaftung des Niederschlagswassers.

Die bisher betrachteten Auswirkungen beziehen sich auf mittlere Niederschlagsverhältnisse wie sie sich im Untersuchungsjahr 2001 (WWJ 2001) mit 799 mm/a eingestellt haben. Wegen den natürlichen Schwankungen müssen die Verhältnisse in Trocken- (z. B. 1997: 625 mm/a) und in Nassjahren (z.B. 1998: 917 mm/a) unterschieden werden. Generell ist festzuhalten, dass die Auswirkungen der Versickerung in Zeiten niedrigerer Niederschlagsverhältnisse gegenüber einem unbebauten Zustand höher sind, da der Anteil der GwNeubildung unterhalb der Versickerungsanlagen an der gesamten GwNeubildung größer ist. In Zeiten hoher Niederschlagsverhältnisse fallen die Auswirkungen geringer aus, da der o. g. Anteil kleiner ist.

In Trockenjahren, insbesondere wenn mehrere Trockenjahre aufeinander folgen, können die natürlichen Grundwasserstände im Untersuchungsgebiet in Folge einer auf 109 mm/a reduzierten mittleren GwNeubildung um bis zu 8 m gegenüber dem Ausgangszustand absinken. Wenn nun in einem mittel dimensionierten Bebauungsgebiet mit mittlerer bis dichter Versiegelung (Variante 6b) 100 % des Dachflächenwassers versickert werden, erhöht sich die gesamte mittlere GwNeubildung auf 150 mm/a und der Grundwasserstand steigt um maximal 4,40 m an. Die resultierenden Grundwasserstände lägen aber dennoch um bis zu 4,38 m unterhalb des Ausgangszustandes in dem mittleren Niederschlagsjahr 2001.

In Nassjahren, insbesondere wenn mehrere Nassjahre aufeinander folgen, können die natürlichen Grundwasserstände in Folge einer auf 278 mm/a erhöhten mittleren GwNeubildung um bis zu 3,44 m gegenüber dem Ausgangszustand ansteigen. Wenn nun in einem mittel dimensionierten Bebauungsgebiet mit mittlerer bis dichter Versiegelung (Variante 7b) 100 % des Dachflächenwassers versickert werden, erhöht sich die gesamte mittlere GwNeubildung auf 294 mm/a und der Grundwasserstand steigt um bis zu 1,28 m an. Die resultierenden Grund-

wasserstände betragen maximal 4,72 m mehr als der Ausgangszustand in dem mittleren Niederschlagsjahr 2001.

Die Ergebnisse der instationären Modellierung zeigen, dass sich in Jahren mit weitgehend mittleren Niederschlagsverhältnissen (2001) und einem bereits bestehenden mittel dimensionierten Bebauungsgebiet mit mittlerer bis dichter Versiegelung (wie Variante 4) die Grundwasserstände in einer mehrwöchigen niederschlagsreichen Phase weiter erhöhen können. Gegenüber den bei mittleren Niederschlagsverhältnissen zu erwartenden Grundwasserständen kann das Grundwasser unter ungünstigen Randbedingungen innerhalb der Bebauungsgebiete um mehr als 0,25 m und lokal um bis zu 0,6 m ansteigen.

Weitere Folgen eines Grundwasseranstieges könnten sein, dass es zu Problemen mit der grundwasserabhängigen Vegetation kommen kann. Auswirkungen auf die Gewässerbetten sind nicht zu erwarten. Undurchlässige Bauwerke, die relativ tief ins Erdreich hineinragen und der temporären Speicherung von Flüssigkeiten dienen wie z.B. Regenüberlaufbecken oder Freibad-Becken, könnten durch geringere Flurabstände unter Auftrieb geraten.

In allen Simulationen kommt die große Bedeutung der Vorfluter klar zum Ausdruck. Auch das Abflussverhalten der Vorfluter ändert sich in den einzelnen Simulationen. Während alle Vorfluter im Untersuchungsgebiet zusammen im Ausgangszustand ein mittleres Niedrigwasser-Abflussverhalten (entsprechend dem grundwasserbürtigen Abfluss) von ca. 89 m³/h aufweisen, kann sich dieser Wert mit zunehmender Bebauung und Versickerung auf bis zu 124 m³/h erhöhen (Variante 1: 104 m³/h, Variante 2: 110 m³/h, Variante 3: 124 m³/h, Variante 4: 111 m³/h, Variante 5a: 93 m³/h, Variante 5b: 78 m³/h).

Die Übertragbarkeit der Simulationsergebnisse vom Pilotstudiengebiet nördlich von Recklinghausen auf andere Gebiete Nordrhein-Westfalens ist generell als positiv zu bewerten, da die Untergrundverhältnisse typisch für weite Teile des mittleren Ruhrgebiets sind. Die hohen Flurabstände im Süden des Untersuchungsgebietes gelten allerdings nicht für weite Teile von Nordrhein-Westfalen, insbesondere des Ruhrgebietes und des Münsterlandes. In diesen Gebieten ist daher hinsichtlich der Versickerung mit größeren Problemen durch verringerte Flurabstände zu rechnen. In Gebieten, in denen der Untergrund eine bessere Durchlässigkeit als im Pilotgebiet aufweist, sind im Allgemeinen geringere Auswirkungen einer Niederschlagswasserversickerung zu erwarten.

Eine vergleichende Bewertung der den Wasserhaushalt beeinflussenden Faktoren erlaubt eine Aussage über deren Sensitivität. Eine Sensitivitätsanalyse hat für das Untersuchungsgebiet zu folgenden Ergebnissen geführt:

- Dimension der Bebauungsgebiete: Bei einer Erhöhung des Bebauungsgebietsanteils um 31 % (Vergleich Variante 1 mit Variante 2) erhöht sich die gesamte GwNeubildung um 3 %.
- Versiegelungsgrad: Bei einer Erhöhung des Versiegelungsgrades um ca. 35 % (Vergleich Variante 2 mit Variante 3) erhöht sich die gesamte GwNeubildung um 6 %.

- Versickerungsrate: Bei einer Erhöhung der Versickerungsrate um 33 % (Vergleich Variante 4 mit Variante 5a) erhöht sich die gesamte GwNeubildung um 9 %.
- Niederschläge: Bei einer Erhöhung der Niederschläge um 18 % (Vergleich Variante 4 mit Variante 7b) erhöht sich die gesamte GwNeubildung um 20 %.

Aus den Ergebnissen folgt, dass die Auswirkungen im Untersuchungsgebiet in der folgenden Reihenfolge abnehmen: Niederschläge > Versickerungsrate > Versiegelungsgrad > Dimension der Bebauungsgebiete (Bebauungsgebietsanteils).

11 Empfehlungen

11.1 Konzept zur Abschätzung der maximal verträglichen Versickerung von Regenwasser

Ob sich eine Bebauung eines Gebietes mit einer Versickerung von Niederschlagswasser negativ auf die Grundwasser- bzw. Flurabstandsverhältnisse auswirkt, hängt zunächst davon ab, ob potenzielle Konfliktbereiche innerhalb des Bebauungsgebietes und in dessen Einwirkungsbereich vorhanden sind. Die Simulationen mit dem Grundwassermodell belegen, dass in der Regel Vorfluter für das Grundwasser den Einwirkungsbereich begrenzen und dass deutliche Flurabstandsveränderungen insbesondere im Grenzbereich einer sinnvollen Regenwasserversickerungsmaßnahme bei gering durchlässigen Untergründen (Kapitel 4.3) zu erwarten sind.

