

**I H W**

---

**EXPERIMENTELLE ERFASSUNG  
UND MODELLIERUNG DER  
INFILTRATION STÄRKERER  
NIEDERSCHLÄGE UNTER  
REALEN FELDBEDINGUNGEN**

**Gerd Roland Schiffler**

**Karlsruhe 1992**

**Heft 40**

---

**INSTITUT FÜR HYDROLOGIE UND WASSERWIRTSCHAFT  
UNIVERSITÄT KARLSRUHE (TH)**

Dissertation genehmigt von der Fakultät  
für Bauingenieur- und Vermessungswesen  
der Universität Karlsruhe (TH)



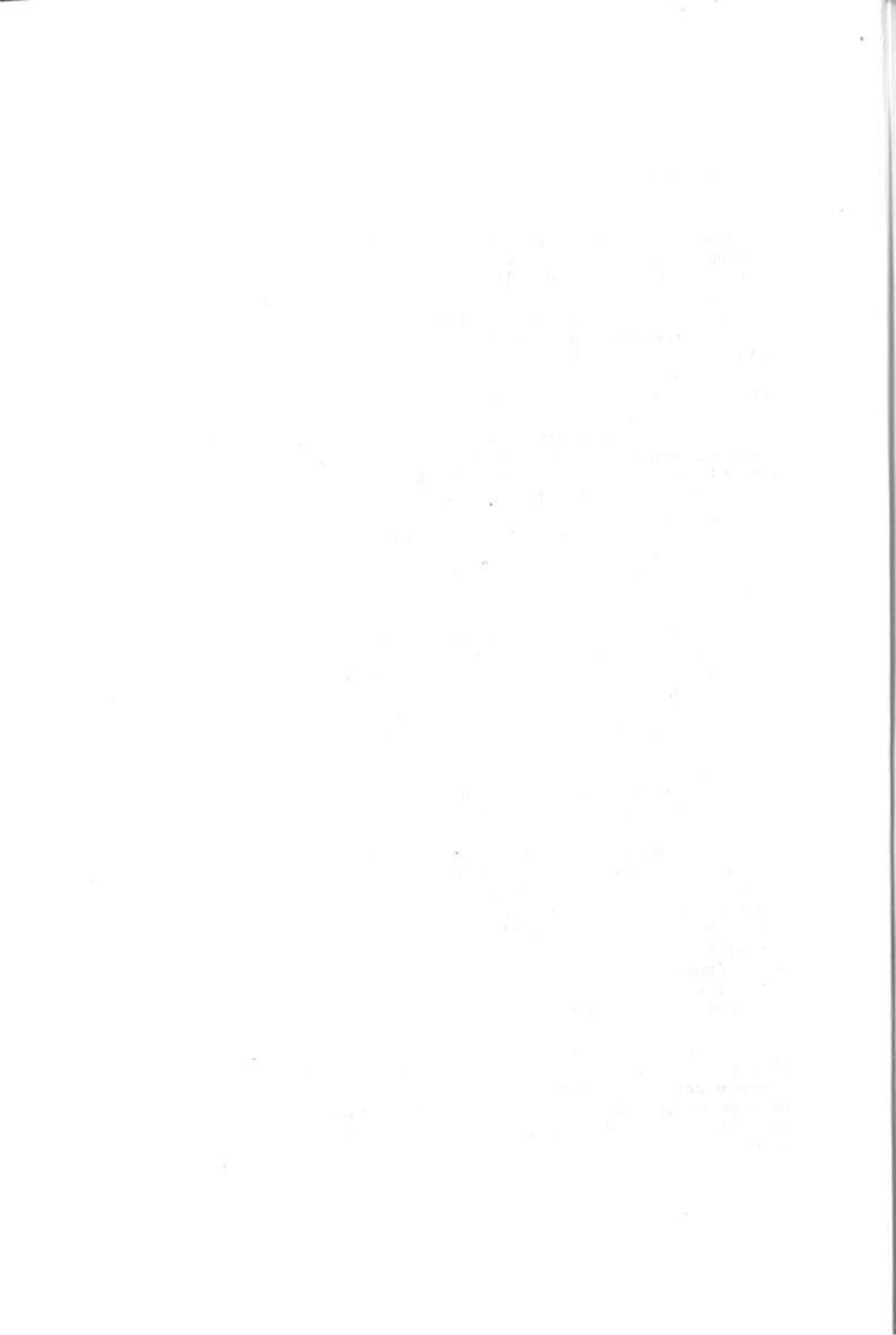
## VORWORT

Die Hydrologie hat in den letzten Jahrzehnten große Fortschritte gemacht. Wir sind heute in der Lage, die meisten traditionellen Aufgaben der Wassermengenwirtschaft mit guten Modellen zu lösen. So haben wir z.B. Modelle für die Berechnung extremer Hochwässer entwickelt, sodaß in den meisten Regionen unseres Landes mit guter Genauigkeit Schutzmaßnahmen geplant werden können, die eine gleichmäßige Sicherheit gegen extreme Hochwässer gewährleisten. Neue Aufgaben der Hydrologie sind jedoch in den letzten Jahrzehnten durch die Probleme des Umweltschutzes entstanden: vordringlich durch die Notwendigkeit, den Transport von Schadstoffen im oberflächigen und im Grundwasser berechenbar zu machen, um geeignete Schutz- und Sanierungsmaßnahmen planen zu können, aber auch durch das Bedürfnis nach besseren Grundlagen für ökologische Maßnahmen, die durch den Wasserhaushalt eines Gewässers und durch den Bodenwasserhaushalt maßgeblich beeinflußt werden. Hierbei spielt der Starkniederschlag und der durch ihn verursachte Abfluß eine Rolle, aber nicht die entscheidende: vielmehr muß der Niederschlag- Abflußprozess räumlich differenziert und als instationärer Langzeitprozess berechnet werden. Eine Schlüsselrolle bei diesen Vorgängen spielt die Versickerungsrate, da sie die Trennung des Niederschlags in die verschiedenen Arten des Abflusses und den Transport von der Oberfläche in den Untergrund bewirkt.

Die Versickerungsrate ist in der angewandten Hydrologie, im Gegensatz zur Bodenkunde, ein vernachlässigter Teilprozess des Wasserkreislaufes gewesen, weil z.B. bei Hochwasseruntersuchungen die Gesamtverlustrate ohne große Konsequenzen pauschaliert und in einfachen Abflußbeiwertmodellen zusammengefaßt werden konnte. Daher entsteht durch die neuen Aufgaben ein großer Forschungsbedarf: es muß die bisher örtlich für kleine Flächen untersuchte Infiltrationsrate in ihrer räumlichen Variabilität erfaßt und durch geeignete Aggregierungsmodelle für ganze Einzugsgebiete quantifiziert werden. Dabei zeigt es sich, daß die im Labor gewonnenen Erkenntnisse über den Wassertransport in der ungesättigten Zone nur sehr mit Einschränkungen auf den gewachsenen natürlichen Boden übertragen werden können, sodaß umfangreiche Feldversuche erforderlich sind, um die Versickerungsrate unter natürlichen Bedingungen in ihrer zeitlichen und räumlichen Verteilung zu messen und zu beschreiben. Daher wurde am Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft ein Programm initiiert, das die Erfassung und Berechnung der raum - zeitlichen Verteilung der Wasserverluste - Verdunstung und Infiltration - als Funktion des Bodenwasserhaushalts ganzer Einzugsgebiete zum Ziel hat. Hierzu legt Herr Dr.-Ing. Schiffler die erste Arbeit vor, die in ihrer Konzeption und durch ihre Ergebnisse Maßstäbe setzt für die zukünftige Arbeit, die, wie Dr. Schiffler zeigt, eine Kombination von Feldversuchen und theoretischer Modellierung sein muß.

Wir sind dankbar dafür, daß das Land Baden - Württemberg diese Studie über das PWAB-Programm gefördert hat. Es wurde uns hierdurch ermöglicht, Forschungen in einem wichtigen Teilgebiet der Hydrologie zu beginnen, das die wichtigsten offenen Fragen für das Verständnis des regionalen Wasserkreislaufes berührt. Daß dabei neue Einsichten gewonnen werden können, wird in dieser Arbeit gezeigt.

E.J.Plate



# I N H A L T

	Seite
<b>1. EINLEITUNG</b>	<b>1</b>
1.1 Problemstellung	1
1.2 Zielsetzung	2
1.3 Vorgehensweise	3
<b>2. EINFLUSSFAKTOREN FÜR DIE INFILTRATION STÄRKERER NIEDERSCHLÄGE - ANFORDERUNGEN AN MESSVERFAHREN UND AN INFILTRATIONSMODELLE</b>	<b>4</b>
<b>2.1 Definition und Bedeutung der Infiltration</b>	<b>4</b>
2.1.1 Wasserbilanz an der Grenzfläche Atmosphäre/Boden	4
2.1.2 Die Infiltration im natürlichen Niederschlag-Abfluß-Geschehen	5
2.1.3 Bedeutung deterministischer Infiltrationsmodelle	6
2.1.4 Nutzung gezielter Infiltrationsversuche	7
<b>2.2 Einflußfaktoren für Infiltration und Wasserbewegung im Boden</b>	<b>10</b>
2.2.1 Idealer Boden mit reiner Mikrostruktur	10
2.2.1.1 Kennlinien für die Bodenwasserbewegung	10
2.2.1.2 Bilanzgleichungen	17
2.2.1.3 Infiltrationsprozeß	18
2.2.1.4 Wichtigste Faktoren	20
2.2.2 Natürlicher Boden	20
2.2.2.1 Makroporen und Gefügehohlräume	21
2.2.2.2 Vegetation	26
2.2.2.3 Kinetische Energie des Regens	26
2.2.2.4 Verschlämmung und Verkrustung	27
2.2.2.5 Bodenfauna	29
2.2.2.6 Schichtung des Bodens	29
2.2.2.7 Räumliche Variabilität bodenphysikalischer Eigenschaften	30
<b>2.3 Anforderungen an Infiltrationsexperimente</b>	<b>34</b>
2.3.1 Arten der kleinmaßstäblichen Infiltrationsmessung	34
2.3.1.1 Infiltrationsmessung mit Überstau	34

2.3.1.2	Infiltrationsmessung mit Berechnung	36
2.3.2	Anforderungen an das Infiltrationsexperiment mit Berechnung	37
2.4	Anforderungen an die Modellierung der Infiltration	38
2.4.1	Im Maßstab des Infiltrationsexperiments (Elementmodell)	38
2.4.2	Im größeren Maßstab (Flächenmodell)	39
3.	VORSTELLUNG DES ENTWICKELTEN INFILTRATIONSMESSVERFAHRENS, DER DURCHFÜHRTEN FELDVERSUCHE UND DER MESSERGEBNISSE	40
3.1	Vorbemerkungen	40
3.2	Versuchseinrichtungen und Meßgeräte	41
3.2.1	Sprinkler-Infiltrometer	41
3.2.1.1	Erzeugung des Niederschlags	41
3.2.1.2	Messung der Oberflächenabflußbildung	45
3.2.1.2	Automatische Erfassung der Regen- und Abflußdaten	48
3.2.2.	Messung des Feuchtezustands im Boden	50
3.2.2.2	Bodenfeuchtemessung mit "Time-Domain-Reflectometry"	51
3.2.2.2	Wasserspannungsmessung mit Einstichtensiometer	51
3.3	Infiltrationsmeßstreifen im Versuchsgelände am "Saugraben"	58
3.3.1	Allgemeine Beschreibung	58
3.3.1.1	Geographische Lage	58
3.3.1.2	Boden- und Deckschichtverhältnisse	58
3.3.1.3	Kennwerte des Bodenwasserhaushalts	58
3.3.2	Eigene Voruntersuchungen für den Oberboden	58
3.3.2.1	Korngrößenanalysen, Bodenarten	58
3.3.2.2	Schätzung der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit und des wirksamen Porenvolumens aus der Bodenart	61
3.3.2.3	Schätzung von pF-Kurven	61
3.3.2.4	Schätzung der ungesättigten hydraulischen Leitfähigkeit	68
3.3.2.5	pF-Kurven aus Labor- und Felddaten	68
3.3.2.6	gesättigte Leitfähigkeiten aus Bodenproben	72

3.3.2.7	Endinfiltrationsraten mit Doppelringinfiltrrometer	73
3.4	Infiltrationsmessungen mit Sprinkler-Infiltrrometer	78
3.4.1	Versuchsvarianten	78
3.4.2	Durchführung und Beispiele für Meßergebnisse	78
3.4.2.1	A: Hohe Intensität, Messung der Oberflächenabflußbildung	78
3.4.2.2	B: Niedrige Intensität, Messung der Bodenfeuchteänderung	80
3.4.3	Dokumentation der Meßergebnisse	85
3.5	Modellunabhängige Bewertung der Sprinkler-Meßergebnisse	85
3.5.1	Sprinkler-Endraten $K_e$ und gesättigte Leitfähigkeit	86
3.5.1.1	$K_f$ aus Bodenproben	86
3.5.1.2	$K_s$ aus Schätzung	86
3.5.2	Sprinkler-Endraten $K_e$ und Doppelring-Endinfiltrationsraten	87
4.	MATHEMATISCHE MODELLE ZUR SIMULATION DER INFILTRATION - AUSWERTUNG DER INFILTRATIONSVERSUCHE MIT PUNKTMODELLEN	89
4.1	Vorbemerkungen	89
4.2	Numerische Lösung der vertikal-eindimensionalen Richardsgleichung	90
4.2.1	Beziehung zwischen realem System und diskretem Modell	90
4.2.2	Zeitliche Diskretisierung	91
4.2.3	Berechnung der Koeffizienten als Funktion der Zeit	92
4.2.4	Räumliche Diskretisierung	94
4.2.5	Die kombinierte räumliche und zeitliche Diskretisierung	97
4.2.6	Randbedingungen oben	98
4.2.7	Randbedingungen unten	102
4.2.8	Das direkte Lösungsverfahren für den linearisierten Ansatz	104
4.2.9	Ein iterativer Newton-Algorithmus	105

4.2.10	Mathematische Formulierung der Bodenkennlinien	108
4.2.11	Mathematische Beschreibung der Hysterese	108
4.2.12	Berechnungsbeispiele	112
4.2.13	Diskussion im Hinblick auf die Anforderungen	118
4.3	Hydrologische Infiltrationsmodelle	118
4.3.1	Klassische Infiltrationsmodelle	119
4.3.1.1	Green und Ampt (1911)	119
4.3.1.2	Kostiakov (1932)	120
4.3.1.3	Horton (1939)	121
4.3.1.4	Philip (1957)	121
4.3.1.5	Holtan (1961)	122
4.3.1.6	Diskussion der klassischen Infiltrationsmodelle	122
4.3.2	Modifikationen der Green-Ampt-Gleichung	124
4.3.2.1	Abminderung von $K_s$ infolge Bodenlufteinfluß	124
4.3.2.2	Berechnung der effektiven Saugspannung	125
4.3.2.3	Berechnung der Sättigungszeit nach Siegert (1978)	127
4.3.2.4	Die integrierte Form der Green-Ampt-Gleichung	129
4.3.2.5	Sättigungszeit bei zeitvariablen Niederschlägen nach Morel-Seytoux (1981)	130
4.3.2.6	Zeitvariable Niederschläge und explizite Form der Green-Ampt-Gleichung nach Peschke (1985)	131
4.3.2.7	Geschichtetes Bodenprofil nach Peschke (1987)	133
4.3.3	Modifikationen der Horton-Gleichung	134
4.3.3.1	Theile (1971), Van der Molen (1986)	134
4.3.3.2	Neumann (1976)	135
4.3.4	Modifikationen der Philip-Gleichung	136
4.3.4.1	Morel-Seytoux (1981)	136
4.3.4.2	Bork (1980)	137
4.3.5	Sonstige Modelle	139
4.3.5.1	Smith (1983)	139
4.3.5.2	Dagan und Bresler (1983)	140
4.3.6	Ansätze für Variabilität von $K_s$ und Makroporeninfiltration	140
4.3.6.1	Variabilität von $K_s$ infolge Vegetation (Siegert, 1978)	140

4.3.6.2	Makroporeninfiltration nach Worreschk (1985)	142
4.4	Eigene Modifikationen der Grundidee von Green und Ampt und Parameterschätzung aus den Infiltrationsversuchen	145
4.4.1	Mehr-Schichten-Modell für gesättigte Infiltration	146
4.4.1.1	Parametrisierung der effektiven Saugspannung	146
4.4.1.2	Gesättigte Infiltration durch mehrere Bodenschichten	147
4.4.1.3	Anwendung auf Infiltrationsversuche nach Variante A	150
4.4.2	Mehr-Schichten-Modell für gesättigte und ungesättigte Infiltration (SUMKIM)	152
4.4.2.1	Konzept und Berechnungsablauf	152
4.4.2.2	Diskretisierung	156
4.4.2.3	Programmbeschreibung	157
4.4.2.4	Vorgehensweise bei der Parameterschätzung, Zielfunktionen und Koppelung mit dem Optimierungsprogramm GRG2	157
4.4.2.5	Ergebnisse der Parameterschätzung aus Infiltrationsversuchen nach Variante B (Versuche ohne $q_s$ )	163
4.4.2.6	Ergebnisse der Parameterschätzung aus Infiltrationsversuchen nach Variante A (Versuche mit $q_s$ )	171
4.4.2.7	Vergleich von Variante A und B	168
5.	ANALYSE DER PARAMETER AUS INFILTRATIONSVERSUCHEN	176
5.1	Abhängigkeit von Ereignisgrößen	176
5.1.1	Anfangswassergehalt	176
5.1.2	Niederschlagsintensität	181
5.2	Variabilität und räumliche Struktur mittlerer lokaler Parameter	181
5.2.1	Formparameter der Bodenkennlinien	181
5.2.2	Wassergehalt bei Sättigung und residualer Wassergehalt	186
5.2.3	gesättigte hydraulische Leitfähigkeit	187
5.3	Mittleres Infiltrationsverhalten der Versuchsfläche	188
5.3.1	Modell mit mittleren Parametern	189

5.3.2	Simulation der mittleren Infiltration auf der Versuchsfläche	189
6.	REGIONALISIERUNG DER INFILTRATION - DISKUSSION UND AUSBLICK	195
6.1	Homogenisierung kleinmaßstäblicher (punktueLLer) Modellierung	195
6.2	Effektive Infiltrationsmodellierung im größeren Maßstab	199
7.	ZUSAMMENFASSUNG	201
8.	LITERATURVERZEICHNIS	205
9.	SYMBOLVERZEICHNIS	207

ANLAGEN sind in einem gesonderten Anlagenband zu finden, der am Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft der Universität Karlsruhe eingesehen bzw. angefordert werden kann.



## 1. EINLEITUNG

### 1.1 Problemstellung

An der Bodenoberfläche immittierte Stoffe werden durch die Infiltration von Niederschlagswasser in den Boden eingetragen. Überschreitet die Niederschlagsintensität die Infiltrationsrate, so entsteht auf geneigten Flächen ein Oberflächentransport von Wasser (Oberflächenabfluß) und anderen Stoffen (z.B. Erosion, Transport gelöster Stoffe). In Einzugsgebieten verursacht die bei stärkeren Niederschlagsereignissen auftretende Oberflächenabflußbildung zusammen mit dem Zwischenabfluß den Direktabflußanteil in einem Vorfluter. Die Infiltration bewirkt die Erhöhung der Bodenfeuchte, den Zwischenabfluß und den Zufluß zum Grundwasser, das selbst durch den Grundwasserabstrom zur Erhöhung des Abflusses im Vorfluter beitragen kann.

Für die hydrologische Modellierung von Abfluß und Stofftransport im klein-mesoskaligen Bereich (1 ha bis 100 km<sup>2</sup>, nach Becker, 1986) infolge stärkerer Niederschlagsereignisse sind das Infiltrationsmodell und dessen Parameter von zentraler Bedeutung. Tatsächliche Infiltrationsraten bei stärkeren Niederschlägen unterliegen einer hohen räumlichen und zeitlichen Variabilität, weil sie von vielen Einflußfaktoren abhängen und diese selbst räumlich und zeitlich variieren.

Die Bestimmung von Parametern und Zustandsgrößen für Infiltrations- und Bodenwassermodelle geschieht i.d.R. punkttartig oder auf kleinen Flächen im Gelände (Laboranalysen anhand von Bodenproben, Bodenfeuchtemessungen, Saugspannungsmessungen, Infiltrationsversuche usw.). Sind solche Messungen nicht möglich, ist man auf Verfahren (sog. Pedotransferfunktionen) angewiesen, die es erlauben, von verfügbaren Bodenkenngrößen (z.B. bodenkundliche Karten) auf Modellparameter zu schließen. Aufgrund der vielen Einflußfaktoren und unzureichender Kenntnisse über die tatsächlichen Prozesse ist diese Regionalisierungsaufgabe gerade für die Infiltration bei stärkeren Niederschlägen mit enormen Unsicherheiten behaftet.

Verlässliche Werte für Infiltrationsparameter können nur durch konkrete Messung der Infiltrationsraten, meist unter künstlich erzeugten Randbedingungen, im Gelände erzielt werden (Infiltrimeter- bzw. Berechnungsversuche).

Bezogen auf den klein-mesoskaligen Bereich, in dem die Modelle zur Anwendung kommen sollen, bezeichnet man Messungen im mikroskaligen Bereich (Analyse von Bodenproben, Bodenfeuchtemessungen, Infiltrationsmessungen usw.) als

Punktmessungen, deren Ergebnisse auf die Einzugsgebietsfläche übertragen werden müssen. Dabei ist ein Punkt in einer Einzugsgebietsfläche nicht als mathematischer Punkt, sondern als Flächenelement endlicher Größe (z.B. oberer Rand einer Bodensäule von  $1 \text{ m}^2$  Querschnitt) anzusehen (Plate, 1991). Man nimmt i.d.R. an, daß eine auf einem derartigen Flächenelement ermittelte Größe eindeutig ist und als (homogenisierter) Punktwert bei der Übertragung auf den nächstgrößeren Skalenbereich weiterverwendet werden darf.

Die Übertragung von Punktwerten auf die Fläche (z.B. durch Interpolation) ist dann eine klassische Regionalisierungsaufgabe, für die Verfahren zur Verfügung stehen (Geostatistik, z.B. Kriging). Grundvoraussetzung ist hier allerdings, daß die arithmetische Mittelwertbildung im Hinblick auf die Beschreibung des Prozesses in der Fläche sinnvoll ist.

Bei der Übertragung von Parametern des Bodenwasserhaushaltes von Messpunkten auf die Fläche genügt die bloße Interpolation oder Mittelung nicht, da hier hochgradig nichtlineare Prozessgleichungen und Parameterfunktionen vorliegen. Man strebt daher an, Parameter nicht einfach zu mitteln oder zu interpolieren, sondern sog. effektive Parametersätze zu definieren, die quasi als Ersatzparametersätze fungieren und es ermöglichen sollen, das mittlere Verhalten einer größeren variablen Fläche mit einem eigentlich für eine homogene Fläche (kleine Meßfläche) gedachten Modell nachzubilden. Solche effektiven Parametersätze und darauf aufbauende mittlere Modelle sind aber meist nur unter speziellen und eingeschränkten Bedingungen anwendbar.

## 1.2 Zielsetzung

Die Regionalisierung von Infiltrationsraten im Sinne von "Übertragen von Punktinformationen auf die Fläche" benötigt folgende Bausteine:

- ▶ eine zuverlässige Punktmessung der Infiltration
- ▶ ein hinsichtlich Datenlage und Rechenaufwand angemessenes Punktmodell mit der Möglichkeit zur Parameterschätzung aus Infiltrationsversuchen
- ▶ die Analyse der kleinräumigen Variabilität im Hinblick auf die Zuverlässigkeit der Punktmessung und des Punktmodells
- ▶ ein Konzept für die effektive Modellierung des mittleren Verhaltens einer Fläche im größeren Maßstab

Ziel dieser Arbeit ist es, eine kleinflächige Punktmessung der Infiltration zu realisieren, ein geeignetes Punktmodell mit Möglichkeit zur Parameterschätzung zu entwickeln, anhand von Feldmessungen die kleinräumige Variabi-

lität von Infiltrationsparametern zu untersuchen und daraus ein Konzept für die Modellierung der Infiltration auf einer Fläche im größeren Maßstab bei gegebenem Niederschlag abzuleiten.

### 1.3 Vorgehensweise

Die Zielsetzung wird mit Hilfe der folgenden 13 Arbeitsschritte verfolgt:

1. Durchführung einer Literaturoswertung zu den Einflußfaktoren für die Infiltration stärkerer Niederschläge (2.2)
2. Formulierung von Anforderungen an Infiltrationsmeßverfahren (2.3)
3. Formulierung von Anforderungen an Infiltrationsmodelle (2.4)
4. Technische Realisierung eines kleinflächigen Infiltrationsmeßverfahrens (Punktmessung) (3.2)
5. Einrichtung einer Testfläche und Durchführung von Voruntersuchungen bezüglich relevanter Bodenparameter (3.3)
6. Durchführung exemplarischer Versuchsreihen mit dem entwickelten Infiltrationsmeßverfahren auf mehreren Punkten der Testfläche (3.4)
7. modellunabhängige Bewertung und Vergleich mit anderen Methoden (3.5)
8. Sichtung und Implementierung mathematischer Modelle zur Simulation des instationären Infiltrationsprozesses während eines stärkeren Niederschlags : auf der Basis der Richardsgleichung (4.2) und weniger aufwendige hydrologische Modelle (Green-Ampt, u.a.) (4.3)
9. Weiterentwicklung eines geeigneten Infiltrationsmodelles zur Simulation gesättigt-ungesättigter Infiltration in mehreren Bodenschichten und Kopplung mit einem Optimierungsverfahren zur Parameterschätzung (4.4)
10. Schätzung der Parameter des weiterentwickelten Modells anhand der Meßergebnisse aus den exemplarischen Versuchsreihen (4.4)
11. Analyse der zeitlichen (5.1) und räumlichen (5.2) Parametervariabilität
12. Untersuchung des mittleren Infiltrationsverhaltens der Testfläche (5.3)
13. Diskussion und Ausblick zur Regionalisierung der Infiltration im kleinen (6.1) und im großen Maßstab (6.2)

Die zu den 13 Arbeitsschritten erzielten Ergebnisse sind in der Zusammenfassung (Kapitel 7) unter der gleichen Numerierung aufgeführt.

## 2. EINFLUSSFAKTOREN FÜR DIE INFILTRATION STÄRKERER NIEDERSCHLÄGE - ANFORDERUNGEN AN MESSVERFAHREN UND AN INFILTRATIONSMODELLE

### 2.1 Definition und Bedeutung der Infiltration

#### 2.1.1 Wasserbilanz an der Grenzfläche Atmosphäre/Boden

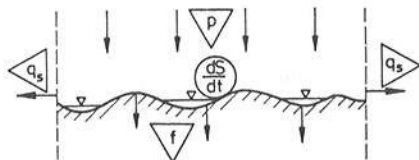
Der Begriff "Infiltration" wird in der Hydrologie üblicherweise im Sinne der folgenden Definition verwendet (Morel-Seytoux (1981); Dyck (1983)):

**Infiltration:** "Eintritt von Wasser durch die Bodenoberfläche in den Boden".

Die vereinfachte Wasserbilanz (unter Vernachlässigung der Evapotranspiration) für einen kleinen Ausschnitt der Bodenoberfläche, lautet entsprechend Bild 2.1.1 wie folgt:

$$p(t) = f(t) + q_s(t) + \frac{dS}{dt} \quad (2.1.1)$$

#### BILANZ AN DER BODENOBERFLÄCHE



#### Flüsse

- $p$  = Niederschlagsintensität am Boden [mm/h]
- $f$  = Infiltrationsrate [mm/h]
- $q_s$  = Oberflächenabflussbildung, [mm/h]

#### Speicherung

- $\frac{dS}{dt}$  = Änderung der Oberflächen-speicherung [mm/h]

Bild 2.1.1: Bilanzgrößen an der Bodenoberfläche  
(Evapotranspiration vernachlässigt).