Probleme sind vor allem dann zu erwarten, wenn die Regenwasserversickerungsrate die Abnahme der GwNeubildung infolge der Versiegelung übersteigt. Die technische Versickerung bewirkt dann letztlich eine Überkompensation des Eingriffes in den Wasserhaushalt. Eine Überkompensation wirkt sich vor allem in Gebieten aus, in denen die GwNeubildung im Ausgangszustand aus natürlichen oder anthropogenen Gegebenheiten bereits sehr gering ist, z.B. wenn die Reliefenergie wie bei der Castroper Hochfläche erhöht ist (MEBER 1997). Bei diesen Voraussetzungen kann die GwNeubildung infolge der Versiegelung gegen Null gehen. Die Simulationsrechnungen mit dem Grundwassermodell zeigen die zu erwartenden Auswirkungen. Mit entsprechenden technischen Mitteln wie Modellrechnungen und Bilanzierungen hat man nun die Möglichkeit, die Menge des zu versickernden Niederschlagswassers derart zu optimieren, dass negative Auswirkungen weitgehend ausgeschlossen werden können. Diese Maßgabe sollte gerade dann zur Anwendung kommen, wenn der Einwirkungsbereich und/oder der potenzielle Konfliktbereich nicht bekannt ist. Dies setzt die Kenntnis des Wasserhaushaltes eines zu planenden Bebauungsgebietes voraus. Hierzu ist der natürlichen Wasserhaushalt und das Versickerungspotenzial z.B. von den Dachflächen zu berechnen, um beide Komponenten aufeinander abzustimmen.

Für das Untersuchungsgebiet lassen sich unter den gegebenen hydrogeologischen Voraussetzungen Aussagen zur maximal verträglichen Versickerungsleistung machen. Der Untergrund im Untersuchungsgebiet besitzt Durchlässigkeitsbeiwerte von $1 \cdot 10^{-5}$ m/s bis $1 \cdot 10^{-6}$ m/s und liegt damit nach Arbeitsblatt A 138 (ATV-DVWK 2000) im unteren Bereich der Zulässigkeit von Versickerungsanlagen. In einem Bebauungsgebiet sind beinahe unabhängig von der Dimension des Bebauungsgebietes und dem Versiegelungsgrad Versickerungsraten zwischen 75 % und 50 % zu empfehlen. Dies gilt für die Versickerung der Dachflächenwässer. Wenn darüber hinaus noch das auf Straßenflächen, Zuwegungen oder Terrassen anfallende Wasser versickert werden soll, sind die Versickerungsraten entsprechend weiter zu reduzieren. Eine Versickerungsrate von mehr als 75 % der Dachflächenwässer sollte vermieden werden, da ansonsten sowohl die Flurabstände direkt auf dem Grundstück als auch die Flurabstände abseits des Grundstückes beeinträchtigt werden.

Diese Aussagen lassen sich auch auf andere Gebiete in Nordrhein-Westfalen übertragen, die vergleichbare hydrogeologische Voraussetzungen besitzen. In Gebieten mit Durchlässigkeitsbeiwerten des Untergrundes von kleiner als 10^{-6} m/s ist eine Versickerung laut Arbeitsblatt A 138 (ATV-DVWK 2000) ohnehin nicht zu empfehlen. In den Gebieten in Nordrhein-Westfalen, die sich durch höhere Durchlässigkeiten des Untergrundes ($> 10^{-5}$ m/s) auszeichnen, sind die großräumigen Auswirkungen der Versickerung geringer zu bewerten.

Ein für gesamt Nordrhein-Westfalen gültiges Konzept zur Abschätzung der maximal verträglichen Versickerungsleistung lässt sich aus den in dieser Pilotstudie gewonnenen Erkenntnissen noch nicht ableiten.

11.2 Empfehlungen für Behörden, Stadtplaner und Bürger

Die Versickerung von Regenwasser ist wegen der ökonomischen und ökologischen Vorteile sinnvoll. Allerdings kann sich die technische Versickerung negativ auf die Grundwasserstände und die Flurabstände auswirken (Kapitel 1.1).

Das derzeitige Vorgehen in der Praxis sieht folgendermaßen aus: Durch den gesplitteten Gebührenansatz in vielen Kommunen ist eine hohe Zahl von Bürgern gewillt, das auf dem Grundstück anfallende Regenwasser zu versickern. Dafür mussten bisher die Bürger bei den Behörden Anträge stellen, da die Versickerung von Regenwasser Bestandteil der kommunalen Satzung ist. Um den hohen Verwaltungsaufwand seitens der Behörden zu minimieren, ist die Versickerung von Dachabflüssen über die belebte Bodenzone in vielen Städten wie Recklinghausen erlaubnisfrei durchführbar, wenn die Voraussetzungen nach Arbeitsblatt A 138 (ATV-DVWK 2000) erfüllt sind. Nur in Einzelfällen muss der Grundstücksbesitzer die Versickerungsfähigkeit seines Untergrundes durch Gutachten oder selbstdurchgeführte Versickerungstests nachweisen.

Die Ergebnisse der vorliegenden Pilotstudie zeigen allerdings, dass selbst der sorgfältige Nachweis der Versickerungsfähigkeit des Untergrundes eines Grundstücks für die nachhaltige Sicherung der Flurabstände nicht ausreicht. Die einzige Möglichkeit einer nachhaltigen Sicherung des Wasserhaushalts besteht darin, großräumige Betrachtungen des Grundwassers anzustellen.

Im Folgenden sind Empfehlungen für Behörden, Stadtplaner und Bürger in Bezug auf die nachhaltige Sicherung der Flurabstände in der Reihenfolge der Durchführbarkeit zusammengefasst:

1. Neben der Information über die Versickerungsfähigkeit des Untergrundes und der auftretenden Flurabstände nach A 138 (ATV-DVWK 2000) sollten die Kommunen Informationen über die hydrogeologischen Voraussetzungen der Gebiete, in denen versickert werden soll, bereithalten. Dazu zählen insbesondere die Durchlässigkeitsverteilung der wassererfüllten Schichten und Angaben über stauende Schichten. Diese In-

formationen können im Zuge der Errichtung neuer Grundwassermessstellen für das Grundwassermonitoring (4. Aufzählung) gewonnen werden.

2. Die Betrachtung der Auswirkungen der Versickerung auf die Grundwasserverhältnisse sollte nicht nur lokal z.B. innerhalb eines Bebauungsgebietes, sondern großräumig im Einwirkungsbereich der Versickerungsmaßnahmen passieren. Natürliche Vorfluter für das Grundwasser bilden dabei die äußerste Grenze des Einwirkungsbereiches.
3. Bei der Festlegung von Bebauungsplänen bzw. der Ausweisung von Neubaugebieten ist es empfehlenswert, sogenannte Grenzflurabstände festzulegen. Die Versickerungsmaßnahmen sollten dabei so dimensioniert sein, dass die Grenzflurabstände nicht unterschritten werden.
4. Durch die Beobachtung der Grundwasserstände (Grundwassermonitoring) in den Bebauungsgebieten ist es möglich, die tatsächlichen Auswirkungen der Bebauung und möglicher Versickerungsmaßnahmen auf die Grundwasserverhältnisse zu messen und die Einhaltung der Grenzflurabstände zu gewährleisten. Um einen Vergleich zu den ursprünglichen Verhältnissen herstellen zu können, ist es notwendig das Monitoring mindestens ein Jahr vor der Bebauung zu beginnen. Das Grundwassermonitoring dient dann auch der Beweissicherung im Zuge nachträglicher Kanalisationssanierungsmaßnahmen.
5. Wenn eine Erhöhung der Grundwasserstände zu vermeiden ist, darf nur soviel Regenwasser versickert werden, wie sich die natürliche GwNeubildung infolge der Versiegelung verringert. Hierzu wäre sowohl eine Berechnung der natürlichen Wasserhaushaltskomponenten als auch des Versickerungspotenzials z.B. von den Dachflächen erforderlich, um beides aufeinander abzustimmen.
6. Den natürlichen Vorflutern, wie Flüssen oder Bächen, kommt eine sehr große Bedeutung zu. Durch die Versickerung von Dachabflüssen im Einzugsgebiet der Vorfluter kann sich der grundwasserbürtige Abfluss leicht erhöhen, was aber nur eine untergeordnete Bedeutung für das Abflussgeschehen spielt. In diesem Zusammenhang ist eine Kartierung der Vorflutfunktion der Gewässer in den entsprechenden Kommunen empfehlenswert. Sind die bestehenden Vorfluter nicht als intakt einzustufen, können sich die Auswirkungen der Versickerung auf die Grundwasserverhältnisse zusätzlich erhöhen. Auch undichte Kanalisationen können Vorflutfunktionen des Grundwassers übernehmen.
7. Die Auswirkungen einer dichteren Bebauung auf die Grundwasserverhältnisse sind zwar gering, könnten jedoch in der Festlegung von Bebauungsplänen Berücksichtigung finden. Bebauungsgebiete mit einem geringen Versiegelungsgrad sind generell günstiger einzustufen.

Tabelle 36: Zusammenstellung der Empfehlungen für Behörden, Stadtplaner und Bürger.

Behörden	Stadtplaner	Bürger
<ol style="list-style-type: none"> 1. Erfassung der hydrogeologischen Untergrundvoraussetzungen in den Neubaugebieten 2. großräumige Betrachtung der Auswirkungen der Regenwasserversickerung 3. Festsetzung von Grenzflurabständen 4. Grundwassermonitoring in Neubaugebieten und Umgebung 5. Wasserhaushaltsberechnungen 6. Überprüfung der Vorfluterfunktion von Gewässer 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Festsetzung von Grenzflurabständen 2. Herabsetzung des Versiegelungsgrades in Bebauungsgebieten 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Informationen anfordern

Im Rahmen der vorliegenden Pilotstudie konnten einige Aspekte der Versickerung nicht berücksichtigt werden. Nachfolgend wird versucht, die Auswirkungen dieser Aspekte abzuschätzen.

Die Auswirkungen wasserdurchlässiger Straßenbeläge für Wohn- und Spielstraßen sind nur ansatzweise bekannt. Durch die Versickerung des Regenwassers z.B. über Verbundsteinpflaster kann sich die GwNeubildung um 20 % bis 50 % erhöhen (MEBER 1997).

Die nachträgliche Einrichtung von Versickerungsanlagen in eine bestehende Altbebauung ist als durchaus problematisch einzustufen. Generell steht für die Beurteilung dieser Maßnahme den Behörden eine bereits abgesunkene Grundwasseroberfläche, d.h. hohe Flurabstände, als Entscheidungsgrundlage zur Verfügung. Die Auswirkungen der Versickerung sind im Vergleich zum unbebauten Zustand schon hoch, aber im Vergleich zum bebauten Zustand noch höher. Dies kann dazu führen, dass sich im Umfeld der Altbebauung die Flurabstände deutlich verringern.

Die Auswirkungen undichter Kanalsysteme auf die Grundwasserverhältnisse sind bekannt. Wenn sich das undichte Kanalsystem oberhalb der Grundwasseroberfläche befindet, kann es zu Versickerung von Abwässern in den Grundwasserleiter kommen; wenn das undichte Kanalsystem allerdings im Grundwasser liegt, kann es Vorflutfunktion übernehmen und Grundwasser aufnehmen. Viele Behörden werden den Anstieg des Grundwasserstandes im Umfeld von Versickerungsanlagen gar nicht feststellen, da sich in diesen Gebieten undichte Kanalisationen mit Vorflutfunktion befinden. Wenn allerdings nachträglich die Kanalisation saniert wird, kommt es zu einem Anstieg der Grundwasserstände über den natürlichen Ausgangszustand hinaus. Durch Abwasserabgaben in den Kommunen stehen diese unter einem großen

Druck, abwassertechnische Verbesserungen durchzuführen, weshalb die Sanierung der Kanalisation sukzessive passiert. Aus diesem Grund sind Auswirkungen undichter Kanalisationen, sofern bekannt, in die Betrachtungen mit einzubeziehen.

Selbst wenn landesweit die Verwendung von wasserdichten Betonwannen bei Kellerbau („weiße Wannen“) gefordert wird, ist das Problem der Auswirkungen der Versickerung für die bestehende Altbebauung noch nicht gelöst.

12 Literatur

12.1 Allgemeine Schriften

- ANDERSON, H.J., VAN DEN BOSCH, M., BRAUN, F.J., DROZDZEWSKI, G., HILDE, H.D., HOYER, P., KNAPP, G., REHAGEN, H.-W., STADLER, G., TEICHMÜLLER, R., THIERMANN, A. & VOGLER, H. (1987): Geologische Karte von Nordrhein-Westfalen 1:100.000, Erläuterungen zu Blatt C4306 Recklinghausen. – 2. überarb. Aufl., 124 S.; Krefeld.
- BENNER L.H., COLDEWEY, W.G., KORIES, H. WAGNER, A. & WENZEL, H.-J. (1991): Mathematische Modelle zur Simulation des Stoffaustrages aus Halden und des Stofftransportes im Grundwasser. – DMT-Berichte aus Forschung und Entwicklung, **17**: 119 S.; Bochum.
- BEYER, W. (1964): Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve. – Wasserwirtschaft – Wassertechnik, **14**(6): 165 – 168; Berlin.
- BIRK, F. (1966a): Erläuterung zur Hydrologischen Karte des Rheinisch-Westfälischen Steinkohlenbezirks, Blatt Scherlebeck (Nr. 150), Maßstab: 1:10.000. – 79 S.; Bochum.
- BIRK, F. (1966b): Erläuterung zur Hydrologischen Karte des Rheinisch-Westfälischen Steinkohlenbezirks, Blatt Sinsen (Nr. 131), Maßstab: 1:10.000. – 90 S.; Bochum.
- BIRK, F. & COLDEWEY, W.G. (1986): Altlasten im Rheinisch-Westfälischen Industriegebiet. – Zenit: 43 S.
- BORGWARDT, S.(1995): Die Versickerung auf Pflasterflächen als Methode der Entwässerung von minderbelasteten Verkehrsflächen. – Beiträge zur Räumlichen Planung, Schriftenreihe des Fachbereiches Landschaftsarchitektur und Umweltentwicklung der Universität Hannover, **41**: 203 S.; Hannover.
- COLDEWEY, W.G. (1974): Erläuterung zur Hydrologischen Karte des Rheinisch-Westfälischen Steinkohlenbezirks, Blatt Recklinghausen (Nr. 151), Maßstab: 1:10.000. – 65 S.; Bochum.
- COLDEWEY, W.G. (1991): Hydrogeologie des Ruhrgebietes – Bedeutung für die Wasserwirtschaft und Hydrographie. – In: SCHUMACHER, H. & THIESMEIER, B. [Hrsg.]: „Urbane Gewässer“: 413-426; Essen.
- COLDEWEY, W.G. & GEIGER, W.F. (2000): Pilotstudie zum Einfluss der Versickerung auf den Wasserhaushalt eines Stadtteils – Phase I, Abschlussbericht. - [AZ: IV B 6-042234]