Die unter Vernachlässigung von Verdunstungseffekten aufgestellte Bilanzgleichung (2.1.1) trifft nur dann zu, wenn die kurzfristige Wasserbilanz der Bodenoberfläche eines Standorts z.B. unter den Bedingungen eines stärkeren Niederschlagsereignisses (natürliches Niederschlag-Abfluß-Ereignis) oder z.B. bei gezielter Aufbringung größerer Wassermengen im Rahmen von Feldexperimenten zur Bestimmung von Versickerungsparametern (vgl. z.B. Siegert (1978); Bork (1980)) betrachtet wird.

### 2.1.2 Die Infiltration im natürlichen Niederschlag-Abfluß-Geschehen

Beim Auftreten von Niederschlag-Abflußereignissen kann die erste Phase der Transformation des Niederschlags in den abflußwirksamen Niederschlag unter dem Begriff Abflußbildung zusammengefaßt werden. Die Abflußbildung an einem Punkt bzw. auf einer kleinen Fläche wird bestimmt durch die Aufteilung des Niederschlags in Interzeption, Muldenrückhalt, Infiltration und Oberflächenabfluß. Die Infiltration verursacht über eine Erhöhung der Bodenfeuchte den Interflow oder den Zufluß zum Grundwasser, das selbst durch den Grundwasserabstrom zum Abfluß in einem Vorfluter beitragen kann.

Für die Abflußbildung ist der Infiltrationsprozeß von zentraler Bedeutung. Durch die Infiltration wird die Aufteilung des am Boden ankommenden Niederschlags bewirkt in einen Anteil, der auf der Bodenoberfläche gespeichert wird, abfließt oder verdunstet und einen Anteil, der in die ungesättigte Bodenzone infiltriert. Da alle Speicher- bzw. Abflußvorgänge auf der Bodenoberfläche, in der ungesättigten Bodenzone, im Grundwasser und im Vorfluter der Infiltration zeitlich nachgeordnet sind, ist die Modellierung des Infiltrationsprozesses eine wesentliche Voraussetzung zur Verbesserung nachfolgender Modelle für Oberflächenabfluß, Erosion, Stofftransport, Zwischenabfluß und Grundwasserabstrom.

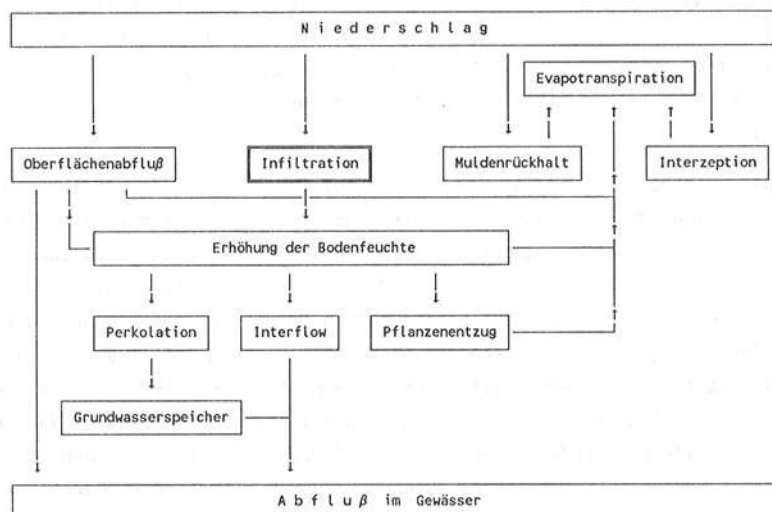


Bild 2.1.2: Bedeutung der Infiltration im Niederschlag-Abfluß-Geschehen.

### 2.1.3 Bedeutung deterministischer Infiltrationsmodelle

Es gibt in der Fachliteratur zahlreiche Modellkonzepte, deren Ziel es ist, die Infiltrationsrate als Funktion der Zeit und bestimmter Parameter für die boden- und ereignisspezifischen Gegebenheiten mathematisch zu simulieren. Die existierenden Modellansätze für Infiltration und Bodenwasserbewegung weisen hinsichtlich der Kriterien

- Größe des Modellgebiets (Einzugsgebiet, Hang, Meßfläche)
- Widerspiegelung bodenhydrologisch relevanter Prozesse (Wasserdynamik in Bodenmatrix und Makroporen, Wechselwirkung mit Bodenluftdynamik)
- zeitliche Auflösung (Langzeitsimulation, ereignisbezogene Simulation)
- erforderlicher Aufwand an Datenerhebung und -aufbereitung
- Anforderungen an Speicherplatz und Rechenzeit

eine enorme Bandbreite auf.

Hohe Anforderungen an Datenerhebung und -aufbereitung stellen naturgemäß die voll deterministischen Ansätze, mit welchen die Wasserflüsse in kleinen Einzugsgebieten detailliert modelliert werden sollen (z.B. SHE-Modell, s. Jensen, 1983, oder DESIM, s. Rohdenburg et al., 1986). Numerisch aufwendig sind außerdem Säulen- oder Hang-Modelle, die neben der normalerweise immer modellierten Wasserdynamik in der Bodenmatrix noch die Dynamik der Bodenluft (s. Morel-Seytoux und Billica, 1985) oder die Bewegung des Wassers in sog. "preferential pathways" (z.B. Makroporen, Tiergänge) berücksichtigen (s. Zuidema, 1985). Weniger aufwendig im Hinblick auf Datenaufbereitung und Numerik sind die hydrologisch-konzeptiven und anwendungsbezogenen Modelle (z.B. Mein und Larson, 1973; Siegert, 1978; Worreschk, 1985; Peschke, 1987; Bork, 1980; Van der Molen, 1986).

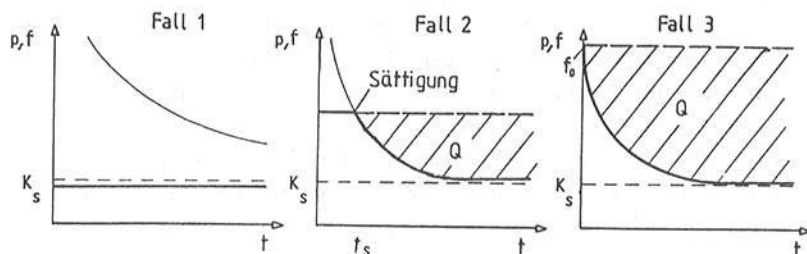
Für die praktische Anwendung der Modelle zur Beschreibung der Abflußbildung bei N-A-Ereignissen können die Parameter der hydrologisch-konzeptiven Infiltrationsmodelle anhand abgelaufener Ereignisse oder durch Schätzung aus Bodenkennwerten (z.B.: Brakensiek und Rawls, 1981; Rawls et al., 1981) bestimmt werden. Vor allem die Schätzung von Parametern aus Bodenkennwerten ist jedoch mit großen Unsicherheiten behaftet, da beim Infiltrationsprozess eine Vielzahl zusätzlicher Einflußfaktoren eine Rolle spielen, die - wie die Bodeneigenschaften selbst - einer hohen räumlichen und zeitlichen Variabilität unterliegen. Zudem können Schätzverfahren, die z.B. in den U.S.A. entwickelt wurden (SCS-Verfahren) aufgrund anderer klimatischer Verhältnisse und somit anderer Bodenentwicklung erfahrungsgemäß nicht einfach auf europäische Verhältnisse übertragen werden.

Anhand umfangreicher Felduntersuchungen wurden zum einen basierend auf dem Infiltrationsmodell von Philip (1969) von Bork (1980) wesentliche Einflußgrößen herausgearbeitet und zum anderen basierend auf dem Infiltrationsmodell von Mein und Larson (1973) von Siegert (1978) und Worreschk (1985) Ansätze zur Einbeziehung der Makroporeninfiltration bei speziellen Landnutzungen (Zuckerrüben bzw. Getreide) geschaffen (siehe auch Abschn.4.3).

Im nächsten Abschnitt werden Begriffe und Fallunterscheidungen vorgestellt, die im Zusammenhang mit der Nutzung gezielter Feldversuche zum zeitlichen Verlauf der Infiltrationsrate und der darauf aufbauenden Parameterbestimmung von Bedeutung sind.

### 2.1.4 Nutzung gezielter Infiltrationsversuche

Drei mögliche Fälle des zeitlichen Verlaufs der Infiltrationsrate für gegebenen konstanten Niederschlag sind in dem folgenden Bild 2.1.3 dargestellt. Dabei ist die Endinfiltrationsrate  $K_s$  die minimale Infiltrationsrate, die bei dauernder Übersättigung des Bodens unter Gravitationseinfluß noch versickern kann. Es sei darauf hingewiesen, daß den Fällen in Bild 2.1.3 eine rein deterministische Prozessvorstellung zugrundeliegt, die die mikroskalige Variabilität der tatsächlichen Infiltrationsrate unbeachtet läßt.



**Bild 2.1.3:** Infiltrationsverlauf in Abhängigkeit von Niederschlagsintensität und  $K_s$ -Wert in Anlehnung an Dyck (1983). (Q = Oberflächenabfluß)

- — — Niederschlagsrate
- Infiltrationsrate
- Infiltrationsvermögen

Fall	Bedingung	Beschreibung	Bilanz an der Bodenoberfläche
1	$p \leq K_s$	Niederschlag infiltriert vollständig über die Zeit	$f = p$
2	$p > K_s$ und $p < f_0$	Niederschlag infiltriert vollständig bis zur Sättigungszeit $t_s$ ; danach kommt es zur Oberflächenabflußbildung $q_s$ und Speicherung $S$	$f = p$ $f = p - q_s - \frac{dS}{dt}$
3	$p \geq f$	Oberflächenabflußbildung $q_s$ und Speicherung $S$ stellen sich sofort ein; Sättigungszeit $t_s = 0$	$f = p - q_s - \frac{dS}{dt}$
4	zeitlich variable Niederschlagsintensität		

Tabelle 2.1.1: Erläuterungen zu Bild 2.1.3

Der allgemeinste Fall 4, in dem zeitlich variable Niederschlagsintensitäten auftreten können, erfordert die Kombination der ersten drei Fälle zur Modellierung natürlicher Niederschlagssequenzen (vgl. Abschnitt 4.3).

Zur Parameterbestimmung mit Infiltrationsversuchen wird üblicherweise vor allem Fall 2 aus obigem Bild 2.1.3 herangezogen (Siegert (1978), Bork (1980), Worreschk (1985), Schwarz (1986)). Die Vorgehensweise zur Bestimmung von Modellparametern ist in Bild 2.1.4 schematisch dargestellt.

Es handelt sich hier um die Anwendung des klassischen System-Prinzips: bei gegebenen Anfangsbedingungen wird dem System (ungesättigter Boden) ein Input (Niederschlag) aufgezwungen. Aus der Systemantwort (Oberflächenabflußbildung) wird die Infiltrationsrate berechnet. In ein Simulationsmodell, in dem die Randbedingungen geeignet formuliert sind, werden Parameter, der jeweilige Niederschlag und gemessene oder geschätzte Anfangsbedingungen eingegeben. Der berechnete Infiltrationsverlauf wird mit dem gemessenen verglichen. Gegebenenfalls werden Parameter- bzw. Modelländerungen vorgenommen.

Kennzeichnende Größen für die Infiltration bei derartigen Experimenten sind die Sättigungszeit  $t_s$ , die Endinfiltrationsrate  $K_s$  und die Form des dazwischenliegenden zeitlichen Verlaufs von  $f(t)$  (vgl. auch Bild 2.1.3).

Auf Details der experimentellen Verfahren wird in Abschnitt 2.3 eingegangen. Zuvor werden jedoch in Abschnitt 2.2 die Einflußfaktoren für die Infiltration und Wasserbewegung im Boden zusammengestellt und darauf aufbauend Anforderungen an Meßverfahren und Infiltrationsmodelle formuliert.



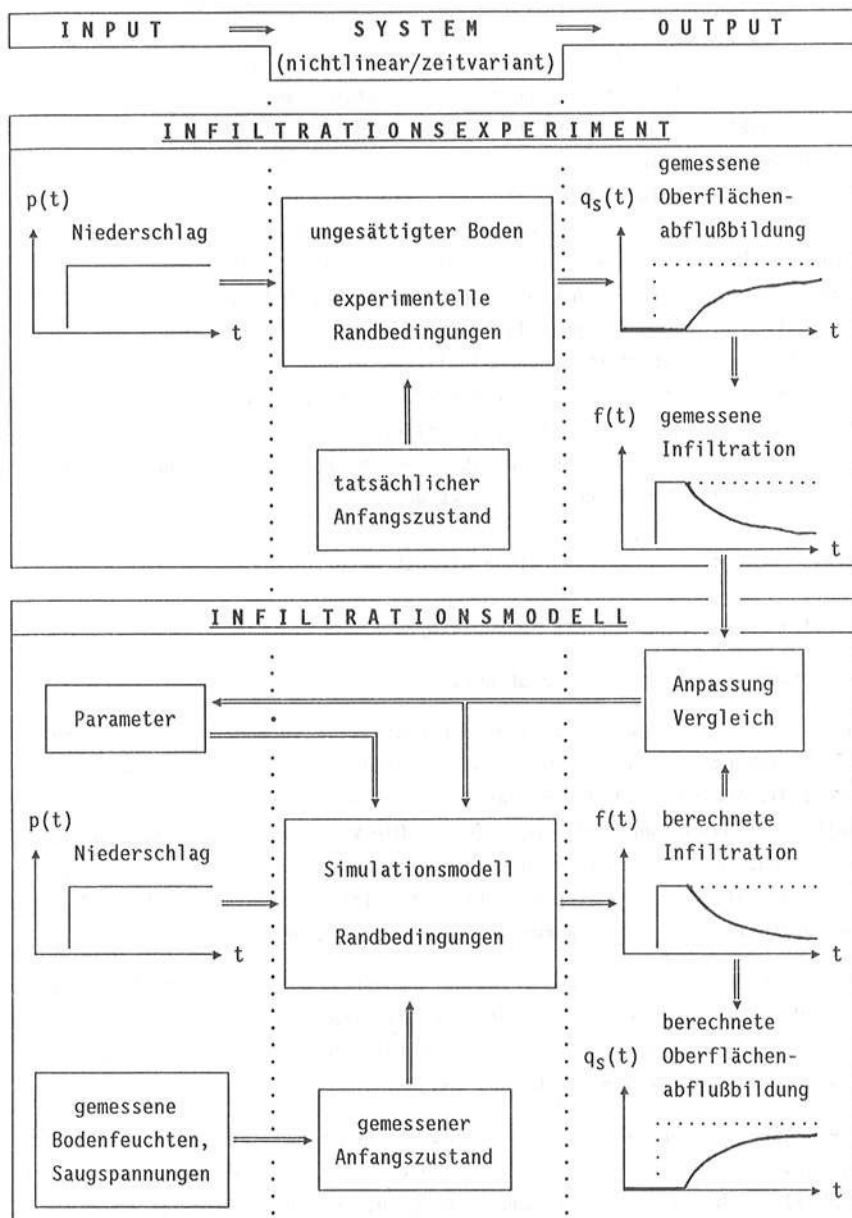


Bild 2.1.4: Nutzung gezielter Infiltrationsversuche

## 2.2 Einflußfaktoren für Infiltration und Wasserbewegung im Boden

Bei gegebenem Wasserangebot an den Boden werden Infiltration und Wasserbewegung gesteuert durch die bodenphysikalischen Transporteigenschaften. Diese werden bestimmt durch Eigenschaften des Bodens, Wasser in seinem Porensystem zu binden und zu speichern bzw. durch die von der Porenstruktur und vom Wassergehalt abhängige Durchlässigkeit. Da viele experimentelle und theoretische Untersuchungen über die Wasserbewegung im ungesättigten Boden (vgl. Philip (1969), Haverkamp et al.(1977), Vauclin (1984), Bear und Verruijt (1987)) sich auf einen quasi idealen Boden (poröses Medium mit reiner Mikrostruktur ohne kontinuierliche nicht-kapillare Poren) beziehen, bei gut strukturierten natürlichen Böden Infiltration und Wasserbewegung jedoch maßgeblich von nicht-kapillaren Poren (Makroporen) beeinflußt werden (Beven und German (1982), Zuidema (1985)), sollen im folgenden die Einflußfaktoren zunächst für den idealen Boden mit reiner Mikrostruktur und anschließend für den natürlichen Boden dargestellt werden.

### 2.2.1 Homogener Boden mit reiner Mikrostruktur

#### 2.2.1.1 Kennlinien für die Bodenwasserbewegung

##### a) Wasserspannungskurve oder pF-Kurve

Bei der theoretischen Behandlung der ungesättigten Bodenwasserbewegung sind die Beziehung zwischen dem Wassergehalt  $\theta$  [%] und der Wasserspannung  $\psi$  [cmWS] sowie die Abhängigkeit der hydraulischen Wasserleitfähigkeit  $K$  vom Wassergehalt von ausschlaggebender Bedeutung. Die Wasserspannung (Saugspannung)  $\psi$  entspricht der Summe aller durch die Bodenmatrix auf das Wasser ausgeübten Bindungskräfte, dem Matrixpotential (Scheffer/Schachtschnabel, 1989). Der Wassergehalt  $\theta$  wird üblicherweise in Volumen-% angegeben.

Die Beziehung zwischen  $\psi$  und  $\theta$  (Wasserspannungskurve, pF-Kurve) ist unterschiedlich für verschiedene Böden, da sie vom Porenvolumen und der Porengrößenverteilung abhängt (Bear und Verruijt, 1987). Bild 2.2.1 zeigt Wasserspannungskurven für Sand, Lehm und Ton.

Die Wasserspannungskurve kann gedeutet werden als Zusammenhang zwischen Saugspannung  $\psi$  und entwässerbarem Porendurchmesser  $d$  (Dyck u. Peschke (1983)), d.h.  $\psi$  gibt die Saugspannung an, die notwendig ist um Poren mit dem Äquivalentdurchmesser  $d$  zu entwässern;  $d$  ergibt sich aus der Gleichung für die kapillare Steighöhe  $h$  einer kreisförmigen Kapillare ( $\varnothing = d$ ), wenn

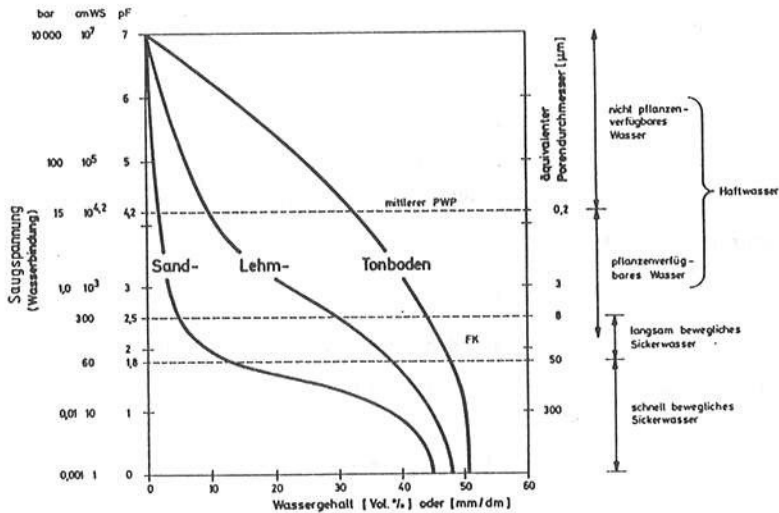


Bild 2.2.1: Wasserspannungskurven (Bischofsberger, 1982).

ein Gleichgewichtszustand zwischen  $h$  und  $\psi$  angenommen wird:

$$\text{kapillare Steighöhe } h = \frac{4 \sigma}{\rho \cdot g \cdot d} \approx \frac{0,3}{d} = \psi \quad (2.2.1)$$

- wobei:
- $d$  = Äquivalentdurchmesser [cm]
  - $\psi$  = Saugspannung [cm]
  - $\sigma$  = Oberflächenspannung [N/m].

Anhand des Äquivalentdurchmessers  $d$  und der zugehörigen Saugspannung  $\psi$  kann eine Klassifizierung der Mikroporen vorgenommen werden (Dyck und Peschke, 1985; Scheffer/Schachtschnabel, 1989):

Klasse	$d$ [mm]	$\psi$ [cm]
Feinporen	0,0002	15000
Mittelporen	0,01	300
enge Grobporen	0,05	60
weite Grobporen	2,0	1

Tabelle 2.2.1:  
Klassifizierung  
der Mikroporen

Die Steigung der Wasserspannungskurve, die der Änderung des Wassergehaltes mit der Änderung der Saugspannung entspricht, wird normalerweise als spezifische Wasserkapazität  $C$  bezeichnet.

$$C = \frac{d\theta}{d\psi} \quad (2.2.2)$$

Zur analytischen Formulierung der Wasserspannungskurve wurde einige empirische Ansätze entwickelt, von denen hier drei wiedergegeben werden:

- Gardner et al. (1970):

$$\psi = a \cdot \theta^{-b} \quad (2.2.3)$$

$a$  und  $b$  sind empirische Konstanten

- Brooks und Corey (1966):

$$\theta^* = (\theta - \theta_r) / (\theta_s - \theta_r) = (\psi / \psi_e)^\lambda \quad (2.2.4)$$

wobei:  $\theta_r$  = residualer Wassergehalt [%]  
 $\theta_s$  = Wassergehalt bei Sättigung [%]  
 $\psi_e$  = kritische Saugspannung, bei der die größten Poren sich zu leeren beginnen (sehr klein im Normalfall) [cmWS]  
 $\lambda$  = Index, der die Porengrößenverteilung beschreibt [-]  
 $\theta^*$  = Sättigungsgrad, effektiver Wassergehalt [-]

- Van Genuchten (1980):

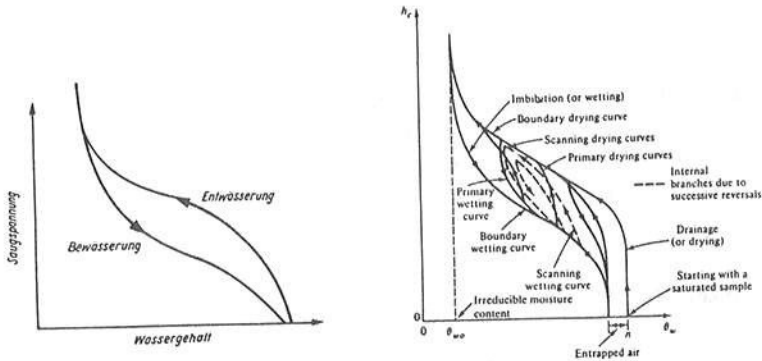
$$\theta^* = \left[ \frac{1}{1 + (\alpha \cdot \psi)^n} \right]^m \quad (2.2.6)$$

mit:

$$\theta^* = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad \text{und} \quad m = 1 - \frac{1}{n}$$

$\alpha$ ,  $m$  und  $n$  sind Konstanten.

Da die Beziehung zwischen  $\psi$  und  $\theta$  in der Wasserspannungskurve nicht nur vom jeweiligen Boden, sondern auch von der aktuellen Richtung der Wassergehaltsänderung in einem Boden abhängt, weist die  $\psi$ - $\theta$ -Kurve eine Hysterese auf (Bild 2.2.2) (Bear und Verruijt (1987)).



**Bild 2.2.2:** Hysterese der Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung (Dyck und Peschke, (1983), Bear und Verruijt, (1987)).

In Hillel (1980b), Dahlblom (1987) und Bear und Verruijt (1987) sind verschiedene Ansätze zur Erklärung der Hysterese beschrieben. Typisch für die Hysterese in der Wasserspannungskurve ist, daß zwischen den beiden einhüllenden Kurven für durchgehende Be- bzw. Entwässerung eine große Anzahl schleifenförmiger Übergänge möglich ist, je nachdem wann die Umkehrung des gerade laufenden Vorganges eintritt (vgl. Bild 2.2.2).

Die obere Einhüllende Kurve in der  $\psi$ - $\theta$ -Beziehung (Desorptionskurve) wird i.d.R. durch zeitaufwendige Laborversuche bestimmt. Es existieren aber auch eine Reihe von Schätzverfahren für die Desorptionskurve (Wasserspannungskurve, pF-Kurve), so z.B. die Regressionsbeziehungen von Gupta und Larson (1979) bzw. Rawls et al. (1982), die Nomogramme von Hartge et al. (1986) oder das Verfahren von Mishra et al. (1989). Da Infiltration und Versickerung aber immer einem Adsorptionsvorgang entsprechen, ist es fraglich ob Verfahren zur Schätzung von Desorptionskurven bei der Behandlung kurzfristiger Infiltrations- und Versickerungsvorgänge als Informationsquelle dienen können. Auf Ansätze zur mathematischen Formulierung der Hysterese wird in Abschnitt 4.2.11 eingegangen.

#### b) ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit

Bei je nach Temperatur gegebener Viskosität des Bodenwassers ist die Intensität der Wasserbewegung einerseits abhängig vom jeweiligen Potentialgefälle und andererseits von der Durchlässigkeit oder hydraulischen Leitfähigkeit

des Porensystems (DARCY-Gesetz). Da ein Durchströmen des Porensystems umso intensiver möglich ist, je größer der mit Wasser gefüllte Porenraum ist, hängt die hydraulische Leitfähigkeit  $K$  [m/s bzw. mm/h] von der Porengrößenverteilung und vom aktuellen Wassergehalt  $\theta$  [%] ab. Da aber der Wassergehalt auch von der Saugspannung  $\psi$  [cm] abhängt, unterliegt auch die  $K(\theta)$  bzw.  $K(\psi)$ -Beziehung (Konduktivitätskennlinie) einer Hysterese Wirkung (Bear und Verrijdt, 1987); diese wird jedoch, weil kaum beschreibbar, in der Praxis meistens vernachlässigt. In Bild 2.2.3 (nach Mein und Larson, 1973) sind typische  $K(\psi)$ -Kurven für verschiedene Böden unter Verwendung der relativen Leitfähigkeit (Gl.(2.2.7)) dargestellt.

$$K_r = \frac{K(\psi)}{K_s} \quad (2.2.7)$$

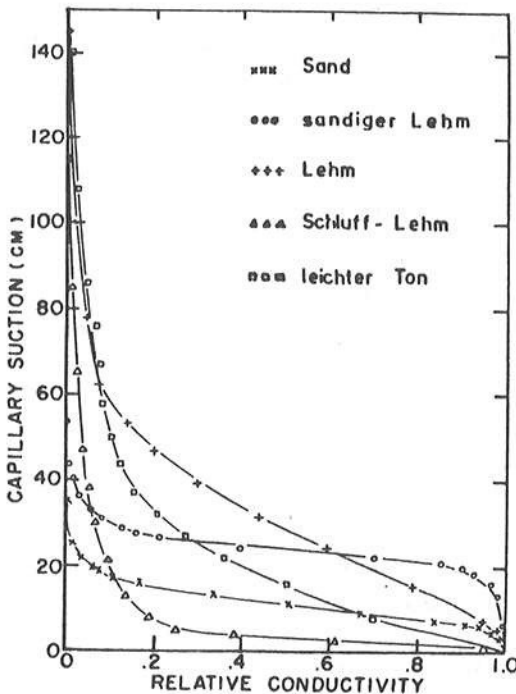
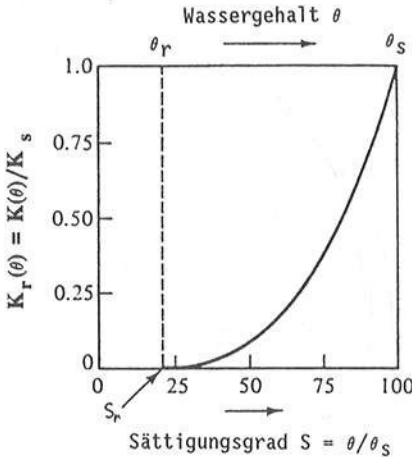


Bild 2.2.3:  $K_r$ - $\psi$ -Beziehungen für fünf unterschiedliche Böden.  
(nach Mein und Larson, 1973)

Trägt man die relative hydraulische Leitfähigkeit  $k_r$  nicht über  $\psi$ , sondern gegen den Wassergehalt  $\theta$  bzw. den Sättigungsgrad  $S = \theta/\theta_s$  ( $\theta_s$  = gesättigter Wassergehalt) auf (vgl. Bild 2.2.4, nach Bear und Verruijt (1987)), so erkennt man, daß es einen Wassergehalt  $\theta_r$  (residualer Wassergehalt) gibt, bei dem  $k_r$  verschwindet.