- COLDEWEY, W.G., KORIES, H. & WEDEWARDT, M. (1999): Groundwater Management for large building sites in the central area of Berlin. – Civil an Environmental Engineering Conference, Proceedings, Volume 5 (Part II): 135–143; Bangkok.
- COOPER, H.H. & JACOB, C.F. (1946): A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well-field history. – Trans. Am. Geoph. Union, 27: 526-534, 5 Abb., 2 Tab.; Richmond.
- DAHM-ARENS, H. (1975): Bodenkarte von Nordrhein-Westfalen 1:100.000, Erläuterungen zu Blatt C4306 Recklinghausen. – 92 S.; Krefeld.
- DARCY, H. (1856): Les Fontaines publiques de la ville de Dijon. – VII + 647 S.; Paris (Victor Dalmont).
- DWD (1999): Starkniederschlagshöhen für Deutschland KOSTRA. – Offenbach am Main (Selbstverlag des Deutschen Wetterdienstes).
- DEUTSCHER WETTERDIENST (2000): Digitale Daten des langjährigen Mittels von Niederschlag und potenzieller Verdunstung nach Turc in einem 1 km Raster.
- DITTRICH, I. & MÜNCH, A. (1999): Künstliche Niederschlagsversickerung und die Änderung der Grundwasserneubildung. – Wasser & Boden, 51(9): 11-15; Berlin.
- ELSBROEK, A. & KIES, R. (2000): Abschlußbericht zur Nachsorgeplanung für die Altablagerung Gleiwitzer Straße. – 14 S.; Bochum.
- EWERS, J. (1993): Gewässerschutzbericht (Stadt Recklinghausen). – 89 S.; Recklinghausen.
- GEIGER, W. F. & DREISEITL, H. (2001): Neue Wege für das Regenwasser: Handbuch zum Rückhalt und zur Versickerung von Regenwasser in Baugebieten. – 2. Auflage; München (Oldenbourg).
- GEIGER, W. F., CAESPERLEIN, G. & ZIMMER, U. (1999): Quantifizierung der Sicherheit bei der Bemessung von Versickerungsanlagen und Retentionsbauwerken. – Essen. – [unveröffentlichter Forschungsbericht des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft der Universität-GH Essen im Auftrag des Ministeriums für Umwelt, Raumordnung und Landwirtschaft des Landes NRW].
- GEIGER, W.F. & DIERKES, C. (1999): Stoffpfade bei verschiedenen Anlagen zur Regenwasserversickerung. – Zbl. Geol. Paläont., 1: 63-78.
- GEWÄSSERKUNDLICHE ANSTALTEN DES BUNDES UND DER LÄNDER [Hrsg.] (1971): Richtlinien für Abflußmessungen. – 5. Aufl., 40 S.; Koblenz (Scheid).
- GROTEHUSMANN, D., KHELIL, A., SIEKER, F. & UHL, M. (1992): Naturnahe Regenwasserentsorgung durch Mulden-Rigolen-Systeme. – Korrespondenz Abwasser, 5/92; Hennef.

- HAUDE, W. (1954): Zur praktischen Bestimmung der aktuellen und potentiellen Evaporation und Evapotranspiration. – Mitteilungen des Deutschen Wetterdienstes, **8**: 22 S.; Schweinfurt (Schweinfurter).
- HAZEN, A. (1893): Some physical properties of sand and gravels, with special reference to their use in filtration. – 24. annual report of the State Board of Health of Massachusetts: 541–556; Boston.
- HILDEN, H.D. mit Beiträgen von JANSEN, F. & SKUPIN, K. (1975): Hydrogeologische Karte von Nordrhein-Westfalen 1:100.000, Erläuterungen zu Blatt C4306 Recklinghausen. – 110 S.; Krefeld.
- HÖLTING, B. (1996): Einführung in die Allgemeine und Angewandte Hydrogeologie. – 431 S., 5. überarb. u. erw. Aufl.; Stuttgart (Enke).
- HOLZBECHER, E. (1997): Modellierung dynamischer Prozesse in der Hydrologie. – 211 S.; Berlin (Springer).
- HÜTTER, U. (1999): Qualitative Untersuchungen an Versickerungsanlagen, Beschaffenheit von Dachabflüssen, Reinigungsleistung der Bodenpassage. – In: RECHTSRHEINISCHE GAS- UND WASSERVERSORGUNG AG [Hrsg.]: RGW informiert: Regenwasserversickerung in Wasserschutzgebieten, Informationsveranstaltung im Dienstleistungszentrum Merheim, 19.5.1999: 43-59; Köln.
- HYDRUS_2D (1999): A MS Windows Program for Simulating Water Flow and Solute Transport in Two-Dimensional Variably Saturated Media with full-colour, high-resolution Graphics User Interface; Version 2.0, International Ground Water Modeling Center, Colorado School of Mines; Golden.
- KÖHLER, W., SCHACHTEL, G. & VOLESKE, P. (1984): Biometrie. – 252 S.; Berlin (Springer).
- KÖTTER, K. (1963): Erläuterung zur Hydrologischen Karte des Rheinisch-Westfälischen Steinkohlenbezirks, Blatt Marl-Hüls (Nr. 130), Maßstab: 1:10.000. – 86 S.; Bochum.
- KÜHLKAMP, N. (1993): Gewässerstudie zur Geschiebeführung im Silvertbach – Erläuterungsbericht – 41 S.; Marl.
- LEONHARDT & NENDZA, H. (1971): Beheizung des Freibades Mollbeck – Hydrogeologisches Gutachten und Auswertung des Pumpversuches. – 18 S., 7 Anl.; Essen. – [unveröffentl.]
- LOGAN, J. (1964): Estimating transmissibility from routine production test of water wells. – Groundwater, 2: 35-37, 2 Tab.; Columbus.
- MALLET, & PACQUANT, C. (1954): Erdbaudämme. – 345 S. ; Berlin (Technik).