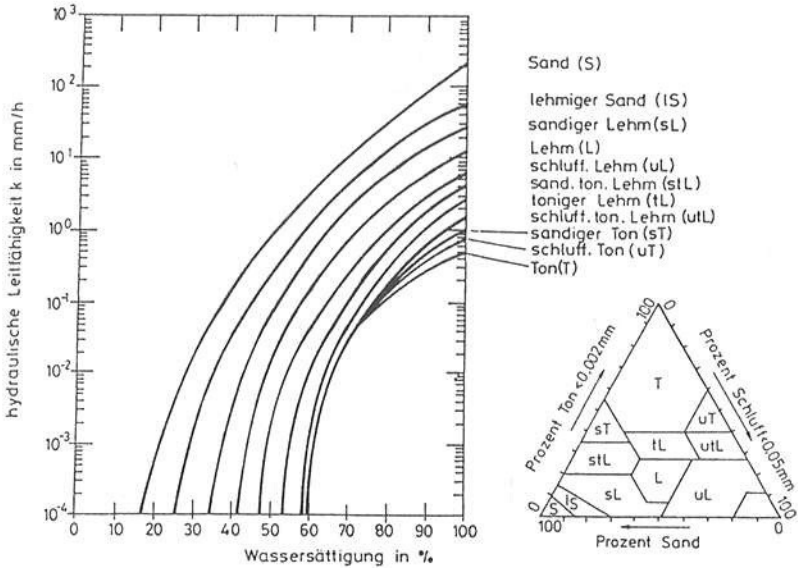
**Bild 2.2.4:** Abhängigkeit der relativen hydraulischen Leitfähigkeit vom Wassergehalt (nach Bear und Verruijt, 1987).

Eine grobe Schätzung der Leitfähigkeitsfunktion  $K(\theta)$  in Abhängigkeit der Bodenart (U.S. Nomenklatur !) liefert ein Diagramm aus Maniak (1988), das auf den Arbeiten von Brakensiek und Rawls (1981) bzw. Rawls et al. (1981) basiert (Bild 2.2.5).

Es existieren in der Literatur einige Ansätze, die versuchen, die Beziehung zwischen  $K$  und  $\psi$  bzw.  $\theta$  analytisch zu formulieren. In Abhängigkeit der Saugspannung schlug Gardner (1960) verschiedene empirische Ansätze vor, wovon exemplarisch nur einer dargestellt werden soll (vgl. Hillel (1980b)):

$$K(\psi) = K_s / [1 + (\psi/\psi_c)^m] \quad (2.2.8)$$

Hierbei ist  $m$  eine empirische Konstante und  $\psi_c$  entspricht der Saugspannung, bei welcher die hydraulische Leitfähigkeit die Hälfte der Leitfähigkeit bei Sättigung annimmt ( $K = \frac{1}{2} K_s$ ).



**Bild 2.2.5:** Abhängigkeit der ungesättigten hydraulischen Leitfähigkeit vom Sättigungsgrad und von der Bodenart (aus Maniak, 1988).

In neueren Arbeiten wird zur Formulierung der ungesättigten hydraulischen Leitfähigkeit häufig der Ansatz nach Mualem (1976) und Van Genuchten (1980) verwendet (vgl. Abschnitt 4.2.10). Mualem (1976) entwickelte ein theoretisches Porengrößenverteilungsmodell für  $K(\psi)$  in Abhängigkeit von  $\psi(S)$ :

$$K(\psi) = K_S \cdot \theta^{*1} \cdot \left[ \frac{\int_0^{\theta^*} \frac{1}{\Psi(x)} dx}{\int_0^1 \frac{1}{\Psi(x)} dx} \right]^2 \quad (2.2.9)$$

wobei:  $\theta^*$  = Sättigungsgrad =  $(\theta - \theta_r) / (\theta_S - \theta_r)$  ( $0 \leq \theta^* \leq 1$ )  
 $1$  = unbekannter Parameter

Van Genuchten (1980) kombinierte Gl. (2.2.9) mit Gl. (2.2.6) und erhielt:

$$K(\theta^*) = K_S \cdot \theta^{*1} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \theta^{*(1/m)} \right)^m \right]^2 \quad (2.2.10)$$



Mualem (1976) nahm für den Parameter  $l$  im Mittel einen Wert von 0.5 an. Damit erhält man  $K(\psi)$  wie in Gl. (2.2.11) angegeben (Van Genuchten, 1980):

$$K(\psi) = K_S \cdot K_r(\psi) = K_S \cdot \frac{[1 - (\alpha \cdot \psi)^{n-1} \cdot (1 + (\alpha \cdot \psi)^n)^{-m}]^2}{(1 + (\alpha \cdot \psi)^n)^{m/2}} \quad (2.2.11)$$

mit  $m = 1 - 1/n$ ;  $\alpha$  und  $n$  sind Konstanten.

Mittlerweile sind einige Autoren (z.B. Wösten und Van Genuchten, 1988) wieder davon abgekommen,  $l = 0.5$  zu setzen. In Wösten und Van Genuchten (1988) sind Schätzwerte für die Parameter  $\alpha$ ,  $n$  und  $l$  in Abhängigkeit von Bodeneigenschaften gegeben.

Analog zur Wasserleitfähigkeit kann auch die Durchlässigkeit  $K_a$  für Luft in einem porösen Medium definiert werden (vgl. Morel-Seytoux und Billica (1985), Bear und Verruijt (1987)). Bei Wassersättigung ist  $K_a$  gleich null, d.h.  $\theta_s$  entspricht dem residualen Luftgehalt  $\theta_{ar}$  im Boden.

### 2.2.1.2 Bewegungs- und Bilanzgleichungen

Es kann ein geschlossener Satz von Gleichungen, aufbauend auf den Bewegungsgleichungen für Wasser (Index:  $w$ ) und Luft (Index:  $a$ ),

$$q_{wi} = - \frac{K_{wij}}{\mu_w} \left( \frac{\partial p_w}{\partial x_j} + \rho_w g \frac{\partial z}{\partial x_j} \right) \quad (2.2.12)$$

$$q_{ai} = - \frac{K_{aij}}{\mu_a} \left( \frac{\partial p_a}{\partial x_j} + \rho_a g \frac{\partial z}{\partial x_j} \right) \quad (2.2.13)$$

der Kontinuitätsgleichung, und der Bedingung, daß Wasserdruck  $p_w$  und Luftdruck  $p_a$  an einem Ort gleich sein müssen, aufgestellt werden (Morel-Seytoux und Billica (1985), Bear und Verruijt (1987)). Diese Bilanzgleichungen können, unter allerdings hohem Aufwand, bei speziellen Randbedingungen einer numerischen Lösung zugeführt werden (Morel-Seytoux und Billica (1985)).

Im Hinblick auf praktische hydrologische Anwendungen, sei es zur Berechnung des Pflanzenwasserbedarfs (Feddes et al. (1978)) oder zur Untersuchung der

Hydraulik der Abflußbildung (Zuidema (1985)) wird für die Wasserbewegung im Boden mit reiner Mikrostruktur meist die Richardsgleichung (Philip (1969)) verwendet, welche die Bewegung der Luft im porösen Medium vernachlässigt.

Bei Untersuchungen über Infiltration und vertikale Wasserbewegung im Boden wird die Richardsgleichung oft in der vertikal-eindimensionalen Form verwendet (Haverkamp et al. (1977), Jensen (1983), Dahlblom (1987)):

$$C(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} = - \frac{\partial}{\partial z} \left[ K(\psi) \cdot \left( \frac{\partial \psi}{\partial z} - 1 \right) \right] + S' \quad (2.2.14)$$

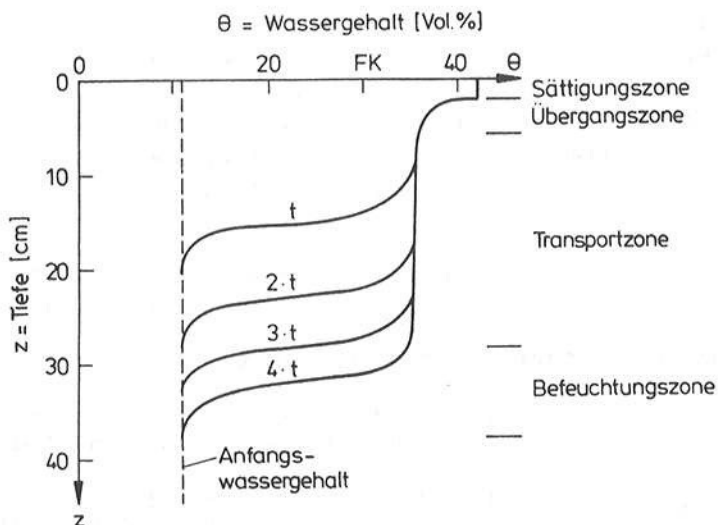
- wobei:  $\psi$  = Saugspannung [cm/s]  
 $K(\psi)$  = hydraulische Leitfähigkeit [cm/s]  
 $C(\psi)$  = spezifische Wasserkapazität [1/cm]  
 $S'$  = Senkenterm [1/s]  
 $z$  = vertikale Koordinate ( $t +$ ) [cm]  
 $t$  = Zeit [s].

Bei der Modellierung des Bodenwasserhaushaltes in Situationen, in denen die Evapotranspiration die entscheidende Rolle spielt, muß dem Senkenterm  $S'$  besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden (vgl. Feddes et al. (1978), Dahlblom (1987), Jensen (1983)). Bei der Betrachtung kurzfristiger Infiltrationsvorgänge, insbesondere bei stärkeren Niederschlagsereignissen, kann  $S'$  meist vernachlässigt werden.

Weil in der Richardsgleichung (2.2.14) der spezifische Wassergehalt  $C(\psi)$  bei Sättigung verschwindet, handelt es sich um eine parabolisch /elliptische Differentialgleichung. An Stellen, an denen Sättigung vorliegt ist sie elliptisch, mit anderen Worten es tritt keine Zeitableitung auf, ansonsten ist Gl. (2.2.14) parabolischen Typs. Diese Gleichung bewahrt ihre Gültigkeit sowohl im Bereich der ungesättigten als auch der gesättigten Bodenzone (Hornung und Messing (1984)).

### 2.2.1.3 Der Infiltrationsprozeß

Im Boden mit reiner Mikrostruktur kann man sich den vertikalen Infiltrationsvorgang wie folgt vorstellen (Scheffer und Schachtschnabel (1989), Zuidema (1985)): Wasser aus Niederschlag oder Überstau infiltriert mit einer scharf ausgebildeten, geschlossenen Wasserfront; ein Teil des Wassers wird gespeichert; die Saugspannungen fallen ab.



**Bild 2.2.6:** Infiltrationsprozeß im Boden mit reiner Mikrostruktur (nach Scheffer und Schachtschnabel, 1989).

Es stellen sich im wesentlichen drei Zonen im Boden ein (Bild 2.2.6):

**Sättigungszone:** dünne, gesättigte Schicht infolge Niederschlag oder Überstau ("ponding")

**Transportzone:** Wassergehalt stellt sich so ein, daß der vertikale Fluß  $q_z$  etwa  $K(\theta)$  entspricht (Gravitationsfluß); keine bedeutende Retention;  $\partial\psi/\partial z \approx 0$

**Befeuchtungszone:**  $K(\theta)$  nimmt mit der Tiefe ab;  $\partial\psi/\partial z$  nimmt mit der Tiefe zu.

Der Bodenspeicher wird mit fortschreitender Befeuchtungszone aufgefüllt, bis er zur Transportzone geworden ist. Die schwerkraftbedingte Durchsickerung der Transportzone zum Grundwasser wird als Perkolatation bezeichnet. Die Entleerung des Bodenspeichers nach Beendigung der Infiltration durch Perkolatation, Drainage und durch Evapotranspiration legt die Anfangsbedingungen für das nächste Infiltrations- bzw. Niederschlagsereignis fest.

### 2.2.1.4 Wichtigste Faktoren

#### Niederschlag

Bei vollständig infiltrierendem Niederschlag beginnt die Perkolation aus der Bodensäule umso früher, je höher die N-Intensität ist, und es stellt sich ein Gleichgewicht ein (Perkolation = Niederschlag). Bei unvollständig infiltrierendem Niederschlag beginnt die Oberflächenabflußbildung umso früher, je höher die N-Intensität ist (d.h. Sättigungszeit  $t_s$  wird kürzer).

#### Durchlässigkeit $K_s$ :

Je höher  $K_s$  ist, desto schneller beginnt die Perkolation in die Tiefe und desto weniger wird im Boden zurückgehalten, d.h. es kann mehr infiltrieren.

#### Wasserspannungskurve (Bodenart, Porengrößenverteilung):

flachere $\psi$ - $\theta$ -Kurve $\longrightarrow$	{	geringere Saugspannungsgradienten an der Befeuchtungszone; langsamere Infiltration
steilere $\psi$ - $\theta$ -Kurve $\longrightarrow$	{	höhere Saugspannungsgradienten an der Befeuchtungszone; schnellere Infiltration

### 2.2.2 Natürlicher Boden

Die obigen Ausführungen in Abschnitt 2.2.1 gelten für das Idealbild des Bodens mit reiner Mikrostruktur. Tatsächliche Infiltrationsraten im natürlichen Boden, Ergebnisse von Infiltrationsversuchen und die Parameter der Infiltrationsmodelle werden bestimmt durch viele weitere ereignisunabhängige und ereignisabhängige Einflußfaktoren, wovon die wichtigsten in der folgenden Tabelle 2.2.2 aufgelistet sind:

Ereignisunabhängige Einflußfaktoren: (Boden und Topographie)	Ereignisabhängige Einflußfaktoren: (Niederschlag, Boden, Vegetation)
Bodentextur, Bodenstruktur Körnung (Ton, Schluff, Sand) Porengrößenverteilung Gesamtporenvolumen Wasserspannungskurve Ungesättigte Leitfähigkeit Mächtigkeit der Humusauflage Humusgehalt Verdichtungsintensität Schichtung des Bodens Hangneigung	Anfangswassergehalt und -spannung Niederschlagsintensität Zeitlich Abfolge von Niederschlägen Energie der Regentropfen Verkrustung, Verschlämzung Quellen und Schrumpfen Makroporen (Wurzelkanäle, Wurmkanäle, Risse) Einschlüsse und Strömung der Bodenluft Hysterese der Bodenkenlinien Bodennutzung, Bewuchs, Wachstumsstadium

Tabelle 2.2.2: Einflußfaktoren für die Infiltration

Wesentliche Unterscheidungsmerkmale zwischen dem Idealbild eines homogenen Bodens mit reiner Mikrostruktur (vgl. Abschnitt 2.2.1) und dem natürlichen Boden sind bezogen auf Infiltration und Wasserbewegung in der ungesättigten Zone (Beven und Germann (1982), Zuidema (1985), Diestel (1986)):

- röhrenförmige Makroporen (Wurmkanäle, Wurzelkanäle, Tiergänge)
- rißförmige Makroporen (Interaggregathohlräume, Schrumpfrisse usw.)
- Schichtung (vertikal inhomogener Boden)
- dünne, wenig durchlässige Oberflächen (Verkrustung, Verschlammung).

Entscheidend für die schnelle Infiltration und Perkolation bei stärkeren Niederschlägen sind die Wasserströmungen in den Makroporen bzw. allen nichtkapillaren Hohlräumen des Bodengefüges, die sich nicht mit der Richardsgleichung beschreiben lassen.

### 2.2.2.1 Makroporen und Gefügehohlräume

Wie anhand der Klassifizierung der Mikroporen (Tabelle 2.2.1) leicht eingesehen werden kann, ergeben sich für Poren, deren Äquivalentdurchmesser größer als 2 mm ist, kaum noch meßbare Saugspannungen  $\psi$  ( $\psi < 1 \text{ cmWS}$  bzw.  $\text{pF} < 0$ ). Sind die Saugspannungen einmal sehr klein, so treten keine bedeutenden Gradienten  $\partial\psi/\partial z$  mehr auf, d.h. die Wasserbewegung im porösen Medium wird praktisch alleine durch die Gravitation bestimmt. Poren, in denen diese Effekte auftreten, werden in Beven und German (1982), Zuidema (1985) und Worreschk (1985) als Makroporen bezeichnet. Die Definition einer Makropore anhand des Äquivalentdurchmessers ist relativ willkürlich (vgl. Tabelle 2.2.3); Zuidema (1985) und Worreschk (1985) gehen jedoch davon aus, daß man ab ca. 2 mm Durchmesser von einer Makropore sprechen kann.

Reference	Capillary Potential, kPa	Equivalent Diameter, $\mu\text{m}$
<i>Nelson and Baver</i> [1940]	> -3.0	
<i>Marshall</i> [1959]	> -10.0	>30
<i>Brewer</i> [1964]		5,000
Coarse macropores		2,000-5,000
Medium macropores		1,000-5,000
Fine macropores		75-1,000
Very fine macropores		
<i>McDonald</i> [1967]	> -6.0	
<i>Webster</i> [1974]		
[quoted in <i>Mosley</i> , 1979]	> -5.0	
<i>Ranken</i> [1974]	> -1.0	
<i>Bullock and Thomasson</i> [1979]	> -5.0	>60
<i>Reeves</i> [1980]		
Enlarged macrofissures		2,000-10,000
Macrofissures		200-2,000
<i>Luxmoore</i> [1981]	> -0.3	>1,000
<i>Beven and Germann</i> [1981]	> -0.1	>3,000

Tabelle 2.2.3: zur Definition von Makroporen (aus Beven und German (1982))

Makroporen sind lange, mehr oder weniger vertikal orientierte, teilweise bis in das Grundwasser reichende Hohlräume. Hinsichtlich ihrer Ursache können verschiedene Typen von Makroporen unterschieden werden. Sie werden verursacht z.B. durch (Beven und German (1982)):

- Vegetation: - Pflanzenwurzeln (röhrenförmig; Länge und Verteilung von Vegetation abhängig) (lebend oder zerfallend)
- Bodenfauna: - Wurmkanäle (zylinderförmig, lang, kontinuierlich, vertikal)  
- Maus- und Maulwurfsgänge (große Dimensionen, meist auf den Oberboden beschränkt)
- Zug/Scherung: - Zugrisse infolge Schrumpfen (Austrocknung, Verdichtung)  
- Scherrisse infolge ungleichmäßiger Wassergehaltsänderung oder mechanischer Belastung

Zug- und Scherrisse treten vorrangig in feinkörnigen (tonigen) Böden auf. Die Ausbildung von Zug- oder Scherrißsystemen ist gekoppelt mit der Entstehung von Bodenaggregaten (vgl. Bild 2.2.7).

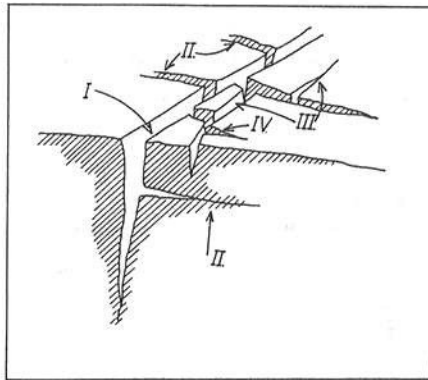


Bild 2.2.7: Entstehung von Aggregaten durch Ausbildung eines Systems aus Zugrissen in vier aufeinander folgenden Generationen (I bis IV) (aus Scheffer/Schachtschnabel, 1989)

Dimensionen der Makroporen können liegen zwischen  $\phi = 2$  und  $\phi = 50$  mm, die durchschnittliche Häufigkeit pro  $m^2$  kann zwischen 27 und 700 liegen (Beven (1982), )zitiert bei Worreschk (1985)) (vgl. Tabelle 2.2.4).

Autor	Durchmesser in mm	Anzahl pro m <sup>2</sup>	Tiefe in cm
Omoti/Wild (1979)	2 - 10	100	14 - 70
Ehlers (1976)	2 - 11	27-363	0 - 80
Green/Askew (1965)	2 - 50	-	100
Williams/Allman (1969)	5 - 10	100-50	0 - 800
Vetter/Scharafat (1964)	1	700-78	30 - 150

Tabelle 2.2.4: Durchmesser, Anteil pro m<sup>2</sup> und Tiefe von Makroporen (nach Beven (1982) (zitiert bei Worreschk (1985))).

Zu beachten ist bei den Angaben in obiger Tabelle 2.2.4, daß die kleinste beobachtete Häufigkeit in der Größenordnung von ca. 20 - 30 pro m<sup>2</sup> liegt.

Die Wirkung der Makroporen hinsichtlich der Wasserbewegung besteht darin, daß in ihnen bei ausreichendem Wasserangebot eine vorwiegend vertikale Strömung unter dem Einfluß der Gravitation stattfindet (Beven und German (1982), Zuidema (1985)). Die Hauptwirkung besteht darin, daß durch die Makroporen eine schnelle Infiltration und Perkolation erfolgt, wobei Fließgeschwindigkeiten zwischen 1 cm/s und 25 cm/s möglich sind (Bouma (1982), zitiert bei Zuidema (1985)). Trotz geringer Oberflächenanteile können dabei enorme Infiltrationsraten erzielt werden (vgl. Tabelle 2.2.5).

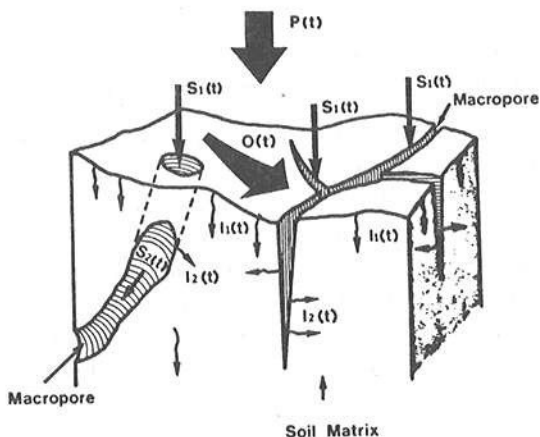
Porenanzahl pro m <sup>2</sup>	Porendurchmesser in mm	mittlere Infiltrationsrate pro m <sup>2</sup> in mm/min
75	2 - 5	0.15
40	5 - 8	0.96
2	8 - 11	0.12

Tabelle 2.2.5: Infiltrationsrate in Abhängigkeit des Porendurchmessers nach Ehlers (1975), bestimmt an rechteckigen Flächen (80 x 50 cm<sup>2</sup>) (zitiert bei Worreschk (1985)).

Voraussetzung für einen Fluß in den Makroporen ist ein Überschreiten des Infiltrationsvermögens des Bodens bzw. der Mikroporen; d.h. es muß ein Über-

stau oder zumindest ein Wasserfilm an der Bodenoberfläche vorhanden sein (Beven und German (1982), Worreschk (1985)).

Eine Definitionsskizze für Wasserflüsse während der Infiltration in ein Bodenelement mit Makroporen ist in Bild 2.2.8 (aus Beven und German (1982)) gegeben. Es verdeutlicht, daß neben der vertikalen Komponente auch die mehr horizontal orientierte Interaktion zwischen Makroporen und Bodenmatrix für die Bilanz von Bedeutung ist. Zuidema (1985) untersuchte diese Interaktion anhand aufwendiger numerischer Modellrechnungen und fand als wichtigste Regelgröße die Durchlässigkeit der Porenwandung.



Definition diagram for water flows during infiltration into a block of soil with macropores.  $P(t)$ , overall input (precipitation, irrigation);  $I_1(t)$ , infiltration into the matrix from the surface;  $I_2(t)$ , infiltration into the matrix from the walls of the macropores;  $S_1(t)$ , seepage into the macropores at the soil surface;  $S_2(t)$ , flow within the macropores;  $O(t)$ , overland flow.

Bild 2.2.8: Definitionsskizze, für Wasserflüsse während der Infiltration in ein Bodenelement mit Makroporen (aus Beven und German (1982)).

Betrachtet man den Wasserfluss durch Makroporen in erster Linie als laminare Strömung durch Rohre mit beliebigem Querschnitt, so bietet sich das Gesetz von HAGEN-POISEUILLE zur Berechnung der mittleren Geschwindigkeit  $v_p$  in einer einzelnen (Makro)pore an (vgl. auch Diestel, 1986; Peschke und Richter, 1988):



$$v_p = \frac{1}{2} \frac{g}{\nu} R_h^2 \cdot \text{grad } h \quad (2.2.15)$$

mit: grad h = Potentialgradient  
g = Erdbeschleunigung  
 $\nu$  = kinematische Viskosität  
 $R_h$  = hydraulischer Radius (!)

Hätte man in einem sonst kontinuierlichen Boden eine gewisse Anzahl von vertikal orientierten Makroporen mit demselben hydraulischen Radius  $R_h$ , die mit dem übrigen Bodenmaterial zusammen die Porosität  $n$  ergäben, so könnte man die Filtergeschwindigkeit oder Sickerrate  $v$  aus der Gleichung für die laminare Porenströmung (Gl. (2.2.15)) berechnen bzw. den DARCY-Beiwert  $K_s$  entsprechend Gl. (2.2.16) bestimmen.

$$v = n \cdot v_p = \underbrace{n \cdot \frac{1}{2} \frac{g}{\nu} R_h^2}_{K_s} \cdot \text{grad } h \quad (2.2.16)$$

Eine Sickerrate oder Infiltrationsrate nach dem linearen Gesetz von DARCY zu berechnen ist strenggenommen nur für laminares Fließen in den Poren, bei dem die Trägheitswirkung gegenüber der inneren Reibung vernachlässigbar gering ist, erlaubt. Diestel (1986) stellt anhand von angenommenen realistischen Porengeometrien fest, daß in runden oder rechteckigen Poren mit Radien von 1 mm bis 5 mm oft mit hohen Reynolds-Zahlen zu rechnen ist und folgert, daß (Zitat) "... unter vielen Randbedingungen in nicht-sandigen Böden mit dem Vorkommen teilturbulenter und turbulenter Strömung im oberen Profildbereich zu rechnen ist.". Diestel (1986) verwendet deshalb für seine Untersuchungen zur Abhängigkeit der Bodenwasserbewegung von morphometrischen Parametern des Bodengefüges die modifizierte ERGUN-Gleichung (Macdonald et al., 1979, zit. b. Diestel, 1986) die für den gesamten infragekommenden Strömungsbereich gilt. Diese ist aber nur verwendbar, wenn morphometrische Parameter (z.B. Median der Hohlräumweitenverteilung, Interaggregat-Hohlraumvolumen, (s. Diestel, 1986)) auch tatsächlich verfügbar sind.