- MEIßNER, E. (1997): Umgang mit Regenwasser. – ATV Fortbildungskurs für Wassergütwirtschaft, Abwasser- und Abfalltechnik, März 1997; Fulda.
- MEBER, J. (1997): Auswirkungen der Urbanisierung auf die Grundwasser-Neubildung im Ruhrgebiet unter besonderer Berücksichtigung der Castroper Hochfläche und des Stadtgebietes Herne. – DMT-Berichte aus Forschung und Entwicklung, **58**: 235 S.; Bochum.
- MÜLLER, O. (1998): Überlegungen zur Beweissicherung bei Grundwasserentnahmen. – Wasser & Boden, **50**(2): 34-36; Hamburg, Berlin.
- MÜLLER, W. (1982): Das Deckgebirge. – In: HAHNE, C. & SCHMIDT, R. [Hrsg.]: Die Geologie des Niederrheinisch-Westfälischen Steinkohlengebietes: 72-98; Essen.
- PENMAN, H.L. (1963): Vegetation and hydrology. – Technical communication of the Commonwealth Bureau of Soils, Harpenden **53**: 124 S., Commonwealth Agricultural Bureau; Farnham Royal, Bucks.
- RALENKÖTTER, J. (2000): Untersuchung zur geohydraulischen Durchlässigkeit eines Bodens in einem hochwassergefährdeten Bereich (Hochwasser 1998 in Buldern) - Vergleich von oberflächennahen In-situ-Feldmethoden zur Bestimmung des Infiltrationsvermögens. – XI+113 S., 52 Abb., 5 Tab.; Bielefeld. - [unveröffentl. Diplomarbeit des Geologisch-Paläontologischen Instituts]
- REMMLER, F. & SCHÖTTLER, U. (1995): Regenwasserversickerung - Wasserwirtschaftliche Verbesserung oder Verunreinigung von Boden und Grundwasser. – Z. dt. geol. Ges.: 122-130, Hannover.
- RW 18-1970: Recklinghäuser Wochenschau, Nr. 18-1970.
- RZ 20:05:1974: Recklinghäuser Zeitung vom 20.05.1974.
- SCHNEIDER, H. (1988): Die Wassererschließung. – 3. Aufl., 900 S.; Essen (Vulkan).
- SCHROEDER, M. & WYRWICH, D. (1990): Eine in Nordrhein-Westfalen angewendete Methode der flächendifferenzierten Ermittlung der Grundwasserneubildungsrate. – DGM, **34**: 12-16; Koblenz.
- SEELHEIM, F. (1880): Methoden zur Bestimmung der Durchlässigkeit des Bodens. – Z. anal. Chemie, **19**: 387-418; Wiesbaden (Kreidel).
- SIEKER, F. & HARMS, R.W. (1988): Entwässerungstechnische Versickerung von Regenwasserabflüssen. – ATV Dokumentation und Schriftreihe aus Wissenschaft und Praxis, **14**; Hennef.

STEIN, T.-M. & WOLFF, P. (1995): Klimabeobachtungen in Witzenhausen 1994 – Arbeiten und Berichte Nr. **40**, Technical Reports in Rural Engineering and Resource Management, Universität-GH Kassel; Kassel.

TRAUTMANN, W. (1972): Erläuterung zur Karte „Vegetation“ (Potentielle natürliche Vegetation) von Nordrhein-Westfalen, Maßstab: 1:500.000. – 29 S.; Hannover.

VAN GENUCHTEN, M.T. (1980): A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. – Soil. Sci. Soc. Am., **44**: 892-898.

Verwaltungsbericht 1934/35:

WEINERT, M., REMY, D. & LÖHNERT, E.P. (2000): Hydrogeologische Systemanalyse des Naturschutzgebietes „Heiliges Meer“ (Kreis Steinfurt, Nordrhein-Westfalen). – In: POTT, R. [Hrsg.]: Ökosystemanalyse des Naturschutzgebietes „Heiliges Meer“ (Kreis Steinfurt/Nordrhein-Westfalen) – Interaktionen zwischen Still- und Fließgewässern, Grundwasser und Vegetation sowie Landnutzung und Naturschutz. – Abh. Westf. Mus. Naturk., **62**(Beiheft): 41-172; Münster.

WINZIG, G. (1997): Untersuchung der Funktionsfähigkeit von dezentralen Regenwasserversickerungsanlagen unter besonderer Berücksichtigung des Bodenwasserhaushaltes. – Dissertation am Fachgebiet Bodenkunde der Universität-GH Essen; Essen.

ZIMMER, U. (1999): Einsatzmöglichkeiten und Grenzen von Modellrechnungen zur Beschreibung und Bewertung von Anlagen zur Retention und Versickerung von Regenwasser.- Essen. – [Dissertation am Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft der Universität GH-Essen]

12.2 Regelwerke

- ATV-DVWK (1999): Arbeitsblatt A 118: Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen. - GFA Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V.; Hennef.
- ATV-DVWK (2000): Arbeitsblatt A 138: Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser. – [Entwurf, ISBN 3-933707-19-6]
- Baugesetzbuch –BauGB vom 27. August 1997 (BGBl. I 1997 S. 2141; 2902; ber. 1998 S. 137).
- DIN 4022-1 (1987): Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Boden und Fels; Berlin (Beuth).
- DIN 4023 (1984): Baugrund- und Wasserbohrungen; Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse, Berlin (Beuth).
- DIN 4049-3 (1994): Hydrologie – Teil 3: Begriffe zur quantitativen Hydrologie; Berlin (Beuth).
- DIN 18123 (1996): Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Bestimmung der Korngrößenverteilung; Berlin (Beuth).
- DIN 18130-1 (1998): Baugrund – Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes – Teil 1: Laborversuche; Berlin (Beuth).
- DIN 18196 (1988): Erd- und Grundbau, Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke; Berlin (Beuth).
- DIN 19682-7 (1997): Bodenuntersuchungen im Landwirtschaftlichen Wasserbau - Felduntersuchungen – Teil 7: Bestimmung der Infiltrationsrate mit dem Doppelzylinder-Infiltrimeter; Berlin (Beuth).
- DIN ISO 3310-1 (1990): Analysensiebe – Technische Anforderungen und Prüfung – Teil 1: Analysensiebe mit Metalldrahtgewebe; Berlin (Beuth).
- DVWK (1996): Ermittlung der Verdunstung von Land- und Wasserflächen. – DVWK-Merkblätter 238/1996; Bonn.
- Landeswassergesetz – LWGNW, Wassergesetz für das Land Nordrhein-Westfalen vom 25. Juni 1995 (GVBl. NW. S. 384; GVBl. NW. 1995 S. 248).
- Wasserhaushaltsgesetz – WHG, Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushaltes vom 12. November 1996 (BGBl. I S. 1695; 1998 S. 832, 2455).