Ein hydrologisches Infiltrationsmodell, das auch die Makroporeninfiltration berücksichtigt, wurde u.a. von Worreschk (1985) entwickelt. Es wird im Rahmen der übrigen hydrologischen Infiltrationsmodelle in Abschnitt 4.3 beschrieben.

### 2.2.2.2 Vegetation

Über der Bodenoberfläche bewirkt die Vegetation, daß die Energie des fallenden Niederschlages abgemindert wird, Niederschlagswasser auf Blattflächen gespeichert wird und verdunstet (Interzeption, vgl. Von Hoyningen-Huene (1983)), und der "stemflow" (Stengel- und Stammabfluß) zu kleinströmigen lokalen Konzentrationen der Wassermengen führt. Der letztgenannte Effekt begünstigt die Wasseranlieferung an Wurzelkanäle (Zuidema (1985)).

Im Boden selbst werden durch lebende bzw. zerfallende Wurzeln Makroporen unterschiedlicher Dimensionen gebildet. Bei landwirtschaftlichen Nutzpflanzen hängt das Ausmaß der Durchwurzelung eines Bodens sowohl von der Pflanzenart, als auch vom Wachstumsstadium ab (vgl. Siegert (1978)). Die Durchwurzelung kann dazu führen, daß tatsächliche Versickerungsraten um Größenordnungen größer sind, als sie die Durchlässigkeitsbeiwerte des Bodens (Mikrostruktur) erwarten lassen (Siegert (1978), Worreschk (1985)).

### 2.2.2.3 Kinetische Energie des Regens

Besonders im Falle eines Niederschlags in Form von Regen sind für die Bodenteilchen der Oberfläche die angreifenden Kräfte von Bedeutung, die durch die kinetische Energie der Wassertropfen bei natürlichem oder künstlichem Regen verursacht werden. Die auftreffende kinetische Energie ist um so größer, je größer die Tropfenmasse und die Aufprallgeschwindigkeiten sind:

$$E_{\text{kin}} = \frac{1}{2} m \cdot v^2 \quad (2.2.17)$$

mit:  $E_{\text{kin}}$  = kinetische Energie eines Tropfens  
 $m$  = Masse des Tropfens  
 $v$  = Aufprallgeschwindigkeit

Unterstellt man dem Tropfen eine Kugelform mit dem Durchmesser  $d$ , so ist die kinetische Energie eines einzelnen Tropfens:

$$E_{\text{kin}} = \frac{1}{2} \frac{\rho_w \cdot \pi \cdot d^3}{6} \cdot v^2 \quad (2.2.18)$$

mit:  $\rho_w$  = Dichte des Wassers  
 $d$  = Tropfendurchmesser

Bemerkenswert ist die Tatsache, daß der Tropfendurchmesser mit 3-facher Potenz und die Fallgeschwindigkeit quadratisch in die Rechnung eingeht. So ist nach Zöbisch (1977) mit Anwendung der Gl. (2.2.18) die kinetische Energie eines 4 mm starken Tropfens um 333 mal größer, als die eines 1 mm starken Tropfens, wenn beide ihre Endgeschwindigkeit erreicht haben. Die Endgeschwindigkeit, d.h. die Geschwindigkeit eines fallenden Regentropfens bei der Strömungswiderstand und Gravitation im Gleichgewicht sind, kann z.B. nach dem in Poreh und Mechrez (1984) angegebenen Verfahren in Abhängigkeit der mit der Temperatur veränderlichen Stoffgrößen für Luft und Wasser berechnet werden. Die Tropfendurchmesser eines natürlichen Regens sind nicht konstant, sondern unterliegen einem von der Intensität abhängigen Spektrum (Diem und Strantz (1971), Quimpo und Brohi (1984)). Ist die Tropfengrößenverteilung eines Niederschlages z.B. in Form von relativen Häufigkeiten  $n_i/n$  in den Klassen  $i$  bekannt, so läßt sich die mechanische Leistung des Regens berechnen zu (vgl. Quimpo und Brohi (1984)):

$$P = \frac{1}{2} I \cdot \rho_w \cdot \frac{\sum_{i=1}^k \frac{n_i}{n} d_i^3 v_i^3}{\sum_{i=1}^k \frac{n_i}{n} d_i^3 v_i} \left[ \frac{\text{Watt}}{\text{m}^2} \right] \quad (2.2.19)$$

wobei:  $I$  = Regenintensität  
 $\rho_w$  = Dichte des Wassers  
 $d_i$  = Durchmesser der  $i$ -ten Klasse  
 $v_i$  = Endgeschwindigkeit der  $i$ -ten Klasse  
 $n_i/n$  = relative Häufigkeit.

Um zu demonstrieren, inwiefern bei unterschiedlichen Temperaturen unterschiedliche Regenenergien zustanden kommen, wurden für  $T = 10^\circ\text{C}$  und  $T = 20^\circ\text{C}$  für die Spektren von Marshal und Palmer (1948) und Diem und Strantz (1971) die Energieflüsse  $P$  berechnet (vgl. Tabelle 2.2.6). Aus Tabelle 2.2.6 wird deutlich, daß Temperatureinflüsse wohl vernachlässigt werden können, Form und Herkunft des Tropfenspektrums jedoch nicht.

#### 2.2.2.4 Verschlämmung und Verkrustung

Die Einwirkung der auf eine ungeschützte Bodenoberfläche auftreffenden Regentropfen besteht vor allem in einer Dispergierung der Bodenaggregate,

Tropfenspektrum $\frac{n_i}{n} (d_i)$ nach:	Temperatur [°C]	Intensität [mm/h]	
		10.0	30.0
Marshall und Palmer (1948)	10°	0.056	0.200
	20°	0.057	0.205
Diem und Strantz (1971)	10°	0.045	0.180
	20°	0.046	0.184

Tabelle 2.2.6: Mechanische Leistung von Niederschlägen, angegeben als Energie-Flux P [W/m²] (eigene Berechnungen).

wodurch feine Bodenteilchen herausgelöst werden und zu einer Verschlammung der Bodenoberfläche führen. Bei anschließender Austrocknung kann es zu einer Verkrustung kommen (Zuidema, 1985; Namuth, 1986).

Ein wesentlicher Faktor, der Verschlammung der Bodenoberfläche beeinflussen kann, ist die chemische Zusammensetzung des infiltrierenden Wassers. Trifft Beregnungswasser mit geringer Elektrolytkonzentration (natürlicher Regen) auf eine Bodenoberfläche mit hohem Gehalt an leicht löslichen Salzen, die für die Flockung oder Koagulation von primären Bodenteilchen zu größeren Einheiten verantwortlich sind, so zerfallen die Aggregate und der im Boden vorhandene Tonanteil dispergiert und quillt, was wiederum eine starke Verschlechterung der Infiltrationseigenschaften zur Folge hat (Agassi et al., 1981). Besonders schädlich für die Struktur der Bodenoberfläche ist das dauernde Abwechseln von Bewässerung mit salzhaltigem Wasser und natürlichem Regen. Solche Bedingungen können eine drastische Verminderung der Infiltrationsfähigkeit der Bodenoberfläche zur Folge haben (Hillel, 1980a).

Den Verlauf der Infiltration in einen Boden (Anfangsbedingungen: nicht verschlammte und trocken; verschlammte und feucht; verschlammte und trocken) untersuchten Morin und Benyamini (1977). Sie stellten eine drastische Abnahme der Infiltrationsraten des ungeschützten Bodens gegenüber dem gleichen, mit Strohmulch geschützten Boden fest, bei dem die kinetische Energie der Tropfen durch das Strohmulch aufgenommen wurde.

Zuidema (1985) faßt die Wirkungen von Verschlämmung und Verkrustung wie folgt zusammen:

- Entstehung einer Oberflächensättigung ohne bedeutende Infiltration in die Bodenmatrix  $f_B$
- Verstärkung der Oberflächenabflußbildung  $q_s$
- Zufluß des Niederschlagswassers in die Makroporen wird begünstigt

Der letztgenannte Effekt kann zu größerer Makroporeninfiltration  $f_M$  führen. Es darf also angenommen werden, daß das Vorhandensein von Verschlammungen und Verkrustungen des Bodens einerseits den Anteil der Makroporeninfiltration an der Gesamtinfiltration erhöht, andererseits aber die Infiltration in die Mikroporen reduziert. Die Gesamtinfiltration hängt somit davon ab, ob ein Wasserüberschuß, der in Bereichen fehlender Makroporen produziert wird, in bedeutendem Maße zu Bereichen mit Makroporen umverteilt werden kann und anschließend dort infiltriert. Ist dies nicht der Fall, so wird durch Verschlämmung und Verkrustung die Oberflächenabflußbildung verstärkt.

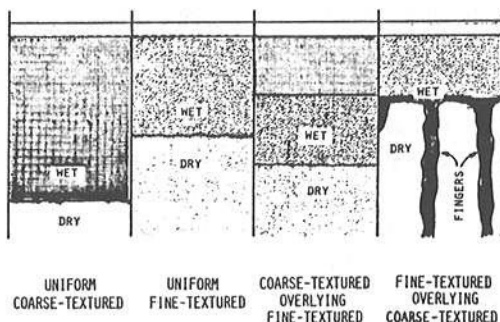
Der meist infiltrationshemmenden Wirkung von Verschlämmung und Verkrustung an der Oberfläche eines wenig oder nicht bewachsenen Bodens kann entgegengewirkt werden, indem die Bodenstruktur und die Stabilität der Bodenaggregate verbessert wird. Dies ist durch eine Konditionierung der Bodenoberfläche, z.B. durch Aufbringen kleiner Mengen organischer Polymere mit dem Beregnungswasser (Polyacrylamide, Polysaccharide) möglich (Ben-Hur und Letey, 1989). Die organischen Polymere werden dabei an den Oberflächen von Tonpartikeln adsorbiert und bewirken eine "Zementierung", d.h. die Primärpartikel werden gegen die zerstörerische Energie der Regentropfen zusammengehalten. Ben-Hur und Letey (1989) stellten darüber hinaus fest, daß destilliertes Beregnungswasser im Vergleich zu salzhaltigem Beregnungswasser drastisch reduzierte Infiltrationsraten bewirkt. Destilliertes Wasser bewirkt eine chemische Dispergierung von Tonpartikeln, die sich anschließend mit dem infiltrierenden Wasser in Bereiche unterhalb der Bodenoberfläche verlagern und dort das Porensystem verstopfen können.

#### 2.2.2.5 Bodenfauna

Die bedeutendste Rolle für die biogene Durchporung spielen Regenwürmer. Sie verursachen ein gleichmäßiges Makroporensystem in vorwiegend vertikaler Richtung (Beven und German (1982), Zuidema (1985)). Allerdings können Wurmkänäle durch Bodenbearbeitung unterbrochen werden.

### 2.2.2.6 Schichtung des Bodens

Bodenschichten sind Kontinuen, Schichtgrenzen sind Ränder der Kontinuen. Mathematisch gesehen verursacht die Schichtung des Bodens also ein Randwertproblem. Innerhalb der Schichten sind Saugspannungen, Wassergehalt und Durchlässigkeit kontinuierlich verteilt. An den Schichtgrenzen weisen Wassergehalt und Durchlässigkeit i.d.R. Diskontinuitäten auf. Nur bei extremen Körnungsunterschieden (z.B. feinkörniger Boden über Schotter) können auch Saugspannungen sog. "kapillare Diskontinuitäten" (Flühler, 1988) aufweisen. Derartige Situationen (feinkörniger Boden über grobkörnigem Material) können bei der Infiltration auch zu Instabilitäten in der Befeuchtungszone führen (sog. "fingering") (vgl. Bild 2.2.9) (Hillel, 1980; Tamai et al., 1987). Auch laterale Bewegungen des Bodenwassers werden durch die Schichtung des Bodens begünstigt (Zuidema (1985), Flühler (1988)).



**Bild 2.2.9:** Instabilität der Feuchtefront während der Infiltration (aus Hillel (1980)).

### 2.2.2.7 Räumliche Variabilität bodenphysikalischer Eigenschaften

Variationskoeffizienten bodenphysikalischer Parameter können je nach Parameter Werte zwischen 10 und 1000 % annehmen. Anhand von Tabelle 2.2.7 (aus Warrick und Nielsen (1980)) wird belegt, daß gerade die für die Bewegung des Bodenwassers maßgeblichen Parameter - gesättigte bzw. ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit - äußerst stark variieren. Die Variationskoeffizienten liegen hier bei 86-190 % bzw. 170-400 %. So ist es nicht verwunderlich, daß auch auf kleinen Flächen gemessene Infiltrationsraten stark variieren. Eng damit zusammen hängt auch die Tatsache, daß der Einflußbereich für die räumliche Abhängigkeit gemessener Infiltrationsraten bzw. gesättigter

Wasserleitfähigkeiten relativ klein ist. So fanden Vieira et al. (1981) für ihre gemessenen Infiltrationsraten mit Autokorrelogramm einen Einflußbereich ("Korrelationslänge") von ca. 10-20 m, mit Variogramm einen Einflußbereich ("Range") von ca. 50 m. Russo und Bresler (1981) geben für ihre gemessenen gesättigten Leitfähigkeiten aufgrund des Autokorrelogramms einen Einflußbereich von ca. 14-34 m an.

Parameter	Mean	Standard deviation	Coefficient of variation (%)	Source
<i>Low variation</i>				
1. Bulk density (g/cm <sup>3</sup> )	1.3	0.09	6.9	Gumaa (1978). 5 combined depths on 64 cores. Arizona, with 15 hectares, contained 5 series, each a "typic torrifluent."
	1.4	0.095	6.8	Nielsen et al. (1973), combined data for 6 depths. California, Panoche, 20 sites within 150 ha (had additional replicates).
	1.5	0.11	7.3	Cassel and Bauer (1975) 30-60 cm depth. North Dakota, Maddock sandy loam within 1.3 ha.
2. Water content (%) at zero tension (cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> )	40/45	4.5/4.8	11/11	Nielsen et al., 30 cm depth and combined depths Cameron (1978). 15-30 cm depth Saskatchewan. Bainsville, 225 m <sup>2</sup>
	47	4.8	10	
<i>Medium variation</i>				
3. Sand, silt/clay (%)	53/28/19	15/9.1/6.8	28/32/36	Gumaa, 30 cm, 64 sites
	59/29/12	22/18/6.4	37/62/53	Gumaa, 5 depths, at 64 sites
	26/27/47	11/6/8	42/22/17	Nielsen et al., 30-45 cm depths
	24,30/45	14/8/10	58/27/22	Nielsen et al., 12 combined depths
4. 0.1/15 bar (% water content, g/g)	27/9.5	5.4/3.1	20/33	Gumaa, 30 cm depth
0.2 bar (cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> )	23, 7.5	9.2/3.8	40, 51	Gumaa, 5 combined depths
	32	5.4	17	Nielsen et al., 30 cm depth
	32	7.7	24	Nielsen et al., combined depths
2.2 bar (cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> )	34	4.1	12	Cameron, 15-30 cm depth
15 bar (g/g)	4.5	1.4	31	Cassel and Bauer, 30-60 cm depth
<i>High variation</i>				
5. Saturated hydraulic conductivity (cm/hr)	14	26	190	Gumaa, 5 combined depths on 64 cores
Saturated hydraulic conductivity (cm day)	20	22	110	Nielsen et al., 30 cm depth
Saturated hydraulic conductivity as (in./hr)	35	30	86	Biggar and Nielsen, combined depths
	0.62	0.64	100	Willardson and Hurst (1965), Calif., 0-90 cm depth. Gila-Vinton, 330 values, scattered area.
6. Unsaturated hydraulic conductivity (cm day) (90% and 60% of saturation)	0.63/0.0026	1.75/0.011	280/420	Nielsen et al., 30 cm depth
	4.9-0.12	8.1-0.47	170/400	Nielsen et al., combined depths
7. Apparent diffusion coefficient (cm <sup>2</sup> /day)	370	(2.4)(10) <sup>6</sup>	(6.5)(10) <sup>6</sup>	Biggar and Nielsen (1976), all depths, 150 hectare Panoche site.
8. Pore water velocity (cm day) (from water and solute)	44/40	7300,4400	(1.7)(10) <sup>4</sup> / (1.1)(10) <sup>4</sup>	Biggar and Nielsen, all depths.
9. Electrical conductivity in µmho/cm for 1:1 extract and saturation extract	3200/ 3100	8100-3900	250,130	Wagenet and Jurinak (1978), 7.5-15 cm depth, Utah. Mancos Shale, within 777 km <sup>2</sup> .
10. Log of scaling coefficient (no units)	-0.136	0.512	380	Warrick et al. (1977), Panoche combined depths. From Nielsen et al., above.

Tabelle 2.2.7: Statistische Parameter von Bodeneigenschaften (aus Warrick und Nielsen, 1980)

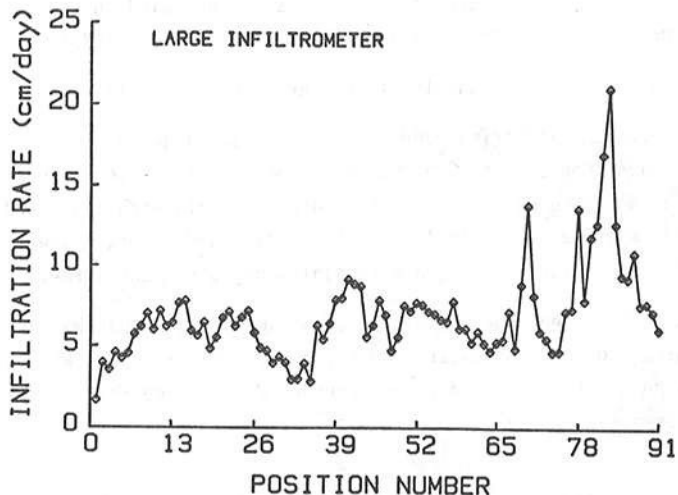
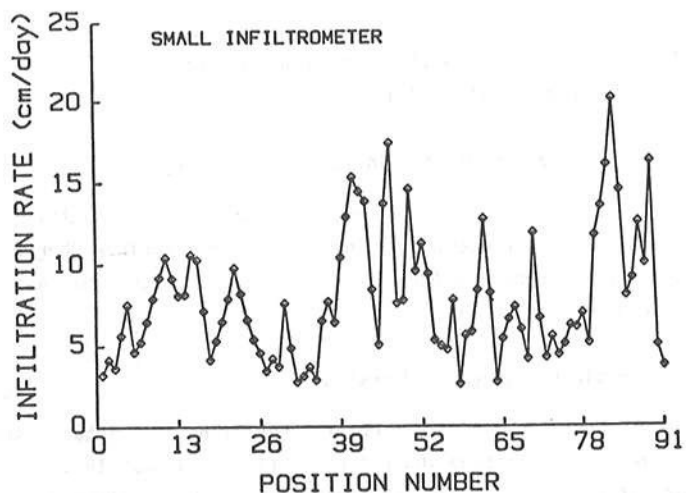
Die Variabilität von z.B. mit Ringinfiltrometern gemessenen Versickerungsraten hängt dabei auch wesentlich vom Durchmesser des Infiltrometers ab. In Bild 2.2.10 sind von Hendrickx et al. (1985) auf einem Teststreifen mit 30 cm - bzw. 100 cm - Infiltrometern (mit Überstau) gemessene Endinfiltrationsraten dargestellt. Die Variationskoeffizienten der Ergebnisse mit großen Ringen ( $\phi = 100$  cm) liegen bei den Daten von Hendrickx et al. (1985) etwa 20 % niedriger als die der kleinen Ringe ( $\phi = 30$  cm).

Die Konsequenz der hohen Variabilität gerade der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit  $K_S$  ist der hohe erforderliche Stichprobenumfang, der zum Erzielen einer geforderten Genauigkeit nötig ist (Warrick und Nielsen, 1980). Würde man z.B. die zulässige Standardabweichung eines zu schätzenden mittleren  $K_S$ -Wertes als absolutes Genauigkeitsmaß vorgeben, so hinge der erforderliche Stichprobenumfang von der Größe des Mittelwerts selbst und vom Variationskoeffizienten ab. Dies sei anhand von Tabelle 2.2.8 verdeutlicht.

Variationskoeffizient	mittlerer $K_S$ -Wert [mm/h]					
	5	10	20	40	80	160
0 %	7	25	100	400	1600	6400
100 %	25	100	400	1600	6400	25600

Tabelle 2.2.8: Erforderlicher Stichprobenumfang für  $s_{\bar{x}}$  (= Standardabweichung eines zu schätzenden mittleren  $K_S$ -Wertes)  $\leq 1$  mm/h





**Bild 2.2.10:** Endinfiltrationsraten entlang eines 90 m langen Teststreifens mit Ringinfiltrometern unterschiedlichen Durchmessers (small:  $\phi = 30$  cm; large:  $\phi = 100$  cm) (aus Hendrickx et al., 1985)

### 2.3 Anforderungen an Infiltrationsexperimente

Bevor eigene Anforderungen an Infiltrationsexperimente formuliert werden, sollen im folgenden Abschnitt übliche Arten der kleinmaßstäblichen Infiltrationsmessung kurz vorgestellt werden.

#### 2.3.1 Arten der kleinmaßstäblichen Infiltrationsmessung

Zur Infiltrationsmessung werden in der Literatur zwei grundsätzlich verschiedene Verfahren beschrieben: zum einen Verfahren mit einem überstauenden Wasserspiegel von mehreren cm Höhe, zum anderen Verfahren, die auf einer künstlichen Beregnung basieren.

##### 2.3.1.1 Infiltrationsmessung mit Überstau

An Verfahren mit Überstau sind freie Oberflächen (z.B. DIN 19682, Blatt 7, 1972) oder auch geschlossene Oberflächen (z.B. Dixon, 1975) möglich. Geschlossene Infiltrimeter werden verwendet, um mit Hilfe eines Unterdrucks im überstauenden Wasserkörper zu große Druckunterschiede zwischen dem befeuchteten Meßbereich und dem nicht befeuchteten umgebenden Boden zu vermeiden; d.h. der Druck im überstauenden Wasserkörper wird so eingestellt, daß an der Bodenoberkante Atmosphärendruck herrscht (Dixon, 1975).

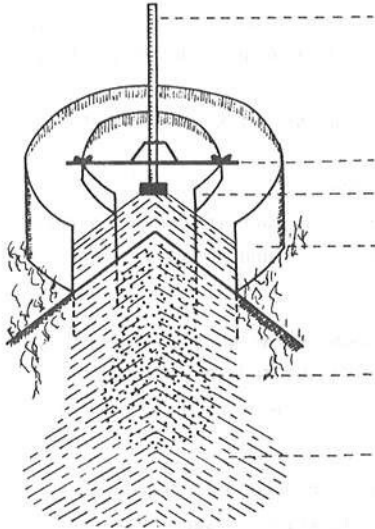
Die Anwendung der überstauenden Infiltrimeter sieht i. a. wie folgt aus:

- ein einzelner Stahlring oder ein konzentrisch angeordnetes Paar von Stahlringen (Doppelring- oder Doppelzylinderinfiltrimeter) (Durchmesser mehrere dm) wird ca. 10 cm tief in den Boden eingeschlagen und vorsichtig mit Wasser gefüllt, nachdem der Boden mit einer sehr durchlässigen Sandschicht gegen Verschlämmung geschützt wurde;
- über die zeitliche Änderung des Volumens im überstauenden Wasserkörper, ausgedrückt durch den Wasserstand  $h$  [mm] im Infiltrimeter, kann die pro Zeiteinheit infiltrierende (versickernde) Wassermenge  $f(t)$  [mm/h] wie folgt ermittelt werden:

$$f(t) = - \frac{dh}{dt}(t) \quad (2.3.1)$$

Prinzipkizze und Abmessungen eines Doppelringinfiltrimeters sind in Bild 2.3.1 gegeben. In der DIN 19682 und in Achtnich (1980) wird zur Messung der versickernden Wassermenge die Verwendung von zwei Mariottischen Flaschen empfohlen. Bei mehreren Stunden Versuchsdauer auf durchlässigen Böden hat dies jedoch den Nachteil, daß sehr große Wassermengen in den Mariottischen

Flaschen bevorratet werden müssen. Doppelringinfiltrometer mit Schwimmerskala dagegen können recht unproblematisch aufgefüllt werden, wenn der Schwimmer um ein gewisses Maß (z.B. 1 oder 2 cm) gefallen ist.



Schwimmer mit Millimeterskala

$\frac{\Delta h}{\Delta t}$  gemessen ==> Infiltrationsrate  
im inneren Ring

Schwimmerbrücke

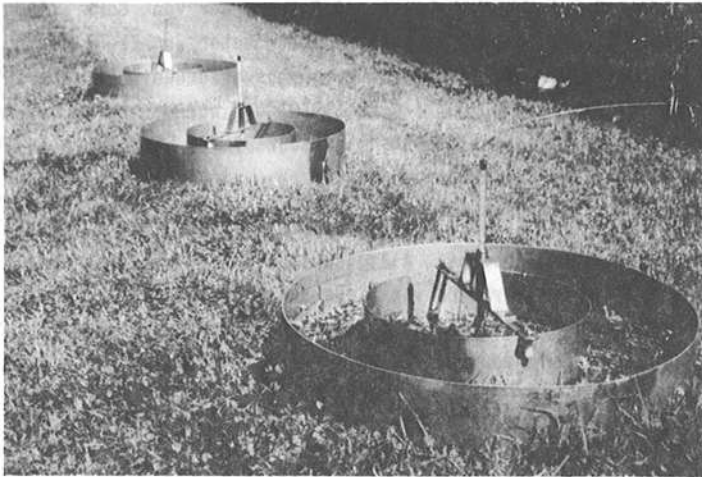
innerer Ring  $\varnothing$  30 cm

äußerer Ring  $\varnothing$  60 cm

Versickerung aus Innenring

Versickerung aus Außenring

**Bild 2.3.1:** Doppelringinfiltrometer



**Foto:** Doppelringinfiltrometer

Im Hinblick auf die in Abschnitt 2.2 diskutierten Einflußfaktoren weisen die überstauenden Verfahren folgende z.T. gravierende Nachteile auf:

- das Experiment mit Überstau entspricht einer unendlich großen Niederschlagsintensität;
- Makroporen und andere Gefügehohlräume werden bereits beim Auffüllen des Infiltrometers gefüllt, da innerhalb des Wasserkörpers eine beliebige Umverteilung möglich ist;
- das hydraulische Potential infolge Überstau ist unnatürlich hoch;
- es ist keine Sättigungszeit meßbar;
- ein lateraler Abstrom des Wassers über einer wenig durchlässigen Schicht führt zur Messung unrealistisch hoher Infiltrationsraten;
- die Einflüsse von Niederschlagsintensität und Anfangsbedingungen können nicht untersucht werden.

Der Vorteil von Überstauenden Infiltrationsmessverfahren (wie z.B. Doppelringinfiltrometer) liegt vor allem in der wenig aufwendigen Anwendung.

### 2.3.1.2 Infiltrationsmessung mit Beregnung

Um den oben genannten Nachteilen der Ringinfiltrometer zu begegnen werden oft aufwendigere Beregnungsversuche zur Infiltrationsmessung herangezogen. Entwicklungen bzw. Untersuchungen neueren Datums sind z.B. der äußerst kleinflächig ( $\phi \approx 10$  cm) anzuwendende portable Regner von Tricker (1979), der auf  $1 \text{ m}^2$  einzusetzende Sprinkler-Infiltrometer von Bork (1980), der intermittierend arbeitende Sprinkler-Infiltrometer von Zegelin und White (1982) und die auf großflächigen Beregnungsversuchen (bis zu  $1000 \text{ m}^2$ ) basierenden Untersuchungen von Siegert (1978) und Worreschk (1985). Auch die ursprünglich mehr als Erosionsmeßanlage konzipierte Beregnungsanlage von Karl und Toldrian (1973) wurde inzwischen z.B. von Kölla und Zuidema (1984) sowie von Schwarz (1986) gezielt als Infiltrationsmeßanlage eingesetzt.

Im Hinblick auf die in Abschnitt 2.2 diskutierten Teilprozesse und Einflußfaktoren für die Infiltration von Niederschlägen sprechen im wesentlichen die folgenden Gründe für die Verwendung von Beregnungsversuchen zur Messung des Zeitlichen Verlaufs von Infiltrationsraten:

- die Infiltration in die Bodenmatrix  $f_B$  bis zur Sättigungszeit  $t_S$  wird der natürlichen Bilanz entsprechend erzeugt;
- die Einflüsse der Niederschlagsintensität  $p(t)$  und der Anfangsbedingungen können untersucht werden;

- der Einfluß der Oberflächenabflußbildung  $q_s(t)$  auf die Infiltration in die Makroporen kann untersucht werden;
- wenn es gelingt, die natürlichen Energiegehalte des Regens zu approximieren, können Verschlammungseffekte naturähnlich erzeugt werden;
- Interzeption, Abtropfen von Blättern, Stengelabfluß usw. gehen unter Berechnung auf natürliche Weise in die Bilanz mit ein.

Wie schon in Abschnitt 2.1.4 angedeutet wurde, wird bei Berechnungsversuchen zur Messung der Infiltrationsrate eine bekannte Niederschlagsintensität erzeugt und anschließend der Oberflächenabfluß bzw. die Oberflächenabflußbildung  $q_s(t)$  gemessen. Die Infiltrationsrate wird dann gemäß der Gleichung

$$f(t) = p(t) - q_s(t) \quad ; \quad \frac{dS}{dt} = 0 \quad (2.3.2)$$

berechnet. Der entscheidende Vorteil der Berechnung gegenüber den überstauenden Verfahren besteht dabei darin, daß - entsprechend der natürlichen Abfolge - bis zum Beginn einer Oberflächenabflußbildung (Sättigungszeit  $t_s$ ) die Infiltration in die Bodenmatrix ohne wesentliche Beteiligung der Makroporen stattfindet, danach - also nach Ausbildung eines Wasserfilms auf der Bodenoberfläche - aber die Makroporen den wesentlichen Teil der Infiltration ausmachen dürften (Zuidema, 1985; Worreschk, 1985).

### 2.3.2 Anforderungen an das Infiltrationsexperiment mit Berechnung

Bezogen auf die vorgesehene Verwendung des im Rahmen dieses Projektes aufzubauenden Infiltrationsmessverfahrens als mobile kleinflächige Messeinheit (Punktmessung) zur Untersuchung der räumlichen Variabilität von Versickerungsparametern und hinsichtlich der in Abschnitt 2.2 diskutierten Einflußfaktoren werden die folgenden Anforderungen an das Verfahren formuliert:

- Niederschlag:** - die Niederschlagsintensität  $p$  sollte in weiten Grenzen möglichst flexibel variiert werden können, um
- a) lange und gut meßbare Sättigungszeiten  $t_s$  zu erzielen,
  - b) die Abhängigkeit der Makroporeninfiltration von der Oberflächenabflußbildung nachbilden zu können und
  - c) die Infiltration ohne Oberflächenabflußbildung (z.B. bei gleichzeitiger Messung der Bodenfeuchtedynamik) gezielt erzeugen zu können.
- die Energie des Niederschlags sollte entweder naturähnlich nachgebildet werden, um Verschlammungseffekte realistisch

- simulieren zu können oder wesentlich kleiner als natürlich eingestellt werden können, um den aktuell vorhandenen Zustand der Bodenoberfläche erhalten zu können;
- der Niederschlag sollte über die Meßfläche möglichst gleichmäßig verteilt sein.

**Größe der Meßfläche:** - die Meßfläche sollte eine ausreichende physikalische Mittelung über die Infiltrationskapazitäten der Mikrostruktur, der Makroporen und Gefügehohlräume ermöglichen (untere Grenze: ca. 20 - 30 Makroporen pro  $m^2$  ==> Größenordnung mindestens  $1 m^2$ )

- der Wasserbedarf für die zu überregnende Fläche sollte sich im Hinblick auf späteren mobilen Einsatz in Grenzen halten (==> wenige  $m^2$  Berechnungsfläche)

**Abgrenzung der Meßfläche:** - Einbauten im Boden sollten sowohl im geneigten als auch im horizontalen Gelände verwendbar sein;

- im horizontalen Gelände sollte die Änderung der Oberflächenspeicherung ( $dS/dt$ ) minimal gehalten werden können, da sonst Bilanzfehler auftreten.

Das aufgrund der oben genannten Anforderungen aufgebaute Infiltrationsmeßverfahren wird im nächsten Kapitel 3 beschrieben.

Zuvor werden jedoch noch einige Anforderungen an die Modellierung der Infiltration formuliert.

## 2.4 Anforderungen an die Modellierung der Infiltration

### 2.4.1 Im Maßstab des Infiltrationsexperiments (Elementmodell)

Im Maßstab des Infiltrationsexperiments (Erkundungsmaßstab) muß das Infiltrationsmodell das auf der Meßfläche auftretende mittlere Verhalten nachvollziehen können. Im Hinblick auf die Modellierung im größeren Maßstab gibt der Erkundungsmaßstab (Meßfläche) die kleinstmögliche horizontale Diskretisierung, d.h. Aufteilung in einzelne Flächenelemente, vor. Diejenige Variabilität, die innerhalb eines Flächenelements im Erkundungsmaßstab auftritt (mikroskalige Variabilität der Durchlässigkeit, Makroporen, Schrumpfrisse), muß durch das Elementmodell in homogenisierter Form wiedergegeben werden.

## 2.4.2 Im größeren Maßstab (Flächenmodell)

Im größeren Maßstab (Ackerfläche, Hang, Teileinzugsgebiet usw.) wird vom Infiltrationsmodell (Flächenmodell) wieder gefordert, das in diesem Maßstab auftretende mittlere Verhalten nachvollziehen zu können. Da aber die Information über die Parameter nur im viel kleineren Erkundungsmaßstab vorliegt, muß das Flächenmodell nun entweder deterministisch in viele kleinere Elemente zerlegt (diskretisiert) werden oder es müssen die statistischen Eigenschaften der im Erkundungsmaßstab gewonnenen Parameter berücksichtigt werden. Hierbei liegt ein wesentliches Problem darin, daß die einzelnen Meßflächen zur Gewinnung von Parametern unabhängig voneinander beprobt werden, bei Zustandekommen des mittleren Verhaltens einer Fläche im größeren Maßstab aber meist nicht unabhängig voneinander wirken. Dies ist z.B. dann der Fall, wenn einzelne kleine Meßflächen an einem Hang, die unabhängig voneinander untersucht wurden, bei einem stärkeren Niederschlagsereignis durch die Umverteilung von Wasser infolge Oberflächen- und Zwischenabfluß physikalisch miteinander gekoppelt werden.

Das Infiltrationsmodell für den größeren Maßstab kann also nur ein statistisches Modell sein, in dem die Variabilität zumindest in Form von Flächenanteilen mit unterschiedlichen Parametersätzen und Randbedingungen berücksichtigt wird. Wenn für den Erkundungsmaßstab ein Infiltrationsmodell verfügbar ist (Elementmodell), so bietet es sich an, dieses Modell auf jeden einzelnen Flächenanteil (Homogenbereich) eines größeren Gebiets anzuwenden. Da möglicherweise eine große Anzahl von Flächenanteilen gewählt werden muß, sollte das Elementmodell hinsichtlich Speicherplatz und Rechenzeit keine zu hohen Anforderungen stellen.

### 3. VORSTELLUNG DES ENTWICKELTEN INFILTRATIONSMESSVERFAHRENS DER DURCHFÜHRTEN FELDVERSUCHE UND DER MESSERGEBNISSE

#### 3.1 Vorbemerkungen

Die im folgenden beschriebene Realisierung eines auf kleinflächiger Beregnung basierenden Infiltrationsmeßverfahrens mußte sich an den in Abschnitt 2.3.2 formulierten Anforderungen orientieren. Von den in Abschnitt 2.3.1.2 gesichteten Verfahren war vorab keines optimal für die vorgesehene Anwendung geeignet. Bork (1980) z.B. konnte lediglich eine Niederschlagsintensität von 150 mm/h erzeugen, Schwarz (1986) eine Intensität von 100 mm/h. Kölla und Zuidema (1983) variierten die Niederschlagsintensität durch Änderung der Düsenanzahl an der in Anlehnung an Karl und Toldrian (1973) nachgebauten Anlage zwischen 20 und 100 mm/h. Die Anlage von Karl und Toldrian (1973) und ihre Nachbauten haben jedoch neben dem großen Wasserbedarf (10 m<sup>3</sup> Wasservorrat !) den Nachteil, daß die aufwärtssprühenden Düsen nur bis in ca. 2 m Höhe sprühen, wodurch die natürlichen Fallgeschwindigkeiten vor allem größerer Tropfen nicht erreicht werden können. Was die Größe der Meßfläche angeht, so konnte aufgrund der Experimente und der Modellergebnisse von Bork (1980) (s. Abschnitt 4.3.4.2) davon ausgegangen werden, daß 1 m<sup>2</sup> Meßfläche brauchbare Meßdaten liefert.

Was die gezielte Variation der Niederschlagsintensität angeht, schien das Sprinkler-Konzept von Zegelin und White (1982) am meisten den Anforderungen zu entsprechen, da dort eine abwärtssprühenden Düse mit variablem Druck verwendet wurde, die über ein elektronisch gesteuertes Magnetventil intermittierend beaufschlagt werden kann. Durch den Düsendruck und eine geeignete Düse kann der Energiegehalt des Niederschlags beeinflußt werden, durch die Wahl der Öffnungs- und Schließzeiten (im Sekundenbereich) des Magnetventils kann die Niederschlagsintensität gezielt eingestellt werden.

In zeitaufwendigen Vorversuchen im Rahmen dieses Projekts wurde versucht, einen magnetventilgesteuerten Sprinkler mit abwärtssprühendern Düse nach dem Vorbild von Zegelin und White (1982) zu bauen. Diese Konzept erwies sich jedoch als nicht realisierbar, da das nach jeder Beaufschlagung auftretende Nachtropfen der Düse die Wasserbilanz an der Bodenoberfläche völlig verfälschte. Auch eine nach dem Vorbild von Zegelin und White (1982) gestaltete Absaugung der Restwassermenge aus dem Düsenhohlraum konnte das Nachtropfen nicht ausreichend abmindern. Deshalb wurde nach eigenen Ideen ein intermittierend wasserführender Sprinkler gebaut, der in der ersten Version mit



einer aufwärtssprühenden Düse ausgestattet war; in der zweiten Version wurde die aufwärtssprühende Düse durch einen nach dem Rückstoßprinzip angetriebenen Rotor mit nach unten sprühenden Veejet-Düsen ersetzt; in der dritten und endgültigen Version wurde noch ein Motorantrieb für den Rotor installiert. Das Problem des Nachtropfens trat bei der Sprinkler-Version mit aufwärtssprühender Düse nicht in Erscheinung; bei den beiden Rotor-Versionen wurden nachtropfende Wassermengen durch die Zentrifugalbeschleunigung von den Meßflächen ferngehalten. Die folgende Beschreibung der Meßeinrichtungen bezieht sich auf die dritte und endgültige Sprinkler-Version.

### 3.2 Versuchseinrichtungen und Meßgeräte

#### 3.2.1 Sprinkler-Infiltrometer

##### 3.2.1.1 Erzeugung des Niederschlags

Kernstück des Sprinklers ist eine 12 V - betriebene Steuereinheit, die es erlaubt, zwei Magnetventile wechselseitig zu öffnen und zu schließen. Das Steuerungsschema - eine Folge von Rechteckimpulsen - ist in Bild 3.2.1 dargestellt. Die Zeitintervalle  $\Delta t_1$  und  $\Delta t_2$  in Bild 3.2.1 liegen im Bereich von Sekunden und können bis auf eine 1/10 Sekunde genau eingestellt werden.

Die Magnetventile V1 und V2 sind gemäß Bild 3.2.2 in einen von einer regelbaren Pumpe (800 W, 220 V) angetriebenen Wasserkreislauf integriert. Die Beregnung wird immer dann aktiviert, wenn V1 geöffnet und V2 geschlossen ist.

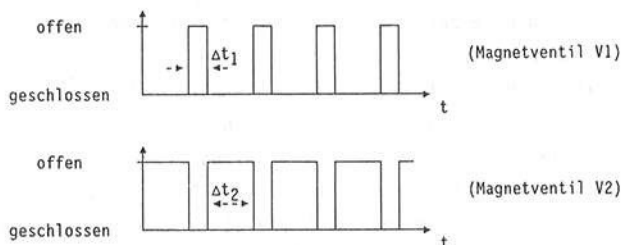


Bild 3.2.1: Steuerungsschema für die Magnetventile V1 und V2

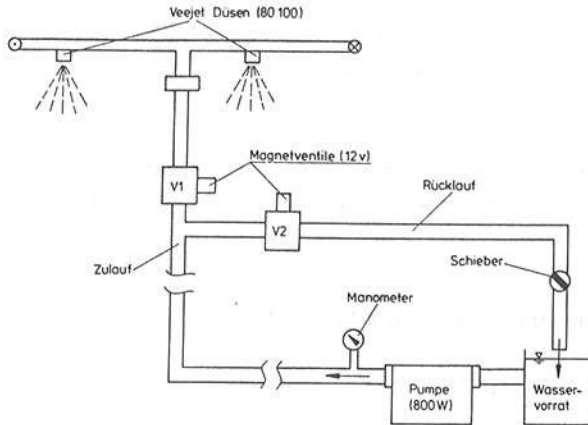


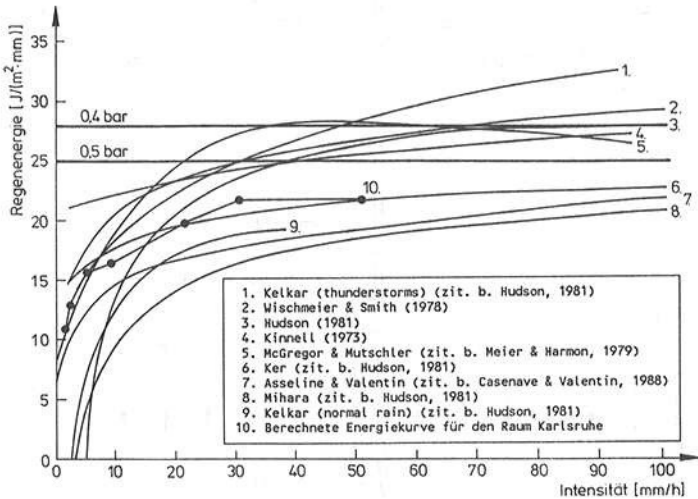
Bild 3.2.2: Fließschema für das Beregnungswasser

Der motorangetriebene Rotor aus PVC-Rohren, der die nach unten sprühenden Veejet-80100-Düsen trägt und mit Wasser versorgt, ist, wie in Bild 3.2.3 dargestellt, am oberen Ende einer vertikal aufgestellten Rohrsäule (1" Rohr und 1" PVC-Schlauch) oberhalb von Ventil V1 in ca. 3.0 m Höhe angeordnet.

Veejet-Düsen der Firma Spraying Systems wurden von vielen Autoren (z.B. Meyer und Harmon, 1979; Auerswald, 1984; Klaghofer, 1985) zur naturähnlichen Simulation von stärkeren Niederschlägen verwendet. Eigene Untersuchungen (vgl. Zimmermann, 1989) der verwendeten Düsen Veejet 80100 ergaben, daß mit dem von Meyer und Harmon (1979) empfohlenen Düsendruck von 0,4 bis 0,5 bar Niederschlagsenergien erzeugt werden, die erst ab einer Intensität von ca. 40 mm/h mit den Energiekurven von McGregor und Mutschler (zit. bei Meyer und Harmon, 1979), Hudson (1981) sowie Wischmeier und Smith (1978) annähernd übereinstimmen. Im Rahmen dieser Untersuchung durchgeführte Berechnungen (vgl. Zimmermann, 1989) anhand der Tropfenspektren von Diem und Strantz (1971) ergaben für den Raum Karlsruhe bis zu 15 % niedrigere Regenenergien als sie z.B. von Wischmeier und Smith (1978) in Abhängigkeit der Intensität angegeben werden. Die angesprochenen Regenenergiekurven sind in Bild 3.2.4 zusammen mit einigen anderen aus der Literatur dargestellt.



bessere Eignung eines höheren Düsendrucks für die Veejet 80100 - Düsen sind in Klaghofer (1985) zu finden; dort wird bei einer größeren Beregnungsanlage mit Veejet 80100-Düsen ein Druck von 0,8 bar verwendet.



**Bild 3.2.4:** Verschiedene Regenenergiekurven im Vergleich mit der Energiekurve für Karlsruhe und der des Sprinklers bei Düsendruck 0,4 bzw. 0,5 bar (Veejet 80100) (Lit. zit.b. Zimmermann, 1989)

Durch die in Bild 3.2.4 dargestellten Energiewerte des Sprinklers kann belegt werden, daß es durch Erhöhung des Düsendrucks möglich ist, die Regenenergie des Sprinklers zu verringern. Weitere Messungen der Regenenergie z.B. für 0.8 bar konnten im Rahmen dieser Untersuchung aufgrund der begrenzten Zeit nicht vorgenommen werden. Der Sprinkler-Infiltrometer wurde deshalb in Anlehnung an Klaghofer (1985) generell mit einem Düsendruck von 0,8 bar betrieben.

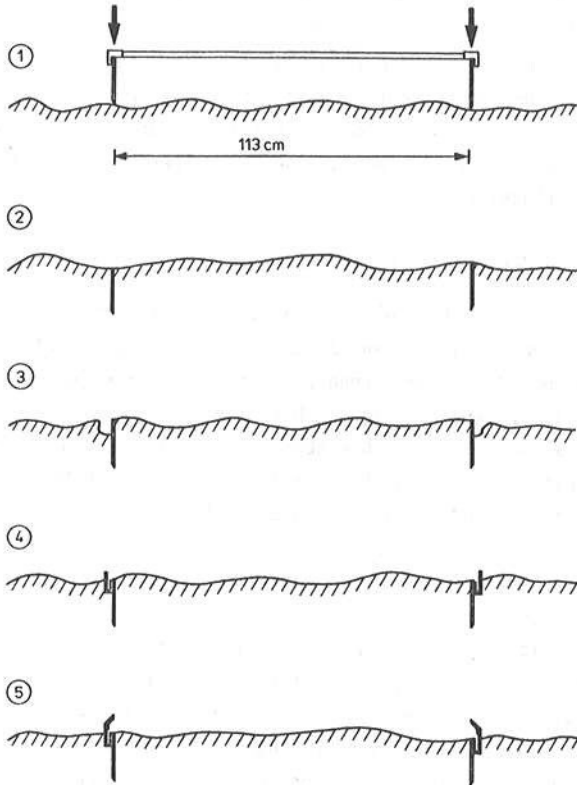
Der oben beschriebene intermittierend wasserführende Sprinkler mit Veejet-80100-Düsen kann Niederschlagsintensitäten von 5 bis 150 mm/h erzeugen. Dabei wird insgesamt eine kreisförmige Fläche von ca. 16 m<sup>2</sup> ( $\phi \approx 4.5$  m) durch die Drehbewegung des Rotors überregnet. Auf einer Kernfläche von ca. 10 m<sup>2</sup> ( $\phi \approx 3.5$  m), auf der die Infiltrationsmessung durchgeführt wird, variiert die am Boden ankommende Intensität bei Windstille mit einem Variationskoeffizienten von ca. 15 %. Bei leichtem Seitenwind wird die Variabilität der Intensität größer. Es wurde dennoch auf einen Windschutz verzichtet,

da dessen Auf- und Abbau einen zu großen Arbeitsaufwand bedeutet hätte. Stattdessen wurde die am Boden ankommende Regenintensität in 4 eigens dafür gebauten Regenschreibern gemessen und zusätzlich noch durch 4 Hellmann-Regenmesser die Regenmenge erfasst, so daß normalerweise über 8 Meßpunkte die tatsächliche Variation des vom Sprinkler erzeugten Regens erfaßt und bei der Auswertung berücksichtigt werden konnte. Weitere technische Details dazu sind in Müller (1989) zu finden.

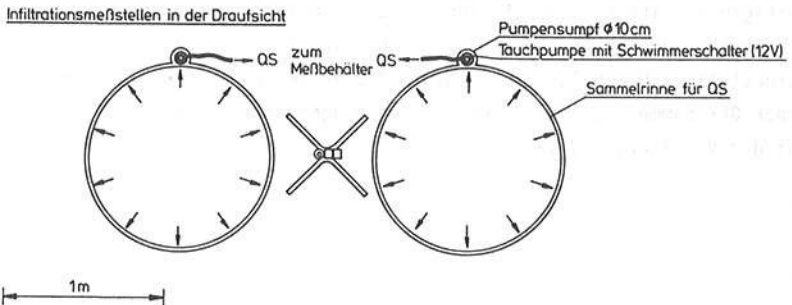
### 3.2.1.2 Messung der Oberflächenabflußbildung

Innerhalb der ca. 10 m<sup>2</sup> großen berechneten Kernfläche wird die Oberflächenabflußbildung  $q_s$  auf 2 jeweils 1 m<sup>2</sup> großen Meßflächen erfaßt. Diese werden bei der Vorbereitung der Infiltrationsversuche durch in den Boden geschlagene, kreisförmige Stahlbleche und eigens dafür hergestellte kreisförmige Sammelrinnen aus GFK abgegrenzt. Die verschiedenen Arbeitsgänge beim Einbau der 15 cm hohen Stahlblechringe und der aus GFK gefertigten Sammelrinnen sind in Bild 3.2.5 dargestellt.

Der 15 cm hohe Stahlblechring wird mit Hilfe eines festen Schlagkranzes in den Boden eingeschlagen (1) bis er praktisch ganz im Boden verschwunden ist (2). Um den Stahlblechring herum wird bis in ca. 5 cm Tiefe und auf ca. 3 cm Breite Erde entnommen (3). In die entstandene Vertiefung wird eine aus GFK gefertigte kreisförmige Sammelrinne mit Pumpensumpf eingesetzt, ein Teil des Erdmaterials wird vorsichtig wieder eingebaut, so daß der äußere Rand der Sammelrinne und der umgebende Boden dicht aneinander anschließen (4). Anschließend erhält die Sammelrinne noch eine Abdeckung, die verhindern soll, daß der später erzeugte Niederschlag direkt in die Sammelrinne fällt (5). Vor Versuchsbeginn wird die Sammelrinne mit Wasser gefüllt. Die fertigen Infiltrationsmeßstellen, die schon in den Bildern 3.2.3 und 3.2.5 im vertikalen Schnitt angedeutet waren, sind in Bild 3.2.6 in der Draufsicht dargestellt. Die Bilder 3.2.7 bis 3.2.9 zeigen Fotos eines Stahlblechrings, einer GFK-Sammelrinne und einer fertig eingerichteten Infiltrationsmeßstelle aus der Vogelperspektive.



**Bild 3.2.5:** Einbau von Stahlblechring und Sammelrinne in den Boden



**Bild 3.2.6:** Infiltrationsmessstellen in der Draufsicht (jeweils  $\phi 113$  cm)

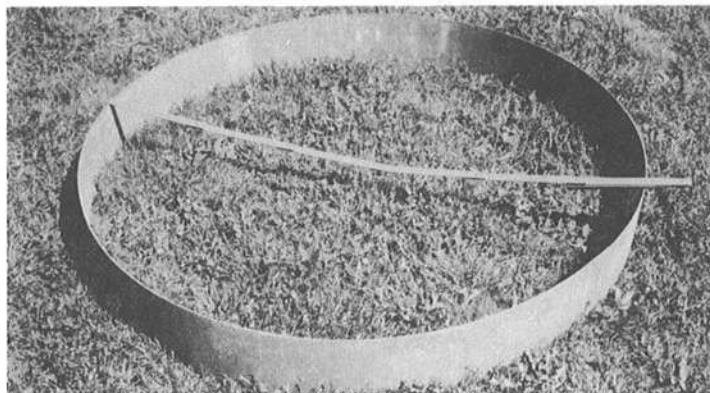


Bild 3.2.7: Foto: Stahlblechring (Höhe: 15 cm;  $\varnothing$ : 113 cm)

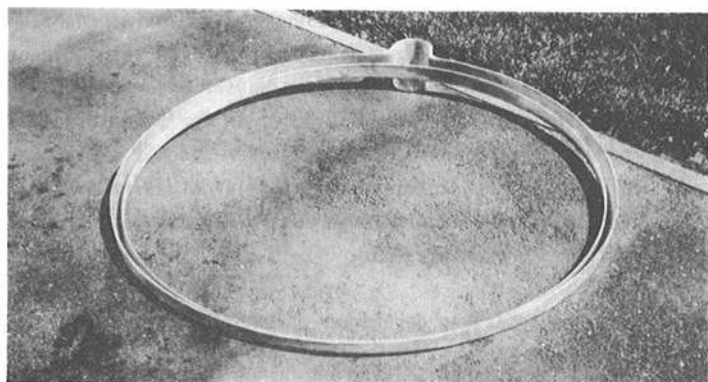


Bild 3.2.8: Foto: Sammelrinne aus GFK mit Pumpensumpf für 12 V - Tauchpumpe

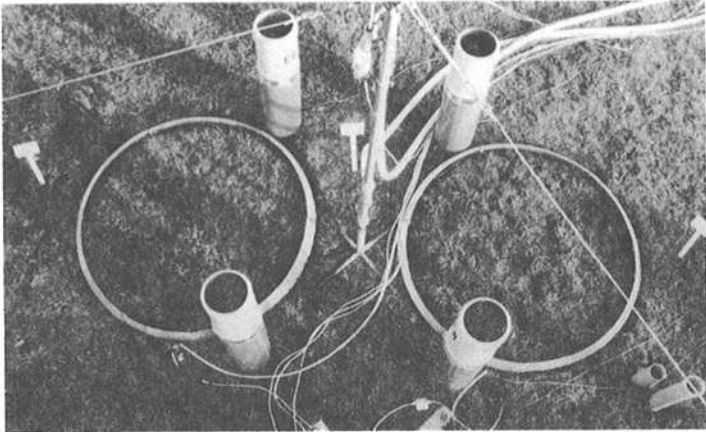


Bild 3.2.9: Foto: fertig eingerichtete Infiltrationsmeßstelle

Zur Durchführung der Messung der Oberflächenabflußbildung werden die Infiltrationsmeßstellen (Bild 3.2.9) nun mit dem in Abschnitt 3.2.1.1 vorgestellten Sprinkler beregnet. Wird nach einer gewissen Zeit (Sättigungszeit) die Aufnahmefähigkeit des Bodens überschritten, so bildet sich innerhalb der Infiltrationsmeßstellen eine Überschuwassermenge (Oberflächenabflußbildung  $q_s(t)$ ), welche die Sammelrinne gegenüber der anfänglich vorhandenen Füllung weiter auffüllt. Ist eine gewisse zusätzliche Wassermenge (ca.  $200 \text{ cm}^3 = 0,2 \text{ mm}$  Oberflächenabflußbildung bei  $1 \text{ m}^2$  Meßfläche) in der Sammelrinne aufgenommen worden, so wird über einen Schwimmerschalter eine 12 V-Tauchpumpe im Pumpensumpf der Sammelrinne aktiviert, die solange Wasser aus der Sammelrinne pumpt bis der Wasserspiegel wieder abgefallen ist und der Schwimmerschalter den elektrischen Kontakt löst.