12.3 Karten

- Bodenkarte von Nordrhein-Westfalen 1:50.000, L4308 Recklinghausen (digital) (2000). – Geologisches Landesamt Nordrhein-Westfalen [Hrsg.].
- Deutsche Grundkarte 1: 5.000, Blatt 430913 Sinsen, Korthausen (1978). – Landesvermessungsamt Nordrhein-Westfalen [Hrsg.]: Düsseldorf.
- Deutsche Grundkarte 1: 5.000, Blatt 430914 Speckhorn (1978). – Landesvermessungsamt Nordrhein-Westfalen [Hrsg.]: Düsseldorf.
- Deutsche Grundkarte 1: 5.000, Blatt 430915 Oer (1978). – Landesvermessungsamt Nordrhein-Westfalen [Hrsg.]: Düsseldorf.
- Deutsche Grundkarte 1: 5.000, Blatt 430919 Recklinghausen-Beising (1982). – Landesvermessungsamt Nordrhein-Westfalen [Hrsg.]: Düsseldorf.
- Deutsche Grundkarte 1: 5.000, Blatt 430920 Recklinghausen-Börste (1984). – Landesvermessungsamt Nordrhein-Westfalen [Hrsg.]: Düsseldorf.
- Deutsche Grundkarte 1: 5.000, Blatt 430921 Alt-Oer (1993). – Landesvermessungsamt Nordrhein-Westfalen [Hrsg.]: Düsseldorf.
- Deutsche Grundkarte 1: 5.000, Blatt 430925 Recklinhausen-Hochlar (1993). – Landesvermessungsamt Nordrhein-Westfalen [Hrsg.]: Düsseldorf.
- Deutsche Grundkarte 1: 5.000, Blatt 430926 Recklinghausen (1993). – Landesvermessungsamt Nordrhein-Westfalen [Hrsg.]: Düsseldorf.
- Deutsche Grundkarte 1: 5.000, Blatt 430927 Recklinghausen-Hillen (1981). – Landesvermessungsamt Nordrhein-Westfalen [Hrsg.]: Düsseldorf.
- Flächennutzungsplan der Stadt Oer-Erkenschwick 1:10.000.
- Flächennutzungsplan der Stadt Recklinghausen 1:10.000.
- Geologische Karte des Ruhrkarbons 1:100.000 (1981). – Geologisches Landesamt Nordrhein-Westfalen [Hrsg.].
- Geologische Karte von Nordrhein-Westfalen 1:100.000, C4306 Recklinghausen (digital) (2000). – Geologisches Landesamt Nordrhein-Westfalen [Hrsg.].
- Geologische Karte von Preußen und benachbarten deutschen Ländern 1:25.000, Blatt 2431 Recklinghausen (1935).
- Hydrogeologische Karte von Nordrhein-Westfalen 1:100.000, Blatt C4306 Recklinghausen (1975). – Geologisches Landesamt Nordrhein-Westfalen.

Hydrologische Karte des Rheinisch-Westfälischen Steinkohlenbezirks, 1:10.000, Blatt Marl-Hüls (Nr. 130) (1963). – Westfälische Berggewerkschaftskasse zu Bochum [Hrsg.].

Hydrologische Karte des Rheinisch-Westfälischen Steinkohlenbezirks, 1:10.000, Blatt Blatt Sinsen (Nr. 131) (1966). – Westfälische Berggewerkschaftskasse zu Bochum [Hrsg.].

Hydrologische Karte des Rheinisch-Westfälischen Steinkohlenbezirks, 1:10.000, Blatt Scherlebeck (Nr. 150) (1966). - Westfälische Berggewerkschaftskasse zu Bochum [Hrsg.].

Hydrologische Karte des Rheinisch-Westfälischen Steinkohlenbezirks, 1:10.000, Blatt Recklinghausen (Nr. 151) (1974). - Westfälische Berggewerkschaftskasse zu Bochum [Hrsg.].

Luftbildkarte Ruhrgebiet, 1:10.000, Blatt 7620 Recklinghausen (1991, Bildflug 04.10.1989). – Kommunalverband Ruhrgebiet [Hrsg.]; Essen.

Luftbildkarte 1:25.000, Blatt 4309 Recklinghausen (1986). –

Digitale Luftbilder (Kommunalverband Ruhrgebiet, Befliegung Juni 1999).

Stadt Oer-Erkenschwick, Bebauungsplan Nr. 70 (Gebiet: Klein-Erkenschwicker-Straße-Nord / Brauckweg / Im Bruch) 1:500.

Stadt Oer-Erkenschwick, Bebauungsplan Nr. 71 (Gebiet: Haardstraße-Ost / Nelkenweg-Nord) 1:500.

Stadt Oer-Erkenschwick, Bebauungsplan Nr. 72 (Gebiet: Haardstraße-Ost / Nelkenweg-Süd) 1:500.

Stadt Oer-Erkenschwick, Bebauungsplan Nr. 77 (Gebiet: Haardstraße-Ost / Tulpenweg-Nord) 1:500.

Stadt Oer-Erkenschwick, Übersichtskarte zur verbindlichen Bauleitplanung (unmaßstäblich).

Stadt Recklinghausen, Bebauungsplan Nr. 39 – Teilplan 1– (Casiniusstraße) 1:1.000.

Stadt Recklinghausen, Bebauungsplan Nr. 19 – Teilplan 1 – (Helmholtzstraße) 1:1.000.

Stadt Recklinghausen, Bebauungsplan Nr. 195 (Josef-Wulff-Straße) 1:1.000.

Stadt Recklinghausen, Bebauungsplan Nr.79 (Händelstraße) 1:1.000.

Stadt Recklinghausen, Bebauungsplan Nr. 79 Blatt 1 (Händelstraße) 1:1.000.

Stadt Recklinghausen, Bebauungsplan Nr. 79 Blatt 2 (Händelstraße) 1:1.000.

Stadt Recklinghausen, Generalentwässerungsplan Speckhorn-Ost Übersichtsplan 1:5.000.

Stadt Recklinghausen, Entwässerungsplan Recklinghausen Ortsteil Speckhorn-West Lageplan 1:2.500.

Stadt Recklinghausen, Generalentwässerungsplan Speckhorn Ost Einzugsgebiet 1:2.500.

Stadt Recklinghausen, Regenwasserableitung am südlichen Rand der Wohnbebauung Speckhorn-Ost Lageplan und Kanallängsschnitt „Flutstr. / Reiffstr.“ 1:500 und 1:1.000.

Stadt Recklinghausen, Satzung vom 8.11.1990 zur Festlegung eines bebauten Gebietes im Außenbereich als im Zusammenhang bebauter Ortsteil-Speckhorn-Ost – Kühlstraße – gemäß § 34 Abs. 4 Baugesetzbuch 1:1.000.

Stadt Recklinghausen, Satzung vom 8.11.1990 zur Festlegung eines bebauten Bereiches im Außenbereich als im Zusammenhang bebauter Ortsteil-Speckhorn-Ost – Flutstraße – gemäß § 34 Abs. 4 Baugesetzbuch 1:1. 000

Stadt Recklinghausen, Satzung vom 23.5.1989 zur Festlegung eines bebauten Bereiches im Außenbereich als im Zusammenhang bebauter Ortsteil-Speckhorn-West gemäß § 34 Abs. 4 Baugesetzbuch 1:1.000.

Topographische Karte 1:25.000, Blatt Recklinghausen (1894). – Königl. Preuss. Landes-Aufnahme.

Topographische Karte 1:25.000, Blatt Recklinghausen (1920). – Königl. Preuss. Landes-Aufnahme.

Topographische Karte 1:25.000, Blatt Recklinghausen (1927). – Königl. Preuss. Landes-Aufnahme.

Topographische Karte 1:25.000, Blatt 4309 Recklinghausen (1953). – Landesvermessungsamt NRW [Hrsg.]: Düsseldorf.

Topographische Karte 1:25.000, Blatt 4309 Recklinghausen (1965). – Landesvermessungsamt NRW [Hrsg.]: Düsseldorf.

Topographische Karte 1:25.000, Blatt 4309 Recklinghausen (1989). – Landesvermessungsamt NRW [Hrsg.]: Düsseldorf.