### 3.2.1.2 Automatische Erfassung der Regen- und Abflußdaten

Zur kostengünstigen und einheitlichen Erfassung der zum Teil recht hohen Niederschlagsintensitäten  $p(t)$  und Oberflächenabflußbildung  $q_s(t)$  wurden 4 Niederschlags- und 4 Abflußmeßgeräte gebaut. Diese arbeiten auf der Basis



einer Zeitdifferenzmessung bei bekanntem Eichvolumen, d.h. über empfindliche Schwimmerschalter werden digitale Meßsignale erzeugt und eine batteriebetriebene Tauchpumpe aktiviert, wenn eine bestimmte Wassermenge das Meßvolumen gefüllt hat. Die Tauchpumpe leert das Meßvolumen in kürzester Zeit; das Meßsignal wird über ein digitales Meßinterface an einen portablen PC weitergegeben und dort auf Diskette gespeichert (vgl. Bild 3.2.10).

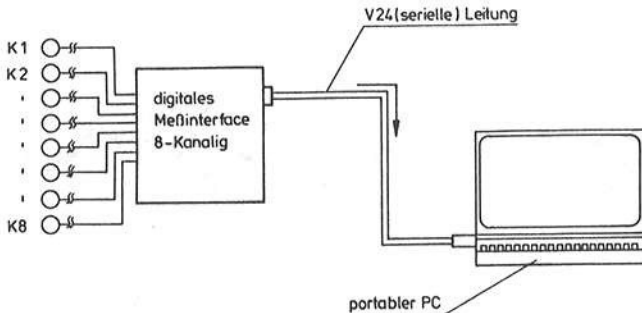
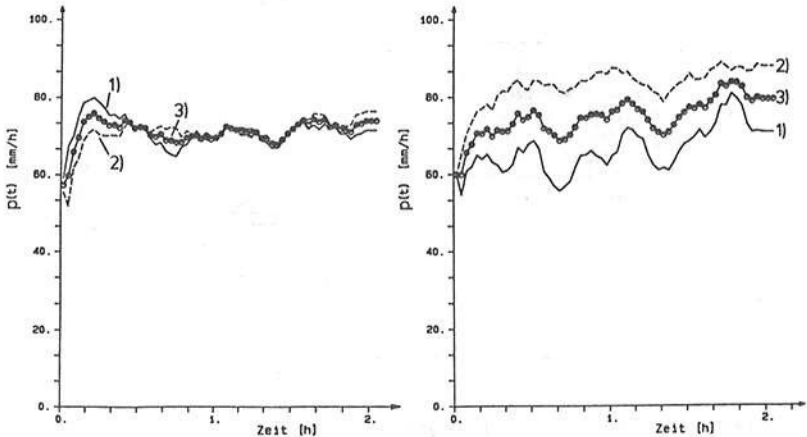


Bild 3.2.10: Erfassung der Regen- und Abflußdaten

Das notwendige Datenerfassungsprogramm wurde in der Programmiersprache PASCAL am IHW entwickelt. Mit Hilfe eines ebenfalls eigens dafür entwickelten FORTRAN-Programms werden die nach Versuchsende auf Diskette gespeicherten Signalfolgen und Auftretenszeitpunkte so ausgewertet, daß sich aufgrund der Zeitdifferenz  $\Delta t$  zwischen zwei Füllungen eines Meßvolumens  $\Delta V$  die jeweilige Rate zu  $Q = \Delta V / \Delta t$  ergibt. Anhand der Gesamtwassermengen für Niederschlag und Oberflächenabfluß, die für jeden Infiltrationsversuch mittels Sammelbehälter ermittelt werden, können die Meßvolumina der Niederschlags- und Abflußmeßgeräte immer neu kalibriert werden (Verschmutzung, Kalkablagerungen, Algenbildung verhindern ein immer gleiches Meßvolumen) (näheres vgl. Müller, 1989).

Mit der oben beschriebenen Zeitdifferenzmessung bei bekanntem Meßvolumen (für Regenmesser mit  $200 \text{ cm}^2$  Auffangfläche ca.  $2 \text{ cm}^3$  Meßvolumen, für Oberflächenabfluß bei  $1 \text{ m}^2$  Messfläche ca.  $80 \text{ cm}^3$  Meßvolumen) und den eigens dafür hergestellten Geräten können die Regen- bzw. Abflußdaten bei Infiltrationsversuchen auf eine sehr robuste und kostengünstige Art und Weise, die

zudem auch für den mobilen Einsatz geeignet ist, erfaßt werden. Fehler bei der Bestimmung der mittleren Niederschlagsintensität, die auf der 1 m<sup>2</sup> großen Meßfläche ankommen, sind viel eher durch Windverwehung des vom Sprinkler erzeugten Regens als durch das oben beschriebene Meßverfahren zu erwarten (s. Bild 3.2.11). Deshalb sollten Infiltrationsexperimente nicht bei Wetterlagen mit stärkerem Wind ausgeführt werden.



**Bild 3.2.11:** Parallele Messung der Niederschlagsintensität mit 2 Intensitätsmeßgeräten ohne und mit Windbeeinflussung (Kurve 3 = Mittelwert)

### 3.2.2 Messung des Feuchtezustands im Boden

Die sich bei einem Infiltrationsversuch unter Beregnung ergebende Sättigungszeit  $t_s$  kann nur dann sinnvoll ausgewertet werden, wenn die vor Versuchsbeginn vorhandenen Anfangsbedingungen in Form von Wassergehalten oder Saugspannungen im Oberboden gemessen wurden. Die parallele Messung von Saugspannungen und Wassergehalten am selben Ort bietet zudem die Möglichkeit, sog. Feld-pF-Kurve aufzustellen. Gelänge es außerdem noch, während eines Beregnungsversuchs die Entwicklung des Bodenfeuchtezustands im Oberboden mit vertretbarem Aufwand zu verfolgen, so könnte die Modellierung

und Parametrisierung der Infiltration auf einer weitaus besseren Datengrundlage erfolgen als durch die bloße Nachrechnung der Infiltrationsrate bzw. der gemessenen Oberflächenabflußbildung. Die im Rahmen dieser Untersuchung verwendeten Meßgeräte für Bodenfeuchte und Saugspannung und deren Installation werden im folgenden beschrieben.

### 3.2.2.1 Bodenfeuchtemessung mit "Time-Domain-Reflectometry"

Bei den anfänglichen Infiltrationsexperimenten wurden Wassergehalte in verschiedenen Tiefen gravimetrisch anhand von Stechzylinderproben (100 cm<sup>3</sup>) bestimmt. Zur Entnahme der Stechzylinder wurde ein Handbohrgerät der Firma Eijkelkamp (Niederlande) verwendet, mit dem Proben aus maximal 2 m Tiefe gezogen werden können. Diese Methode weist neben dem hohen Arbeitsaufwand den Nachteil auf, daß die Umgebung der Infiltrationsmeßstellen relativ schnell zerstört wird.

Deshalb wurde in den USA ein nach dem TDR - Prinzip arbeitendes Bodenfeuchtemeßgerät gekauft, mit dem bis in ca. 90 cm Tiefe bei vertikal eingebauten Sondenstäben die Bodenfeuchte gemessen werden kann. Da dieses Gerät nach etwa 1 Jahr Lieferzeit erst Anfang 1988 von der Firma Soilmoisture Eq. (Santa Barbara, U.S.A) geliefert wurden, konnten erst ab Frühjahr 1988 Erfahrungen mit diesem Gerät gesammelt werden.

Die TDR-Methode (Time - Domain - Reflectometry) zur Bodenfeuchtemessung wurde im wesentlichen von den Wissenschaftlern G.C. Topp, J.L. Davis, und A.P. Annan(vgl. Topp et al., 1980 und 1982) in Kanada entwickelt und bei Felduntersuchungen eingesetzt (vgl. Topp et al., 1983 und 1985).

Die Bodenfeuchtemessung mit TDR nutzt die Tatsache, daß die Mischdielektrizität aus Bodenmaterial+Luft+Wasser vom der Dielektrizitätskonstante des Wassers dominiert wird. Das TDR - Prinzip, bei dem über die Fortpflanzungsgeschwindigkeit  $t_1$  eines Spannungssprungs an zwei parallelen Leiterstäben im Boden die Dielektrizitätskonstante  $\epsilon$  bestimmt wird, erlaubt die Schätzung des Wassergehaltes in Vol.-% im Dielektrikum zwischen den parallelen Leiterstäben (Waves Guides) über die Gleichung (Topp et al. 1980):

$$\theta [\text{Vol.-%}] = - 0.053 + 0.0292 \cdot \epsilon - 0.00055 \cdot \epsilon^2 + 0.0000043 \cdot \epsilon^3 \quad (3.2.1)$$

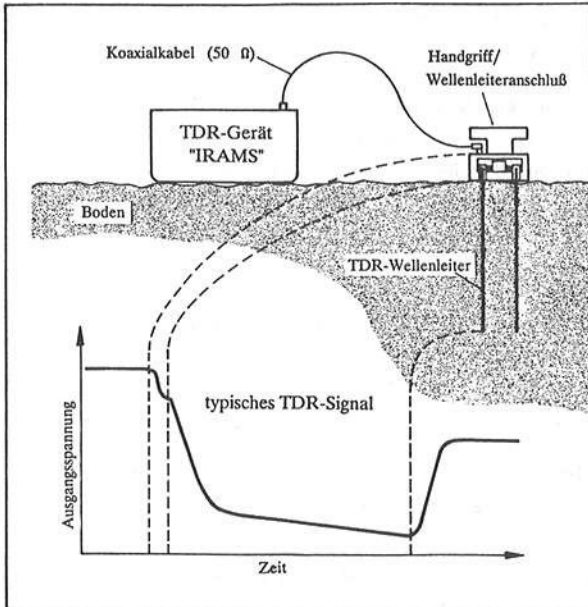
wobei:  $\epsilon$  = Dielektrizitätskonstante und  $\theta$  = Wassergehalt in Vol.-%

In Gleichung (3.2.1) geht die Dielektrizitätskonstante  $\epsilon$  ein, die aus der Fortpflanzungszeit  $t_1$  und der Leiterstablänge  $L$  wie folgt berechnet wird (Topp et al., 1980):

$$\epsilon = \left[ \frac{c \cdot t_1}{2 \cdot L} \right]^2 \quad \text{wobei:} \quad (3.2.2)$$

$c = \text{Lichtgeschwindigkeit}$

Die Funktionsweise der TDR-Bodenfeuchtemessung ist in Bild 3.2.12 dargestellt.

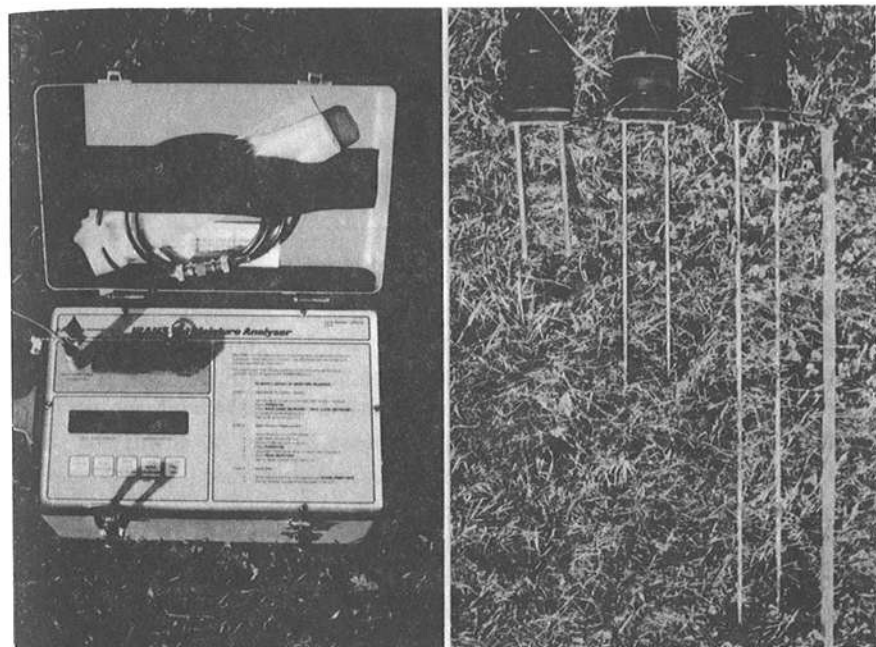


**Bild 3.2.12:** Bodenfeuchtemessung nach dem TDR-Prinzip

In dem verfügbaren TDR-Gerät IRAMS 6000 sind obige Auswertungsgleichungen fest einprogrammiert vorhanden. Standardmäßig werden 15, 30 und 60 cm lange Wellenleiterstäbe mitgeliefert, anschließbar sind laut Hersteller maximal 120 cm lange Stäbe. Das TDR-Gerät IRAMS 6000, die zu Anschluß der Wellenlei-

terstäbe erforderlichen Verbindungsstücke mit Koaxialkabel und die Wellenleiterstäbe selbst sind in Bild 3.2.13 auf Fotos dargestellt.

Im Rahmen der vorliegenden Untersuchung wurde anhand von ca. 700 mit Stechzylinder, Waage und Trockenschrank ermittelten volumetrischen Wassergehalten eine Überprüfung und Nach-Kalibrierung des IRAMS-6000-Gerätes für die speziellen Bodenverhältnisse am Teststreifen "Saugraben" durchgeführt (vgl. auch Kamarga, 1988). Es ergaben sich für die vom IRAMS-6000-Gerät angezeigten Wassergehalte  $\Theta_{\text{IRAMS}}$  die in Tabelle 3.2.1 angegebenen Korrekturgleichungen.



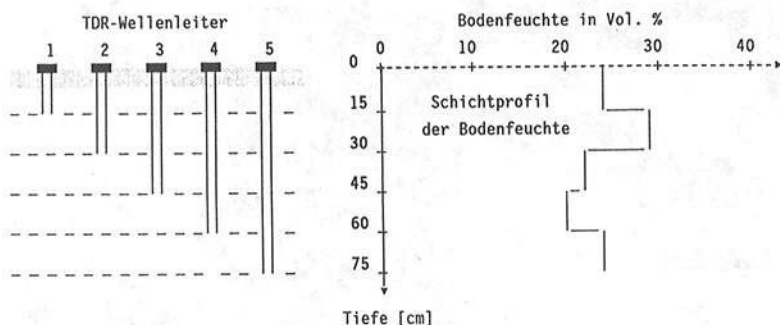
**Bild 3.2.13:** TDR-Gerät IRAMS 6000 (linkes Foto); Verbindungsstücke mit Wellenleiterstäben 15, 30 und 60 cm (rechtes Foto)

Wellenleiterlänge	Korrekturgleichung (n. Kamarga, 1988)
15 cm	$\Theta$ [Vol.-%] = $0.99 \cdot \Theta_{\text{IRAMS}}$ [Vol.-%] - 2.89
30 cm	$\Theta$ [Vol.-%] = $0.82 \cdot \Theta_{\text{IRAMS}}$ [Vol.-%] + 0.30

**Tabelle 3.2.1:** Ergebnisse der Nach-Kalibrierung des TDR-Geräts IRAMS-6000

Aufgrund des hohen Arbeitsaufwands konnten im Rahmen der Arbeit von Kamarga (1988) nur Korrekturen für die Leiterstablängen 15 und 30 cm aufgestellt werden. Für die Leiterstablänge 60 cm und später auch für 45 und 75 cm wurde die Korrekturgleichung für 30 cm aus Tabelle 3.2.1 angenommen.

Zur Messung von Anfangsbodenfeuchten und zur Beobachtung der Feuchteentwicklung bei Infiltrationsversuchen wurde an allen 20 Meßstellen das in Bild 3.2.14 dargestellt Installationsprinzip für die TDR-Wellenleiter gewählt.



**Bild 3.2.14:** Installationsprinzip der TDR-Wellenleiterstäbe (links) und das angestrebte Schicht-Profil der Bodenfeuchte (rechts)

Die damit erfolgte Festlegung von 5 Beobachtungskompartimenten mit konstanter Dicke von jeweils 15 cm geschah unabhängig vom Bodenaufbau; mit dieser einheitlichen Versuchsanordnung sollte die Vergleichbarkeit der 20 Meßstellen untereinander im Hinblick auf die räumliche Variabilität entlang des Infiltrationsteststreifens gewährleistet werden. Auch für die praktische Durchführung der Messungen erwies sich das einheitliche Installationsprinzip als vorteilhaft.

Die aus Edelstahl ( $\phi = 6$  mm) bestehenden Stabpaare werden mit Hilfe einer Führungsvorrichtung möglichst parallel und vertikal eingeschlagen. Es wird angenommen, daß für jedes Leiterstabpaar die Ablesung mit dem IRAMS-6000-Gerät und anschließende Korrektur mit den Gleichungen nach Kamarga (1988) den mittleren Wassergehalt für die gesamte Einbautiefe ergibt. Über die Differenz der in benachbarten Einbautiefen gespeicherten Wassermengen kann auf den Bodenfeuchtwert in der Schicht zwischen den Enden benachbarter Leiterstabpaare geschlossen werden:

$$\theta_{k1} = \frac{\theta_1 \cdot L_1 - \theta_k \cdot L_k}{(L_1 - L_k)} \quad (3.2.3)$$

wobei:

$\theta_k$  = Feuchte der kurzen Tiefe

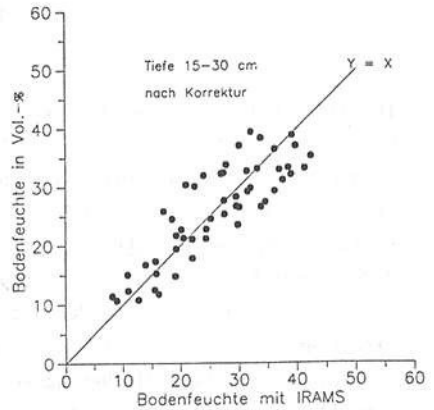
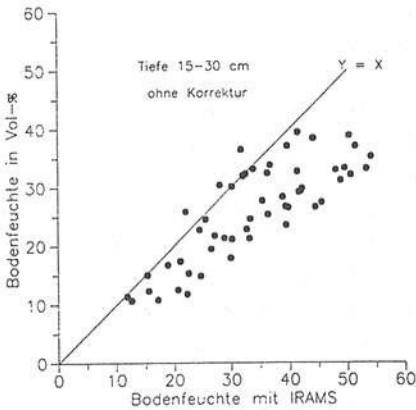
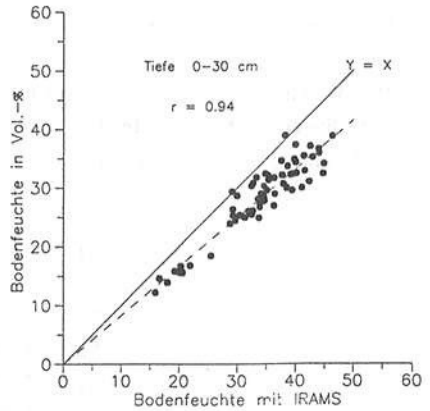
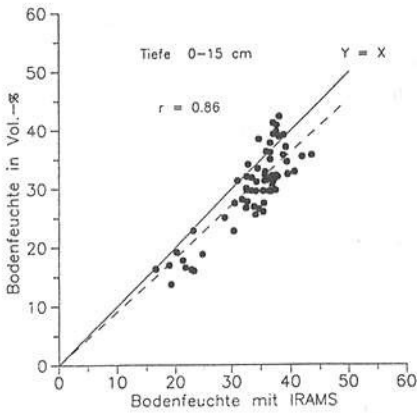
$\theta_1$  = Feuchte der lange Tiefe

$L_k$  = kurze Einbautiefe

$L_1$  = lange Einbautiefe

$\theta_{k1}$  = berechnete Feuchte für die Schicht

In Bild 3.2.15 sind die am Infiltrationsteststreifen "Saugraben" (Bodenverhältnisse s. Abschn. 3.3.1 und 3.3.2) ermittelten Zusammenhänge zwischen originalen Ablesungen mit IRAMS-6000 und Wassergehalten aus Stechzylinderproben für die Tiefen 0-15 cm, 0-30 cm, 15-30 cm ohne und 15-30 cm mit Korrektur nach den Gleichungen in Tabelle 3.2.1 dargestellt. Die positive Wirkung der Korrektur auf die entsprechend Gl. (3.2.3) berechneten Werte für die Schicht 15-30 cm wird darin deutlich. Es wird aber auch klar, daß bei dieser Art der Bodenfeuchtemessung mit Fehlern in der Größenordnung von 4 - 5 % (absoluter volumetrischer Wassergehalt) gerechnet werden muß. Der große Vorteil des gewählten Installationsprinzips (vgl. Bild 3.2.14) besteht aber - wie später noch gezeigt wird - darin, komplette Bodenschichten, d.h. von der Geländeoberkante bis zum Ende der eingebauten TDR-Wellenleiterstäbe, bilanzieren zu können.



**Bild 3.2.15:** Vergleich von Originalwerten des TDR-Geräts IRAMS-6000 mit Wassergehalten aus Stechzylinderproben (n. Kamarga, 1988):

links oben: Schicht 0-15 cm  
rechts oben: Schicht 15-30 cm  
links unten: Schicht 15-30 cm ohne Korrektur  
rechts unten: Schicht 15-30 cm mit Korrektur



### 3.2.2.2 Wasserspannungsmessung mit Einstichtensiometer

Neben der Messung der Bodenfeuchte wurden auch Messungen von Wasserspannungen, die das im ungesättigten Boden vorhandene Matrixpotential repräsentieren, zur Erfassung des Feuchtezustands im Boden vor Infiltrationsversuchen durchgeführt. Da mehrere Infiltrationsmeßstellen mit den dazu nötige Tensiometern ausgestattet werden sollten, mußte eine kostengünstige, aber effektive Möglichkeit zur Messung des Unterdruckes in den Tensiometern gesucht werden. Eine Vielzahl von Tensiometerrohren mit jeweils einem Druckaufnehmer auszustatten wäre zu teuer geworden.

Marthaler et al.(1983) haben für den Feldeinsatz ein Einstich-Druckaufnehmertensiometer (kurz: Einstichtensiometer) entwickelt, bei dem mit nur einer Druckdose und einem Anzeigergerät beliebig viele Tensiometerrohre nacheinander abgelesen werden können. Die zugehörigen Tensiometerrohre sind am oberen Ende mit einem drucksicheren Septum ausgestattet, das mit einer Injektionsnadel bei der jeweiligen Ablesung durchstoßen wird. Die Wassersäule in der Injektionsnadel überträgt den abgegriffenen Druck zur Druckdose.

Im Rahmen dieser Untersuchung wurde das nach dem Vorbild von Marthaler et al.(1983) gebaute Einstichtensiometer der Firma THIES, Göttingen, verwendet. Eine Prinzipskizze von Tensiometerrohr und Druckaufnehmer-Meßkopf ist in Bild 3.2.16 gegeben.

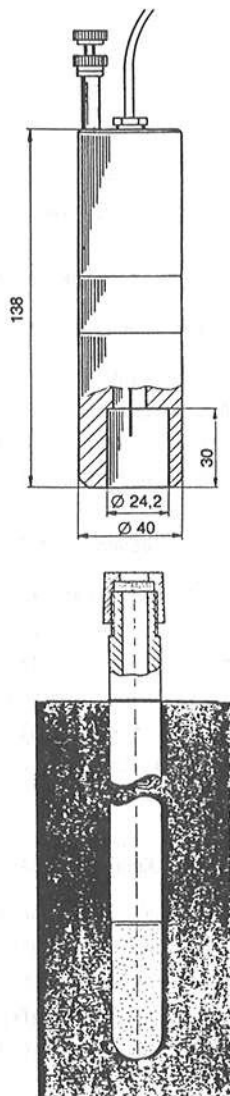


Bild 3.2.16: Meßkopf und Rohr mit P80-Keramik des Einstichtensiometers (THIES, Göttingen)

### 3.3 Infiltrationsmeßstreifen im Versuchsgelände am "Saugraben"

Zur Durchführung gezielter Feldversuche zu Infiltration und Versickerung war es im Rahmen dieser Arbeit möglich, die vorhandenen Einrichtungen in der Umgebung des ehemaligen Testgrabens "Saalbach/Saugraben" der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg zu nutzen. Die Bodenverhältnisse des dort vom IHW eingerichteten ca. 90 m langen Infiltrationsmeßstreifens werden im folgenden beschrieben.

#### 3.3.1 Allgemeine Beschreibung

##### 3.3.1.1 Geographische Lage

Der vom IHW zur Durchführung von Infiltrationsmessungen eingerichtete Meßstreifen am ehemaligen Testgraben "Saalbach/Saugraben" liegt in der Saalbach-Niederung ("Kinzig-Murg-Rinne") zwischen Hambrücken und Karlsdorf-Neuthard bei Bruchsal.

##### 3.3.1.2 Boden- und Deckschichtverhältnisse

Bei dem im Teststreifen vorhandenen Boden handelt es sich nach einer Kartierung des Geologischen Landesamtes Baden-Württemberg von 1982/83 um einen braunen, teils kalkhaltigen Auengley, vorherrschend aus schluffigem bis tonigem Lehm über lehmigem Ton mit insgesamt 5-12 dm Mächtigkeit auf teils kalkfreiem, teils kalkhaltigem kiesigem bis kiesarmem Sand. Die Bodenoberfläche im Bereich des Infiltrationsmeßstreifens ist einheitlich mit kurz gehaltenem Naturrasen bewachsen.

##### 3.3.1.3 Kennwerte des Bodenwasserhaushaltes

Die im Rahmen der Deckschichtkartierung des GLA geschätzten Kennwerte gesättigte Durchlässigkeit, effektives Porenvolumen, nutzbare Feldkapazität, Permanenter Welkepunkt, Feldkapazität und Porenvolumen sind in Tabelle 3.3.1 für verschiedene Tiefenbereiche angegeben. Der GW-Flurabstand kann schwanken zwischen ca. 8 und 16 dm.

#### 3.3.2 Eigene Voruntersuchungen für der Oberboden

##### 3.3.2.1 Korngrößenanalysen und Bodenarten

In Bild 3.3.1 sind die Gehalte an Ton, Schluff und Sand in Gew.-% für einen Vertikalschnitt durch den Infiltrationsteststreifen bis in 75 cm Tiefe als

Tiefe [dm]	$K_s$ [m/s]	PVe [%]	nFK [%]	PWP [%]	FK [%]	n bzw. $\theta_s$ [%]
0-3	$1 \cdot 9 \cdot 10^{-5}$	8-12	20-25	10	30-35	38-47
3-5	$1 \cdot 9 \cdot 10^{-6}$	3-7	13-15	15	28-30	31-37
5-7	$< 10^{-6}$	3-7	13-15	20	33-35	36-42
7-10	$2 \cdot 5 \cdot 10^{-4}$	30-35 (13-18)	4-9 (13-15)	6 (20)	10-15 (33-35)	40-50 (46-55)
10-13	$1 \cdot 3 \cdot 10^{-4}$	19-30 (13-18)	9-12 (13-15)	6-8 (20)	15-20 (33-35)	34-50 (46-55)
13-20	$1 \cdot 3 \cdot 10^{-4}$	19-30	9-15	5	15-20	34-50

GWSP  $\nabla$

↑

Grundwasser-  
schwankungs-  
bereich

↓

**Abkürzungen:**

$K_s$  = gesättigte Wasserleitfähigkeit  
 PVe = effektives Porenvolumen (n - FK)  
 nFK = nutzbare Feldkapazität (FK - PWP)  
 PWP = permanenter Welkepunkt

FK = Feldkapazität  
 n = Porenvolumen  
 $\theta_s$  = gesättigter Wassergehalt

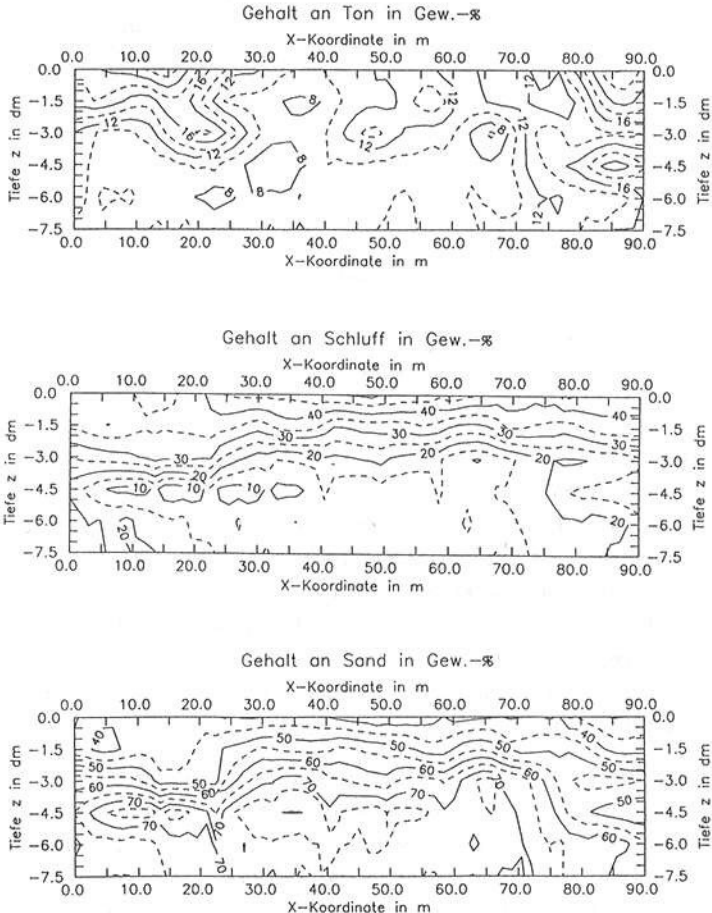
Die Werte in ( ) treten beim Vorhandensein von lehmigem Ton auf.

**Tabelle 3.3.1:** Kennwerte des Bodenwasserhaushaltes im Bereich des Infiltrationsmeßstreifens

Isolinien dargestellt, die aufgrund von insgesamt 89 Probennahmestellen interpoliert wurden. Die erforderlichen Kornverteilungsanalysen wurden im Auftrag des IHW am Lehrstuhl für Angewandte Geologie der Universität Karlsruhe durchgeführt. Die Interpolation erfolgte zunächst für die Summenanteile Ton, Ton+Schluff und Ton+Schluff+Sand getrennt; anschließend wurden aus den interpolierten Werten die Anteile an Schluff und Sand als Differenz neu berechnet. Interpoliert wurde mit Kriging (Software-Paket GEO-EAS, Englund und Sparks, 1988) unter Berücksichtigung der geometrischen Anisotropie infolge Schichtung (Range in x-Richtung = 10 m; Range in z-Richtung = 1.5 dm).

Aus den Korngrößen abzuleitende Bodenarten werden später zur Schätzung von Infiltrationsparametern verwendet (Abschnitte 3.3.2.2 bis 3.3.2.4). Bemerkenswert ist der hohe Tongehalt in Nähe der Oberfläche, so daß dort in der Einstufung nach DIN 4220 bereichsweise schluffig-sandiger Lehm (Lsu) und sandiger Lehm (Ls3) neben schluffig-lehmigem Sand (Slu) und lehmigem Sand (Sl3) auftreten. In den darunterliegenden Bodenschichten herrscht lehmiger Sand unterschiedlicher Differenzierung vor (Sl2, Sl3, Sl4). In der Einstufung

nach der U.S. SOIL TAXONOMY liegt in Oberflächennähe "loam (L)" vor, während sonst "sandy loam (sL)" oder "loamy sand (lS)" angetroffen wird. Der hohe Tongehalt in Oberflächennähe führt zur deutlichen Bildung von Schrumpfrissen bei Austrocknung. Der Gehalt an organischer Substanz (bestimmt als Glühverlust) im Oberboden liegt im Mittel bei 9.5 % bzw. 7.2 % für Schicht 0-15 cm bzw. 15-30 cm. Die Trockenrohdichte liegt in den entsprechenden Tiefen bei  $1.38 \text{ g/cm}^3$  bzw.  $1.47 \text{ g/cm}^3$ .



**Bild 3.3.1:** Interpolierte Isolinien des Gehaltes an Ton, Schluff und Sand im Vertikalschnitt des Infiltrationsmeßstreifens

### 3.3.2.2 Schätzung der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit und des wirksamen Porenvolumens aus der Bodenart

Maniak (1988) gibt ein Diagramm bzw. eine Tabelle an, die, basierend auf den Arbeiten von Brakensiek und Rawls (1981) bzw. Rawls, Brakensiek und Saxton (1981) (beide zitiert bei Maniak (1988)), es ermöglicht, die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit  $K_S$  speziell für den Infiltrationsprozess und das wirksame Porenvolumen  $\Theta_S$  (Wassergehalt bei natürlicher Sättigung) anhand der Bodenart zu schätzen. Hierbei wird die Bodenart entsprechend der US-Nomenklatur benötigt. Für 10 ausgewählte Stellen des Infiltrationsteststreifens und 5 Tiefenbereiche bis 75 cm wurde die Bodenart aus den Kornverteilungsdaten (Bild 3.3.1) sowohl nach DIN 4220 als auch entsprechend der US-Soil-Taxonomy bestimmt und  $K_S$  bzw.  $\Theta_S$  daraus geschätzt. Aus den Ergebnissen, die in Tabelle 3.3.2 angegeben sind, wird deutlich, daß vor allem die Angaben für  $K_S$  lediglich als wenig differenzierende Einstufung in Größenklassen unter mittleren Verhältnissen anzusehen sind.

### 3.3.2.3 Schätzung von pF-Kurven

Zur Schätzung von pF-Kurven sind in der Literatur eine Reihe von Verfahren zu finden. Nachstehend wird ein Überblick über 4 neuere Verfahren gegeben.

Das rein empirische Verfahren von Gupta und Larson (1979) basiert auf 12 linearen Mehrfachregressionsgleichungen, mit welchen für 12 verschiedene Saugspannungswerte der zugehörige Wassergehalt geschätzt werden kann. Als Eingangsgröße werden Ton-, Schluff- und Sandgehalt, der Gehalt an organischer Substanz und die Trockenrohdichte des Bodens benötigt.

Bei der eher physiko-empirischen Methode von Arya und Paris (1981) wird die benötigte Körnungskurve in Fraktionen unterteilt. Mit Hilfe der Massenanteile dieser Fraktionen werden die Wassergehalte bestimmt; mit Hilfe der zugehörigen Durchmesser und der Gleichung für den kapillaren Aufstieg werden Wasserspannungen bestimmt. Neben der Kornverteilungskurve werden Trockenrohdichte und Korndichte benötigt. Bei aggregierten Böden sind Fehler zu erwarten, da dann die Aggregatgröße bzw. die Poren zwischen den Aggregaten und nicht der Korndurchmesser berücksichtigt werden müßten.

Eine Erweiterung des Verfahrens von Gupta und Larson (1979) ist das aus 3 Varianten bestehende Verfahren von Rawls, Brakensiek und Saxton (1982). Variante 1 entspricht dem Verfahren von Gupta und Larson. Variante 2 benötigt als zusätzliche Variable den gemessenen Wassergehalt bei  $pF = 4.2$ .

Tiefe [cm]	Schätzung von $\Theta_s$ und $K_s$ aus der Bodenart						
	X [m]	T [%]	U [%]	S [%]	Bodenart	$\Theta_s$ [%]	$K_s$ [mm/h]
0 - 15	4.5	18.9	37.9	39.5	LS3 (L)	43.3	3.4
	13.5	19.8	34.8	40.6	LS3 (L)	43.3	3.4
	22.5	13.4	39.9	44.3	Sl4 (L)	43.3	3.4
	31.5	9.9	40.2	48.3	Slu (L)	43.3	3.4
	40.5	9.7	40.8	47.0	Slu (L)	43.3	3.4
	49.5	11.8	41.0	44.3	Slu (L)	43.3	3.4
	58.5	12.7	39.3	43.5	Sl3 (L)	43.3	3.4
	67.5	12.8	37.3	44.3	Sl3 (L)	43.3	3.4
	85.5	11.1	37.6	44.6	Sl3 (L)	43.3	3.4
15 - 30	4.5	13.6	33.2	47.6	Sl4 (sL)	41.2	10.9
	13.5	14.4	34.2	43.7	Sl4 (sL)	41.2	10.9
	22.5	14.7	34.1	48.1	Sl4 (L)	43.4	3.4
	31.5	8.8	26.0	62.3	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	40.5	9.6	26.4	60.1	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	49.5	12.5	26.9	57.0	Sl4 (sL)	41.2	10.9
	58.5	12.5	24.3	55.6	Sl4 (sL)	41.2	10.9
	67.5	9.5	22.1	60.7	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	85.5	12.5	26.5	51.1	Sl4 (sL)	41.2	10.9
30 - 45	4.5	9.2	19.3	65.5	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	13.5	10.7	22.1	59.9	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	22.5	14.3	22.3	56.2	Sl4 (sL)	41.2	10.9
	31.5	7.6	14.3	73.4	Sl2 (sL)	41.2	10.9
	40.5	10.1	17.9	68.5	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	49.5	11.5	17.2	68.2	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	58.5	10.0	15.8	67.4	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	67.5	7.7	14.0	72.7	Sl2 (LS)	40.1	29.9
	85.5	15.2	21.1	55.7	Sl4 (sL)	41.2	10.9
45 - 60	4.5	9.7	15.7	68.1	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	13.5	8.5	13.9	69.4	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	22.5	8.7	12.6	67.5	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	31.5	7.4	11.6	76.0	Sl2 (LS)	40.1	29.9
	40.5	9.3	14.0	73.9	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	49.5	9.0	12.1	74.9	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	58.5	9.3	14.8	71.0	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	67.5	9.1	14.1	72.8	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	85.5	13.5	19.5	61.9	Sl4 (sL)	41.2	10.9
60 - 75	4.5	9.9	21.4	62.5	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	13.5	9.3	18.0	64.6	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	22.5	8.3	13.9	68.8	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	31.5	9.4	14.0	71.7	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	40.5	9.2	12.5	75.4	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	49.5	9.7	12.8	73.2	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	58.5	9.4	13.5	72.4	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	67.5	9.8	14.0	70.9	Sl3 (sL)	41.2	10.9
	85.5	12.0	16.4	65.9	Sl4 (sL)	41.2	10.9
		14.3	19.4	59.3	Sl4 (sL)	41.2	10.9

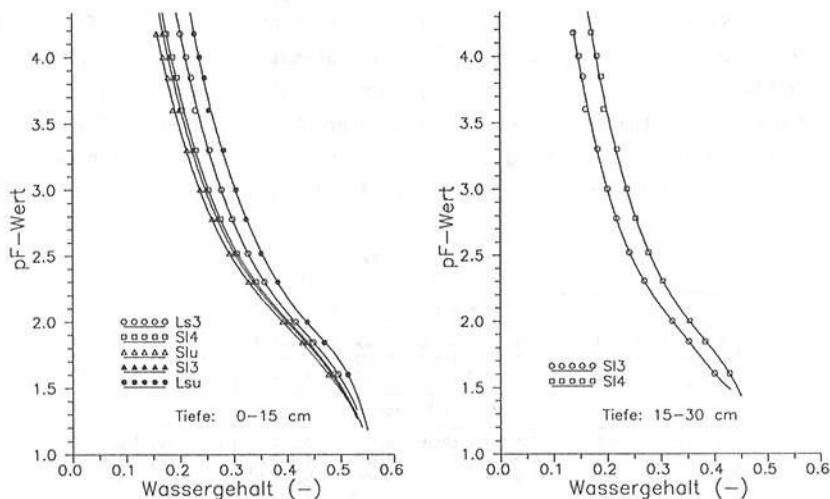
Bodenart nach DIN 4220 (Bodenart nach US-Soil-Taxonomy)

Tabelle 3.3.2 : Schätzung von  $\Theta_s$  und  $K_s$  aus der Bodenart

Variante 3 benötigt als zusätzliche Variablen gemessene Wassergehalte bei  $pF = 4.2$  und bei  $pF = 2.5$ . Diese Varianten erlauben es also, Wasserspannungskurven an einem oder 2 gemessenen Punkten zu fixieren und den sonstigen Verlauf aus der Mehrfachregression zu bestimmen.

Das Verfahren von Hartge, Böhne und Extra (1985) basiert auf einer Vielzahl von Nomogrammen, in denen tatsächlich gemessene  $pF$ -Kurven auf die zugehörigen Kornverteilungskurven bezogen werden. Die Nutzung dieser Nomogramme ist nur grafisch möglich. Als Eingangsgröße wird neben der Kornverteilung noch das Gesamtporenvolumen benötigt. Einschränkend ist zu beachten, daß die Nomogramme nur für Gehalte an organischer Substanz  $\leq 2\%$  gültig sind.

Aufgrund der für den Oberboden (0-15 und 15-30 cm) des Infiltrationsteststreifens verfügbaren Daten konnte das Verfahren nach Gupta und Larson (1979) verwendet werden. Geschätzte  $pF$ -Kurven für die Bodenarten Ls3, Lsu, Slu, S13 und S14 in der Schicht 0-15 cm sowie S13 und S14 in der Schicht 15-30 cm sind in Bild 3.3.2 dargestellt.



**Bild 3.3.2:** Nach dem Verfahren von Gupta und Larson (1979) geschätzte  $pF$ -Kurven (links: 0-15 cm; rechts: 15-30 cm)

Ein Vorteil des Verfahrens nach Gupta und Larson (1979) besteht darin, daß der Gehalt an organischer Substanz in die Schätzung eingeht. Ein gravierender Nachteil ist, daß die  $pF$ -Kurve nur im Bereich  $pF \geq 1.60$  geschätzt wird; d.h. über den Wassergehalt im Bereich der natürlichen Sättigung ( $0 < pF < 1$ ) ist keine Aussage möglich. Auch die Verbesserungen des Verfahrens durch Rawls et al. (1982), bei welchen Wertepaare von Saugspannung und Wassergehalt bei  $pF = 2.5$  und  $4.2$  vorgegeben werden können, bewirken im Bereich des Sättigungswassergehaltes keine zuverlässigere Schätzung (vgl. Schön, 1989).

Hier aber liegt ein Vorteil des Nomogrammsatzes nach Hartge et al. (1985); dort sind die Schätzungen von vorneherein für verschiedene Größenordnungen des Gesamtporenvolumens, also auch des Sättigungswassergehaltes grafisch verfügbar. Zu Vergleichszwecken wurden nun die quasi Originaldaten, die in den Nomogrammen von Hartge, Bohne und Extra (1985) enthalten sind, so ausgewertet, daß daraus über einfache Regressionsformeln die Parameter  $n$ ,  $pF_\alpha$  und  $\Theta_r$  zur analytischen Beschreibung von  $pF$ -Kurven nach Van Genuchten (1980) aus Kornverteilungsdaten geschätzt werden können. Zu diesem Zweck wurden zunächst für die in den Nomogramme von Hartge et al. (1985) enthaltenen ca. 100  $pF$ -Kurven durch Anpassungsrechnung (kleinste-Quadrate-Verfahren für Abstände in  $pF$ -Richtung) die Parameter  $n$ ,  $pF_\alpha$  und  $\Theta_r$  bestimmt. Anschließend wurden die Daten in zwei Gruppen eingeteilt: (1) Ton bis Schluff und (2) lehmiger Sand bis Sand. Für beide Gruppen getrennt wurde mit Hilfe linearer Mehrfachregression untersucht, wie die Parameter  $n$ ,  $pF_\alpha$  und  $\Theta_r$  von den Variablen  $T$ ,  $U$ ,  $S$  und  $\Theta_s$  abhängen. Es muß allerdings daran erinnert werden, daß diese Auswertung entsprechend der Einschränkung bei Hartge et al. (1985) nur für Humusgehalte  $\leq 2\%$  gilt. Die Ergebnisse aus der linearen Mehrfachregression sind in der folgenden Tabelle 3.3.3 angegeben.

Regressionsgleichungen für Parameter $n$ , $pF_\alpha$ und $\Theta_r$ abgeleitet aus den Nomogrammen von Hartge, Bohne und Extra (1985)			
Gruppe 1 : Ton bis Schluff			
$\Theta_r$ [%]/100 =	$-0.077 - 0.021 \cdot T - 0.620 \cdot U - 0.044 \cdot S + 0.649 \cdot \Theta_s$	$r = 0.602$	$s = 0.087$
$n$ [-]	$= 0.722 - 0.261 \cdot T - 0.166 \cdot U - 0.282 \cdot S + 0.906 \cdot \Theta_s$	$r = 0.603$	$s = 0.522$
$pF_\alpha$ [-]	$= 2.425 - 0.311 \cdot T + 0.381 \cdot U - 0.463 \cdot S + 2.339 \cdot \Theta_s$	$r = 0.311$	$s = 0.329$
Gruppe 2 : lehmiger Sand bis Sand			
$\Theta_r$ [%]/100 =	$0.546 - 0.381 \cdot T - 0.693 \cdot U - 0.606 \cdot S + 0.254 \cdot \Theta_s$	$r = 0.491$	$s = 0.037$
$n$ [-]	$= 10.872 - 9.419 \cdot T - 12.421 \cdot U - 8.629 \cdot S + 1.040 \cdot \Theta_s$	$r = 0.837$	$s = 0.358$
$pF_\alpha$ [-]	$= 2.888 - 4.500 \cdot T + 1.492 \cdot U - 1.756 \cdot S + 0.136 \cdot \Theta_s$	$r = 0.737$	$s = 0.329$
$T$ = Tongehalt, $U$ = Schluffgehalt, $S$ = Sandgehalt $r$ = multipler Korrelationskoeffizient, $s$ = Standardschätzfehler			

**Tabelle 3.3.3:** Ermittelte lineare Mehrfachregressionsgleichungen zur Schätzung der Parameter  $n$ ,  $pF_\alpha$  und  $\Theta_r$ , basierend auf den Nomogrammsätzen in Hartge et al. (1985)

Aus den multiplen Korrelationskoeffizienten bzw. Standardschätzfehlern in Tab. 3.3.3 geht hervor, daß in der Gruppe Ton bis Schluff der Parameter  $pF_\alpha$  nur schlecht geschätzt werden kann, während in der Gruppe lehmiger Sand bis Sand der residuale Wassergehalt  $\Theta_r$  kaum schätzbar ist. Wendet man nun die Regressionsgleichungen aus Tabelle 3.3.3 auf die Kornverteilungsdaten aus



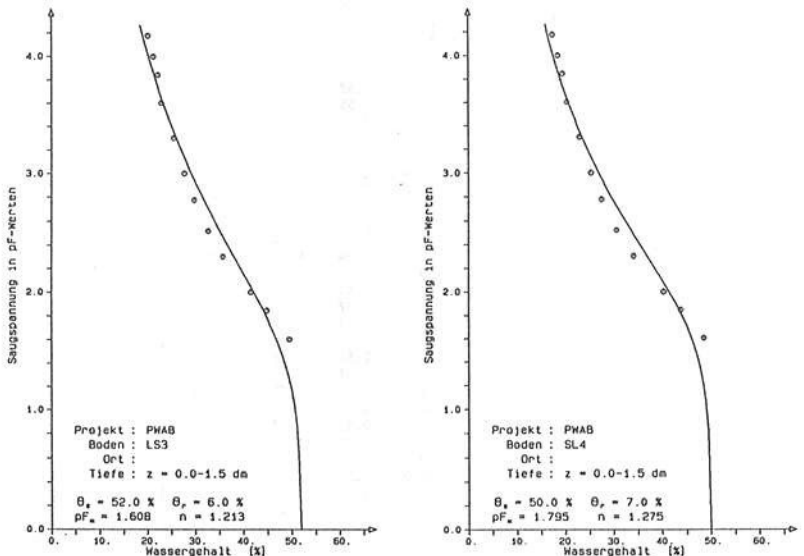
Tabelle 3.3.2 an, so können zumindest für den idealisierten Fall Humusgehalt  $\leq 2\%$  die Parameter  $n$ ,  $pF_{\alpha}$  und  $\Theta_r$  geschätzt werden. Die Ergebnisse sind in Tabelle 3.3.4 dargestellt, wobei die sehr unsicheren Schätzungen für  $pF_{\alpha}$  (Ton bis Schluff) bzw. für  $\Theta_r$  (lehmiger Sand bis Sand) in ( ) stehen.

Schätzung von $n$ , $pF_{\alpha}$ und $\Theta_r$ aus Bodenart (Regressionsgleichungen in Tab. 3.3.3, basierend auf Daten von Hartge et al. (1985))				
Tiefe [cm]	x [m]	n [-]	$pF_{\alpha}$ [-]	$\Theta_r$ [%]
0 - 15	4.5	1.24	(1.43)	10.
	13.5	1.23	(1.42)	10.
	22.5	1.28	2.16	(6.)
	31.5	1.23	2.25	(5.)
	40.5	1.29	2.29	(5.)
	49.5	1.30	2.25	(6.)
	58.5	1.49	2.20	(7.)
	67.5	1.66	2.15	(8.)
	73.4	1.76	2.23	(8.)
85.5	1.22	(1.48)	9.	
15 - 30	4.5	1.79	1.99	(8.)
	13.5	1.93	2.04	(9.)
	22.5	1.55	1.95	(7.)
	31.5	1.87	1.84	(6.)
	40.5	1.93	1.85	(7.)
	49.5	1.86	1.78	(7.)
	58.5	2.31	1.77	(10.)
	67.5	2.42	1.78	(9.)
	76.5	2.42	1.88	(11.)
85.5	2.00	1.79	(10.)	
30 - 45	4.5	2.38	1.67	(9.)
	13.5	2.38	1.74	(9.)
	22.5	2.33	1.65	(10.)
	31.5	2.47	1.53	(8.)
	40.5	2.22	1.55	(7.)
	49.5	2.20	1.49	(7.)
	58.5	2.58	1.55	(9.)
	67.5	2.55	1.53	(8.)
	76.5	2.44	1.60	(11.)
85.5	2.20	1.61	(10.)	
45 - 60	4.5	2.56	1.55	(9.)
	13.5	2.79	1.55	(10.)
	22.5	3.09	1.56	(12.)
	31.5	2.59	1.45	(8.)
	40.5	2.31	1.44	(7.)
	49.5	2.49	1.40	(8.)
	58.5	2.46	1.50	(8.)
	67.5	2.41	1.47	(8.)
	76.5	2.27	1.54	(9.)
85.5	2.21	1.55	(10.)	
60 - 75	4.5	2.32	1.72	(9.)
	13.5	2.61	1.66	(10.)
	22.5	2.86	1.57	(11.)
	31.5	2.49	1.47	(8.)
	40.5	2.38	1.39	(7.)
	49.5	2.48	1.41	(8.)
	58.5	2.49	1.45	(8.)
	67.5	2.52	1.47	(9.)
	76.5	2.45	1.49	(9.)
85.5	2.43	1.55	(10.)	

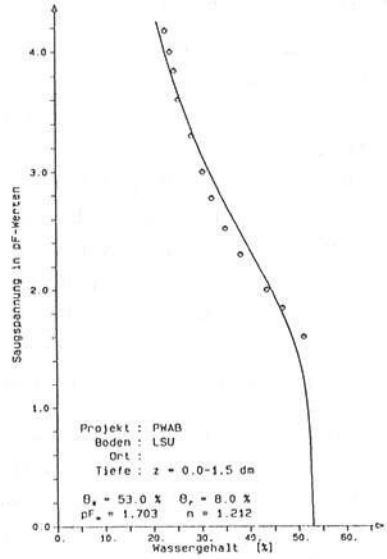
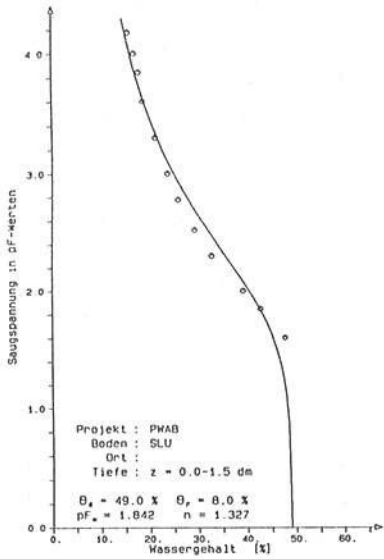
Tabelle 3.3.4: Schätzung der Parameter  $n$ ,  $pF_{\alpha}$  und  $\Theta_r$ , basierend auf den Regressionsgleichungen in Tabelle 3.3.3

Um nun die Parameter in Tab. 3.3.4 mit der Schätzung nach Gupta und Larson vergleichen zu können, wurden an die in Bild 3.3.2 dargestellten Kurven ebenfalls die Parameter der Van Genuchten - Gleichung mit Hilfe eines kleinste-Quadrate-Verfahrens unter Minimierung der Abstände in pF-Richtung angepasst. Die Anpassungen sind in den Bildern 3.3.3a bis 3.3.3c dargestellt. Danach ergeben sich für die Schicht 0 - 15 cm  $pF_{\alpha}$ -Werte von 1.61 bis 1.84 und n-Werte von 1.21 bis 1.33; für die Schicht 15 - 30 cm liegt  $pF_{\alpha}$  zwischen 1.79 und 1.85, n zwischen 1.27 und 1.31. Die residualen Wassergehalte  $\Theta_r$  liegen alle bei 6 bis 8 %. Die Sättigungswassergehalte  $\Theta_s$  liegen in der Schicht 0 - 15 cm bei 49 bis 53 % und in der Schicht 15 - 30 cm bei etwa 40 %. In den zwischen den Schichten stark unterschiedlichen  $\Theta_s$ -Werten äußert sich der Einfluß der unterschiedlichen Trockenrohdichten des Bodenmaterials.

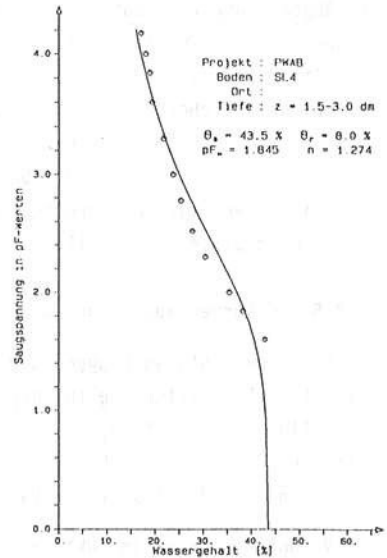
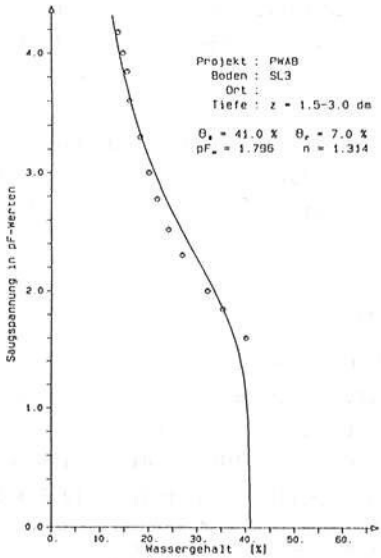
Die Unterschiede zwischen den Parametern aus der Anpassung an die nach Gupta und Larson geschätzten pF-Kurven und den Ergebnissen in Tabelle 3.3.4 sind sicherlich im hohen Gehalt an organischer Substanz begründet, der bei Gupta und Larson berücksichtigt wird, bei Hartge et al. jedoch auf 2 % eingeschränkt ist. Dennoch geben die Schätzwerte in Tabelle 3.3.4 einen guten Anhaltspunkt für die zu erwartende Variation der Parameter über die Tiefe: Parameter n wächst mit der Tiefe, während  $pF_{\alpha}$  mit der Tiefe abnimmt.