Topographische Karte 1:50.000, Blatt L4308 Recklinghausen (1990). – Landesvermessungsamt NRW [Hrsg.]: Düsseldorf.

13 Veröffentlichungen und Vorträge zur Pilotstudie

Im Rahmen der vorliegenden Pilotstudie wurden folgende Veröffentlichungen und Vorträge publiziert:

Veröffentlichungen:

COLDEWEY, W.G., DIERKES, C., GEIGER, W.F., GÖBEL, P. & KORIES, H. (2001): Einfluss der Niederschlagsversickerung auf den Wasserhaushalt einer Stadt. – Regenwassernutzung und -bewirtschaftung im internationalen Kontext, Internationale Regenwassertage 2001, Schriftenreihe fbr, **8**: 173-178; Darmstadt.

COLDEWEY, W.G., GÖBEL, P., GEIGER, W.F., DIERKES, C. & KORIES, H. (2001): Effects of stormwater infiltration on the water balance of a city. – In: SEILER, K.P. & WOHNLICH, S. [eds.]: New Approaches Characterizing Groundwater Flow, Proceedings of the XXXI. International Association of Hydrogeologists Congress, München, 10.-14. September 2001: 701-702; Lisse (Balkema).

Vorträge:

11.09.2001 “Effects of stormwater infiltration on the water budget of an urban area”, New Approaches to Characterizing Groundwater Flow, XXXI. IAH Congress; München.

12.09.2001 „Einfluss der Niederschlagsversickerung auf den Wasserhaushalt einer Stadt“, Internationale Regenwassertage 2001; Mannheim.

08.11.2001 „Wasserhaushaltsbilanzierungen in NRW - Probleme und Lösungen“, Forum nachhaltige Grundwasserbewirtschaftung in NRW; Bochum.

Münster, den

Essen, den

(Prof. Dr. W. G. Coldewey)

(Prof. Dr.-Ing. W.F. Geiger)

Anhang

Anhangsverzeichnis

Anhang 1: Das Untersuchungsgebiet.

- Anhang 1.01: Lage des Untersuchungsgebietes.
- Anhang 1.02: Digitale Geologische Karte (Ausschnitt des Blattes C 4306 Recklinghausen).
- Anhang 1.03: Erläuterungen zur Digitalen Geologischen Karte.
- Anhang 1.04: Archivpunkte der Hydrologischen Karte des Rheinisch-Westfälischen Steinkohlenbezirks.
- Anhang 1.05: Digitale Bodenkarte (Ausschnitt des Blattes L 4308 Recklinghausen).
- Anhang 1.06: Erläuterungen zur Digitalen Bodenkarte.
- Anhang 1.07: Topografie auf der Grundlage des digitalen Geländemodells.
- Anhang 1.08: Altlast- und Altlastverdachtsflächen.
- Anhang 1.09: Vorhandene bebaute Flächen.

Anhang 2: Grundwassersituation.

- Anhang 2.01: Lage der Grundwassermessstellen.
- Anhang 2.02: Basisdaten der Grundwassermessstellen.
- Anhang 2.03: Lage der Grundwasserentnahmebrunnen.
- Anhang 2.04: Wasserstände der Grundwassermessstellen.
 - (a) Monatliche Messungen der Wasserstände der Grundwassermessstellen.
 - (b) Tägliche Messungen der Wasserstände der Grundwassermessstellen.
 - (c) Stündliche Messungen der Wasserstände der Grundwassermessstellen.
- Anhang 2.05: Schichtenverzeichnisse der errichteten Grundwassermessstellen.
 - (a) Schichtenverzeichnis der M1.
 - (b) Schichtenverzeichnis der RKS3.
 - (c) Schichtenverzeichnis der RKS4.

Anhang 3: Oberirdische Gewässer.

- Anhang 3.01: Lage der oberirdischen Gewässer zuzüglich Pegel, Dränagen und drärierter Flächen.
- Anhang 3.02: Basisdaten der Pegel der oberirdischen Gewässer.
- Anhang 3.03: Vermessungspunkte der oberirdischen Gewässer.

Anhang 3.04: Ergebnisse der Gewässervermessung.

Anhang 3.05: Wasserstände der oberirdischen Gewässer.

- (a) Monatliche Messungen der Wasserstände der oberirdischen Gewässer.
- (b) Tägliche Messungen der Wasserstände der oberirdischen Gewässer.
- (c) Stündliche Messungen der Wasserstände der oberirdischen Gewässer.

Anhang 3.06: Ergebnisse der Abflussmessungen.

Anhang 3.07: Lage der hydrogeologischen Profilschnitte.

Anhang 3.08: Hydrogeologische Profilschnitte.

- (a) : Hydrogeologischer Profilschnitt 1.
- (b) : Hydrogeologischer Profilschnitt 2.
- (c) : Hydrogeologischer Profilschnitt 3.
- (d) : Hydrogeologischer Profilschnitt 4.
- (e) : Hydrogeologischer Profilschnitt 5.
- (f) : Hydrogeologischer Profilschnitt 6.
- (g) : Hydrogeologischer Profilschnitt 7.
- (h) : Hydrogeologischer Profilschnitt 8.
- (i) : Hydrogeologischer Profilschnitt 9.
- (j) : Hydrogeologischer Profilschnitt 10.
- (k) : Hydrogeologischer Profilschnitt 11.
- (l) : Hydrogeologischer Profilschnitt 12.
- (m) : Hydrogeologischer Profilschnitt 13.
- (n) : Hydrogeologischer Profilschnitt 14.
- (o) : Hydrogeologischer Profilschnitt 15.
- (p) : Hydrogeologischer Profilschnitt 16.
- (q) : Hydrogeologischer Profilschnitt 17.
- (r) : Hydrogeologischer Profilschnitt 18.

Anhang 3.09: Korngrößenverteilung der Bachsedimente.

- (a) : Korngrößenverteilung der Bachsedimente S 4.
- (b) : Korngrößenverteilung der Bachsedimente S 5.
- (c) : Korngrößenverteilung der Bachsedimente S 8.
- (d) : Korngrößenverteilung der Bachsedimente S 9.
- (e) : Korngrößenverteilung der Bachsedimente S 10+11_1.

- (f) : Korngrößenverteilung der Bachsedimente S 10+11_2.
- (g) : Korngrößenverteilung der Bachsedimente S 12_1.
- (h) : Korngrößenverteilung der Bachsedimente S 13_1.
- (i) : Korngrößenverteilung der Bachsedimente S 13_2.
- (j) : Korngrößenverteilung der Bachsedimente S 14_1.
- (k) : Korngrößenverteilung der Bachsedimente S 15_1.
- (l) : Korngrößenverteilung der Bachsedimente S 19.
- (m) : Korngrößenverteilung der Bachsedimente S 20.
- (n) : Korngrößenverteilung der Bachsedimente Mollbeck-Teich 1.
- (o) : Korngrößenverteilung der Bachsedimente Mühlenbach (Mühlenstraße).

Anhang 4: Durchlässigkeit des Untergrundes.

Anhang 4.01: Standorte der Bodenentnahmen und der durchgeführten Versickerungsversuche.

Anhang 4.02: Dokumentation der Durchführung der Versickerungsversuche mittels Doppelringinfiltrrometer.

Anhang 4.03: Infiltrationsvermögen aus Doppelringinfiltrrometer-Versuchen.

Anhang 4.04: Musterdatenblätter.

- (a) Doppelringinfiltrrometer – stationäres Druckgefälle.
- (b) Doppelringinfiltrrometer – instationäres Druckgefälle.

Anhang 4.05: Ergebnisse der Korngrößenverteilung.

- (a) : Korngrößenverteilung der Bodenprobe Recklinghausen Speckhorn 1.
- (b) : Korngrößenverteilung der Bodenprobe Recklinghausen Speckhorn 2.
- (c) : Korngrößenverteilung der Bodenprobe Recklinghausen Speckhorn 3.
- (d) : Korngrößenverteilung der Bodenprobe Recklinghausen Speckhorn 4.
- (e) : Korngrößenverteilung der Bodenprobe Recklinghausen Speckhorn 5.
- (f) : Korngrößenverteilung der Bodenprobe Recklinghausen Speckhorn 6.
- (g) : Korngrößenverteilung der Bodenprobe Recklinghausen Speckhorn 7.
- (h) : Korngrößenverteilung der Bodenprobe Recklinghausen Speckhorn 8.
- (i) : Korngrößenverteilung der Bodenprobe Recklinghausen Speckhorn 9.
- (j) : Korngrößenverteilung der Bodenprobe Recklinghausen Speckhorn 10.
- (k) : Korngrößenverteilung der Bodenprobe Recklinghausen Speckhorn 11.

Anhang 5: Konzept der Simulationsvarianten.

Anhang 5.01: Lage der Bebauungsgebiete.

Anhang 6: Wasserhaushaltsbilanz.

Anhang 6.01: Nutzbare Feldkapazität.

Anhang 6.02: Flurabstände: Ausgangszustand (2001), zuzüglich oberirdische Gewässer, Dränagen und dränierte Flächen.

Anhang 6.03: Flächennutzung mit Ergebnissen der Versiegelungskartierung.

Anhang 6.04: Übersichtskarte zur Versiegelungskartierung.

Anhang 6.05: Ergebnisse der Versiegelungskartierung.

- (a) : Versiegelungskartierung – 1 Gasthaus.
- (b) : Versiegelungskartierung – 2 Speckhorn.
- (c) : Versiegelungskartierung – 3 Gärtnerei.
- (d) : Versiegelungskartierung – 4 große Grundstücke.
- (e) : Versiegelungskartierung – 5 Kirche Speckhorn.
- (f) : Versiegelungskartierung – 6 Börste.
- (g) : Versiegelungskartierung – 7 Fabrikgelände.
- (h) : Versiegelungskartierung – 8 Freibad Mollbeck.
- (i) : Versiegelungskartierung – 9 Kleingartenanlage.
- (j) : Versiegelungskartierung – 10 Friedhof.
- (k) : Versiegelungskartierung – 11 Sportanlage.
- (l) : Versiegelungskartierung – 12 kleine Grundstücke.
- (m) : Versiegelungskartierung – 13 Altenheim.
- (n) : Versiegelungskartierung – 14 Gesamtschule.
- (o) : Versiegelungskartierung – 15 Zeilenhausbebauung.

Anhang 6.06: Abkürzungserläuterung zur Versiegelungskartierung.

Anhang 6.07: Hangneigung.

Anhang 6.08: Verdunstung: Ausgangszustand (2001).

Anhang 6.09: Direktabfluss: Ausgangszustand (2001).

Anhang 6.10: Grundwasserneubildung: Ausgangszustand (2001).

Anhang 6.11: Grundwasserneubildungsszenarien.

- (a) : Grundwasserneubildung: Variante 1.

- (b) : Grundwasserneubildung: Variante 2.
- (c) : Grundwasserneubildung: Variante 3.
- (d) : Grundwasserneubildung: Variante 4.
- (e) : Grundwasserneubildung: Variante 6.
- (f) : Grundwasserneubildung: Variante 7.

Anhang 6.12: Grundwasserneubildungsdifferenzen: Ausgangszustand (2001)-Variante 4.

Anhang 7: Versickerungsanlagen.

Anhang 7.01: Modellnetze der Versickerungsanlagen.

- (a) Modellnetz der Muldenversickerung.
- (b) Modellnetz der Rigolenversickerung.

Anhang 7.02: Vergleich der Bodenwassergehalte bei den zwei Versickerungsarten.

Anhang 8: Stationäre Grundwassermodellierung.

Anhang 8.01: Finite-Elemente-Netz und Randbedingungen im Kalibrierzustand.

Anhang 8.02: Kalibrierung.

Anhang 8.03: Durchlässigkeitsbeiwerte.

Anhang 8.04: Flurabstände: Ausgangszustand (2001).

Anhang 8.05: Ergebnisse der Variante 1.

- (a) : Grundwasserstandsdifferenzen: Ausgangszustand (2001) - Variante 1.
- (b) : Flurabstände: Variante 1.

Anhang 8.06: Ergebnisse der Variante 2.

- (a) : Grundwasserstandsdifferenzen: Ausgangszustand (2001) - Variante 2.
- (b) : Flurabstände: Variante 2.

Anhang 8.07: Ergebnisse der Variante 3.

- (a) : Grundwasserstandsdifferenzen: Ausgangszustand (2001) - Variante 3.
- (b) : Flurabstände: Variante 3.

Anhang 8.08: Ergebnisse der Variante 4.

- (a) : Grundwasserstandsdifferenzen: Ausgangszustand (2001) - Variante 4.
- (b) : Flurabstände: Variante 4.

Anhang 8.09: Ergebnisse der Variante 5a.

(a) : Grundwasserstandsdifferenzen: Ausgangszustand (2001) - Variante 5a.

(b) : Flurabstände: Variante 5a.

Anhang 8.10: Ergebnisse der Variante 5b.

(a) : Grundwasserstandsdifferenzen: Ausgangszustand (2001) - Variante 5b.

(b) : Flurabstände: Variante 5b.

Anhang 8.11: Ergebnisse der Variante 6a.

(a) : Flurabstände, Ausgangszustand (1997): Variante 6a.

(b) : Grundwassergleichen, Ausgangszustand (1997): Variante 6a.

Anhang 8.12: Ergebnisse der Variante 6b.

(a) : Grundwasserstandsdifferenzen: Ausgangszustand (1997) - Variante 6b.

(b) : Flurabstände: Variante 6b.

Anhang 8.13: Ergebnisse der Variante 7a.

(a) : Flurabstände, Ausgangszustand (1998): Variante 7a.

(b) : Grundwassergleichen, Ausgangszustand (1998): Variante 7a.

Anhang 8.14: Ergebnisse der Variante 7b.

(a) : Grundwasserstandsdifferenzen: Ausgangszustand (1998) - Variante 7b.

(b) : Flurabstände: Variante 7b.

Anhang 9: Instationäre Grundwassermodellierung.

Anhang 9.01: Grundwasserganglinienvergleich: gemessen-berechnet.

Anhang 9.02: Grundwasserstandsdifferenzen: Hydrologisches Winterhalbjahr (2001) - niederschlagsreicher Zeitraum.

Anhang 9.03: Grundwasserganglinienvergleich: Mittleres Hydrologisches Winterhalbjahr – Hydrologisches Winterhalbjahr mit extrem hohen Niederschlägen.