**Bild 3.3.3a:** Anpassung des Van Genuchten-Modells an die nach Gupta und Larson (1979) geschätzten pF-Kurven für Ls3 und S14 (0-15 cm)



**Bild 3.3.3b:** Anpassung des Van Genuchten-Modells an die nach Gupta und Larson (1979) geschätzten pF-Kurven für SLU und LSU (0-15 cm)



**Bild 3.3.3c:** Anpassung des Van Genuchten-Modells an die nach Gupta und Larson (1979) geschätzten pF-Kurven für SL3 und SL4 (15-30 cm)

### 3.3.2.4 Schätzung der ungesättigten hydraulischen Leitfähigkeit

Zur Schätzung der ungesättigten Leitfähigkeitsfunktion  $K(\theta)$  sind in der Literatur eine Reihe von Verfahren zu finden, die auf das Vorhandensein von Wasserspannungskurven (Porengrößenverteilung) bzw. Kornverteilungen oder Bodenart angewiesen sind, so z.B. Campbell (1974), Mualem (1976), Bloemen (1980), Van Genuchten (1980), Rawls et al. (1982) und Wösten und Van Genuchten (1988). Eine Sonderstellung unter den Ansätzen die auf dem Modell von Mualem (1976) bzw. Van Genuchten (1980) basieren nimmt die Arbeit von Wösten und Van Genuchten (1988) ein, da dort der Exponent  $l$ , der bei Mualem (1976) und Van Genuchten (1980) konstant als 0.5 angenommen wurde, wieder freigegeben wird und nun zusammen mit dem Parameter  $n$  die Form der ungesättigten Leitfähigkeit parametrisiert.

Im Hinblick auf den zu untersuchenden Infiltrationsprozess bei stärkeren Niederschlägen und die dabei auftretende Makroporenproblematik, die bereits in Abschnitt 2.2.2.1 geschildert wurde, wird angenommen, daß die Schätzung der  $K(\theta)$ -Funktion aus der Porengrößenverteilung lediglich als grobe Vorinformation über die unter idealen Bedingungen zu erwartenden Größenordnungen der Funktionsparameter anzusehen ist.

Zur Abschätzung wird daher der kombinierte Ansatz für Wasserspannungskurve und ungesättigte Leitfähigkeit von Van Genuchten (1980) verwendet (vgl. auch Abschnitt 2.2.1.1). Dies bedeutet, daß die Parameter denjenigen entsprechen, die zur analytischen Formulierung der Wasserspannungskurve dienen, und daß  $K(\theta)$  in der Darstellung nach Van Genuchten (1980) nur vom Parameter  $n$  abhängt (Exponent  $l = 0.5$  wie bei Mualem (1976)). Geschätzte ungesättigte Leitfähigkeiten mit dem größten und kleinsten Parameter  $n$  aus Bild 3.3.3 sind in Bild 3.3.4 dargestellt.

### 3.3.2.5 pF-Kurven aus Labor- und Felddaten

Aus früheren Untersuchungen der LfU Baden-Württemberg lagen labormäßig bestimmte  $pF-\theta$ -Wertepaare (Desorptionskurve für Wasser) für den Oberboden (schluffig lehmiger Sand) und den Sand (ab ca. 1 m Tiefe) vor (persönliche Mitteilung der Daten durch Dr. V. Schweickle, LfU). An diese Daten wurden  $\psi-\theta$ -Kurven nach dem Ansatz von Van Genuchten (1980) angepaßt (Bild 3.3.5).

Als Voruntersuchung im Oktober 1987 und während der noch in späteren Abschnitten zu beschreibenden Infiltrationsversuche (1988 und 1989) wurden in den Schichten 0-15, 15-30 und 30-60 cm im Oberboden des Infiltrations-

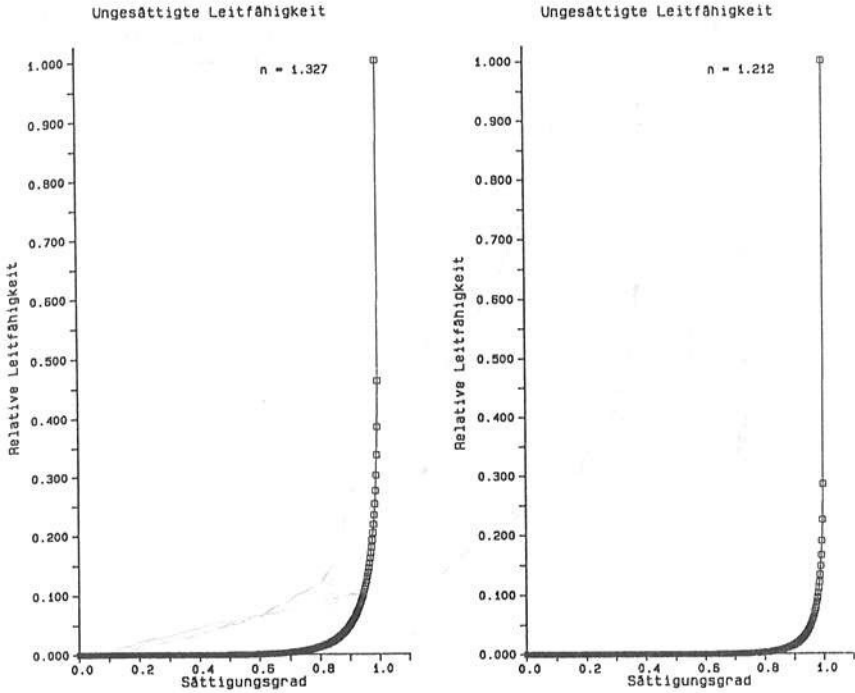


Bild 3.3.4: geschätzte ungesättigte Leitfähigkeiten als Funktion des Sättigungsgrads, größtes und kleinstes  $n$  aus Bild 3.3.3

teststreifens und an insgesamt 20 Stellen entlang einer Linie auf der 90 m langen Meßstrecke  $\psi$ - $\theta$ -Wertepaare bestimmt. Die Saugspannungen wurden mit dem in Abschnitt 3.3.2 beschriebenen Einstichtensiometer gemessen, die Wassergehalte wurden 1987 anhand von Stechzylinderproben gravimetrisch ermittelt und ab 1988 mit dem Bodenfeuchte-meßgerät IRAMS gemessen (vgl. Abschn. 3.2.2.1). Die Ergebnisse sind in Bild 3.3.6 zusammen mit passenden analytischen  $\psi$ - $\theta$ -Kurven nach Van Genuchten dargestellt.

Vergleicht man die  $\psi$ - $\theta$ -Kurven für den Oberboden (Schluff) aus den Feldmessungen mit den pF-Kurven aus Laborwerten (Bild 3.3.5, Kurve (1)), so kann festgestellt werden, daß die Laborkurve bei einem wesentlich höheren Sättigungswassergehalt ( $\approx 50\%$ ) beginnt als die Feld-pF-Kurven ( $\approx 35$  bis  $45\%$ ). Die Form der Kurven ist allerdings ähnlich. Als realistischere Kurve ist die

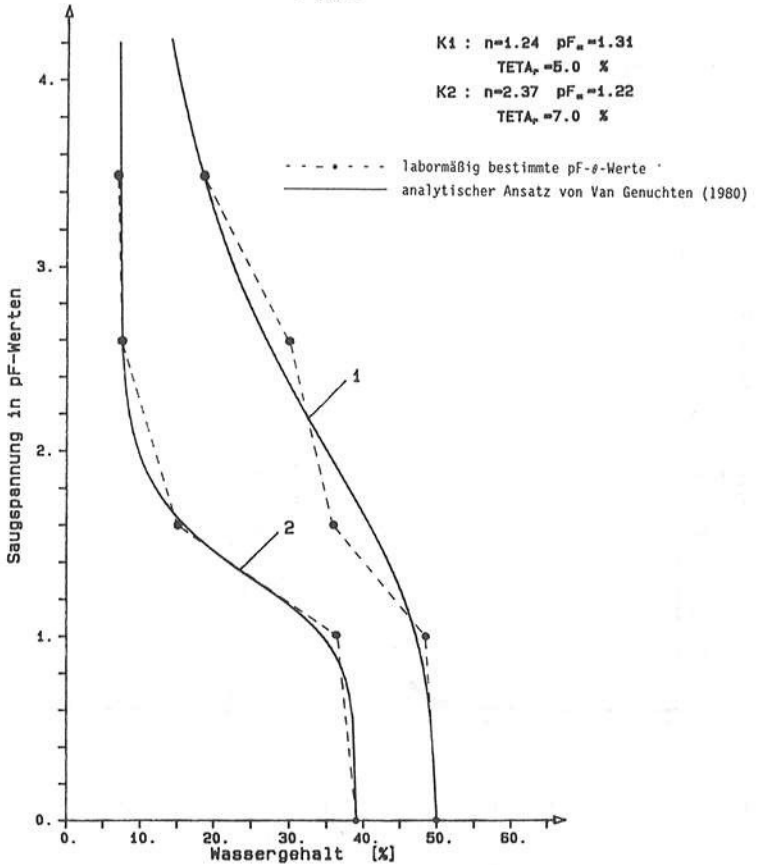


Bild 3.3.5: pF-Kurven für Schluff (1) und Sand (2)

Feld-pF-Kurve anzusehen, da in diesem Fall der Boden ungestört ist und sich bei niedrigen Saugspannungen der Wassergehalt bei natürlicher Sättigung, d.h. es bleiben noch Luftporen im Porensystem, einstellen kann.

Obiges Ergebnis unterstreicht die bereits in Abschnitt 3.3.2.3 diskutierte Problematik, mit Schätzverfahren für pF-Kurven (z.B. Gupta und Larson) den Sättigungswassergehalt zu bestimmen. Da das Verfahren von Gupta und Larson (1979) oder auch andere Verfahren anhand von Laborkurven aufgestellt wurden, wird damit sicherlich nur der pF-Kurven-Verlauf für anfänglich voll gesättigte Proben geschätzt werden können und nicht der Verlauf von Feld-pF-Kurven. Das Analoge gilt für die ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit.

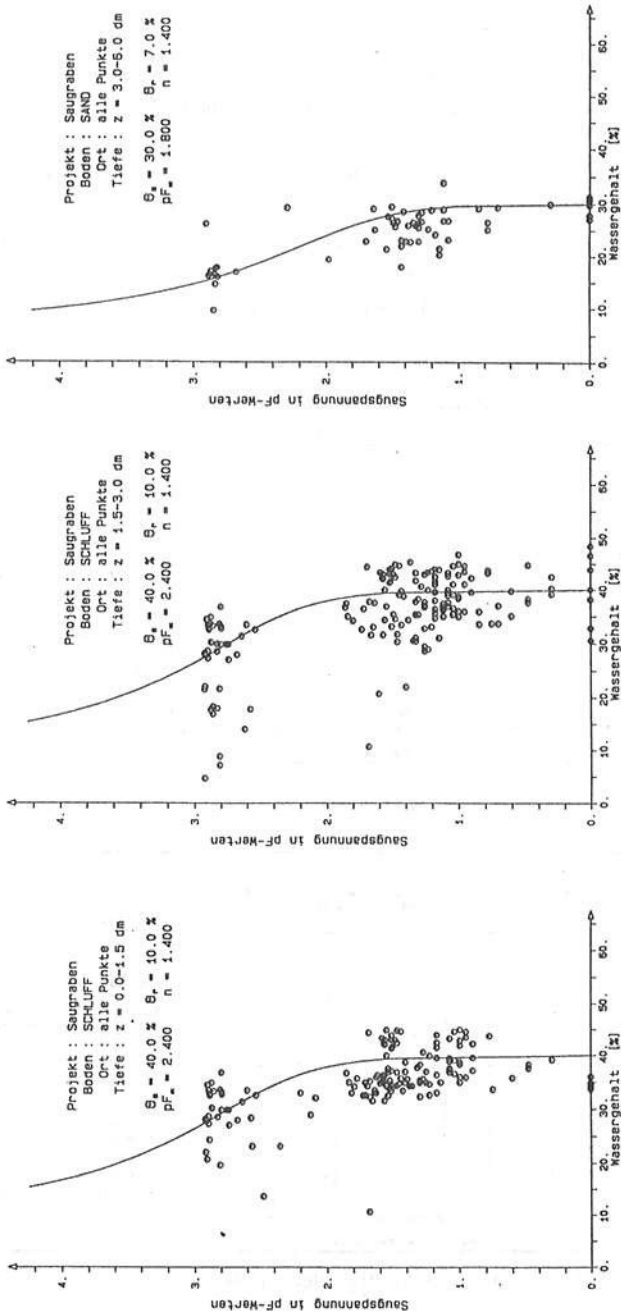


Bild 3.3.6:  $\psi$ - $\theta$ -Wertepaare aus Feldmessungen (gemessen mit TDR-Gerät IRAMS und Einstichtensiometer);  $\psi$ - $\theta$ -Kurven nach Van Genuchten (1980)

### 3.3.2.6 gesättigte Leitfähigkeiten aus Bodenproben

Anhand von 100 cm<sup>3</sup> großen Stechzylinderproben wurden an 10 Stellen und in 5 Tiefen (bis ca. 70 cm) des Infiltrationsteststreifens gesättigte hydraulische Leitfähigkeiten (sog.  $K_f$ -Werte) bestimmt. Die dazu nötigen Versuche wurden freundlicherweise durch das Institut für Hydromechanik der Universität Karlsruhe durchgeführt. Das Histogramm der so ermittelten  $K_f$ -Werte und die statistischen Parameter sind in Bild 3.3.7 dargestellt. In Bild 3.3.8 ist der Wahrscheinlichkeits-Plot für die  $K_f$ -Werte und in Bild 3.3.9 das Variogramm für die  $K_f$ -Werte angegeben.

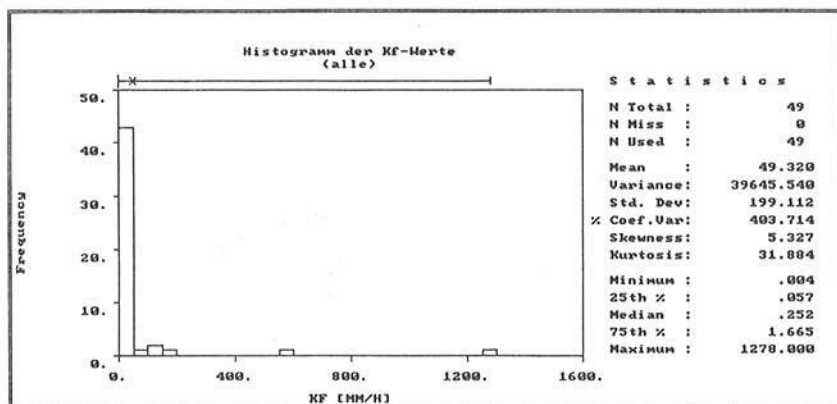


Bild 3.3.7: Histogramm und statistische Parameter der  $K_f$ -Werte

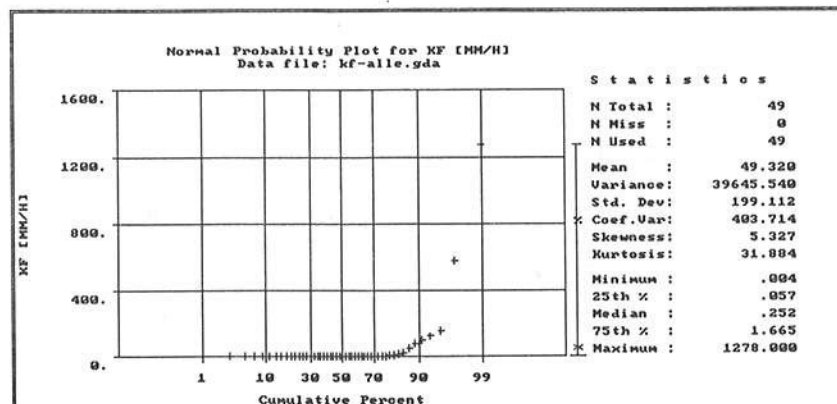


Bild 3.3.8: Wahrscheinlichkeits-Plot der  $K_f$ -Werte



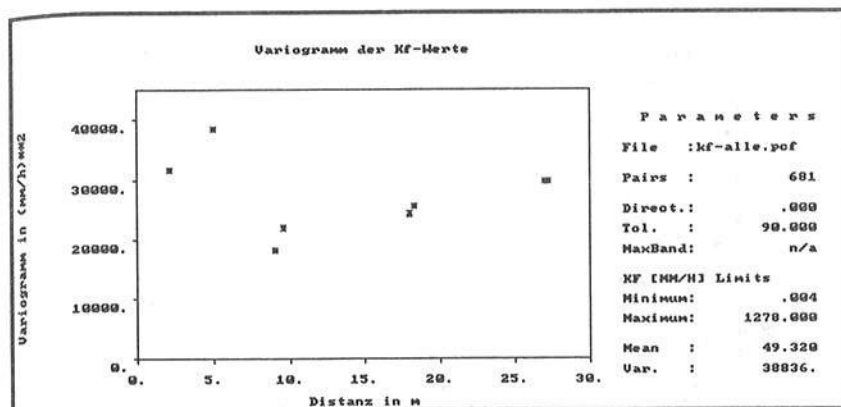


Bild 3.3.9: Variogramm der K<sub>f</sub>-Werte

### 3.3.2.7 Endinfiltrationsraten mit Doppelringinfiltrrometer

Mit dem in Abschnitt 2.3.1.1 beschriebenen Doppelringinfiltrrometer wurden an 60 Punkten des Infiltrationsmeßstreifens in Abständen von 1.5 m entlang einer Linie Endinfiltrationsraten  $K_0$  (= minimale Infiltrationsrate) gemessen. Die Endinfiltrationsraten, die bei einem Mittelwert von 139.8 mm/h einen Variationskoeffizienten von 86 % aufweisen, sind in Bild 3.3.10 in ihrer Verteilung über dem Teststreifen dargestellt.

Zur Darstellung der Variabilitätsstruktur der Doppelring-Endraten sind in den folgenden Bildern 3.3.11, 3.3.12 und 3.3.13 das Histogramm, der Wahrscheinlichkeits-Plot und das Variogramm für  $K_0$  angegeben. Erwartungsgemäß sind die Doppelring-Endraten linksschief-verteilt. Das Variogramm ist linear und weist einen hohen Nugget-Effekt (ca. 75 % der Gesamtvarianz) auf. Bei genauerer Betrachtung der Verteilung der Doppelring-Endraten in Bild 3.3.10 fällt auf, daß die Meßergebnisse zwar im Bereich hoher Werte stark streuen, jedoch nach unten deutlich durch eine "untere Einhüllende" begrenzt sind. Diese ist in Bild 3.3.14 gekennzeichnet. In den Bildern 3.3.15 und 3.3.16 sind die Variogramme separat für die untere Einhüllende der Doppelring-Endraten und die restlichen Werte angegeben.

Das Variogramm der Doppelring-Endraten, die - subjektiv ausgewählt - zur unteren Einhüllenden gehören, zeigt eine klare sphärische Struktur mit fehlenden Nugget-Effekt und einem Range von ca. 10 - 15 m, während die

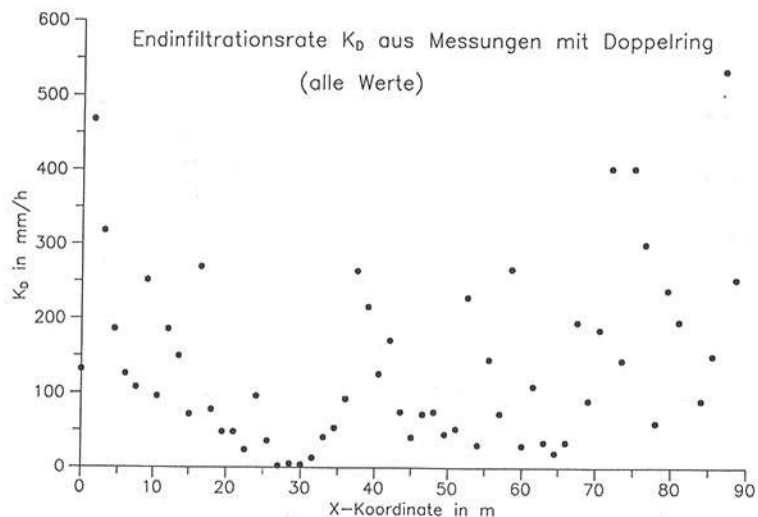


Bild 3.3.10: Endinfiltrationsraten aus Messung mit Doppelringinfiltrrometer an 60 Punkten des 90 m langen Infiltrationsmeßstreifens

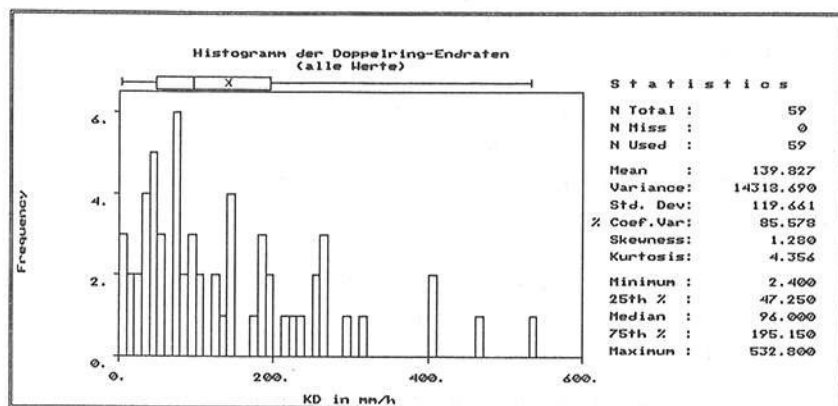


Bild 3.3.11: Histogramm der Doppelring-Endraten (alle Werte)

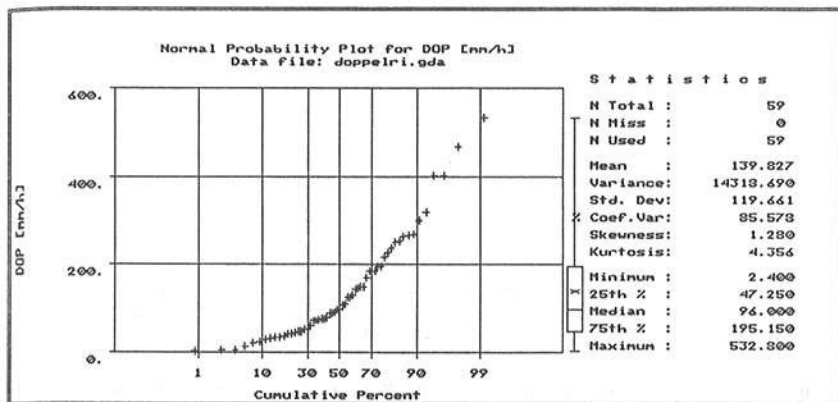


Bild 3.3.12: Wahrscheinlichkeits-Plot der Doppelring-Endraten (alle Werte)

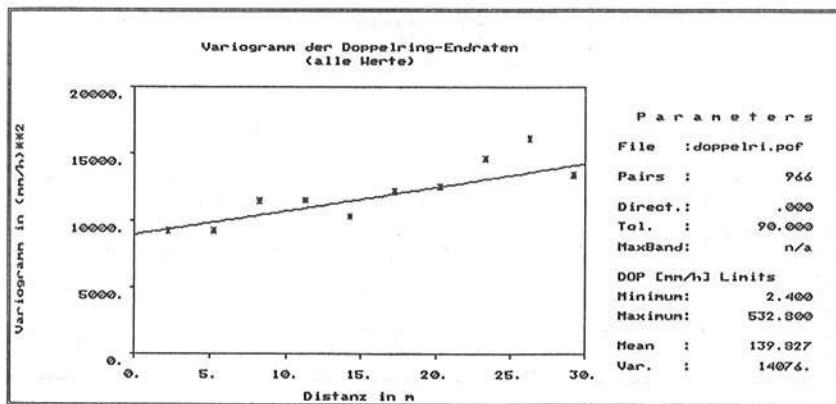


Bild 3.3.13: Variogramm der Doppelring-Endraten (alle Werte)

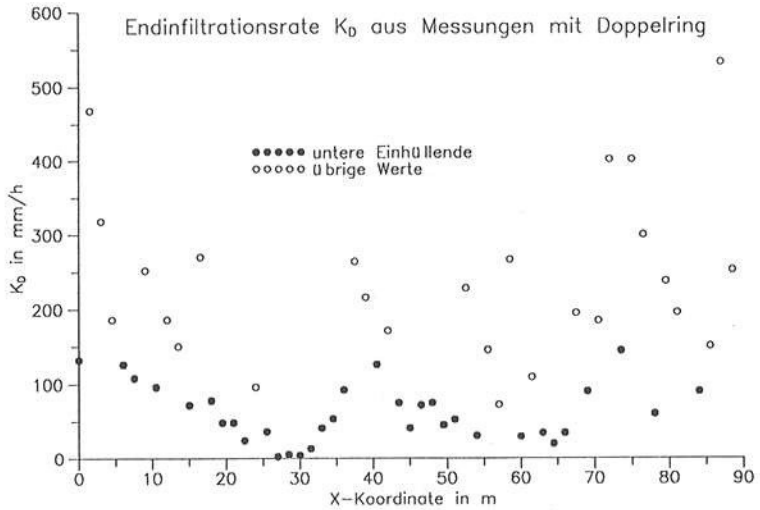


Bild 3.3.14: Endinfiltrationsraten aus Messung mit Doppelringinfiltrimeter an 60 Punkten des 90 m langen Infiltrationsmeßstreifens (mit Kennzeichnung der unteren Einhüllenden)

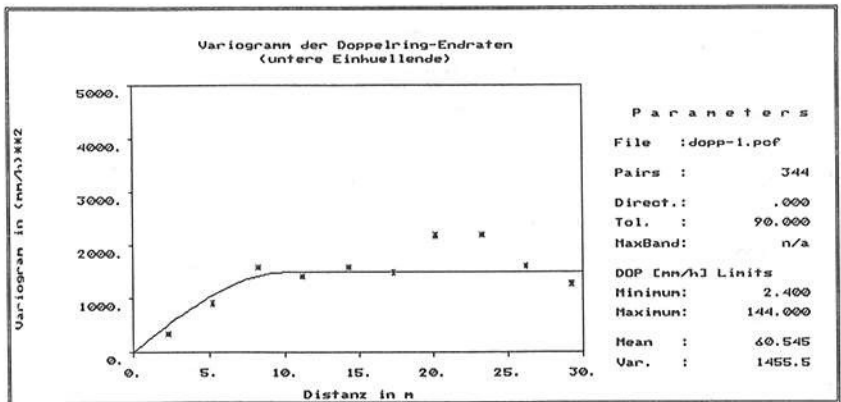
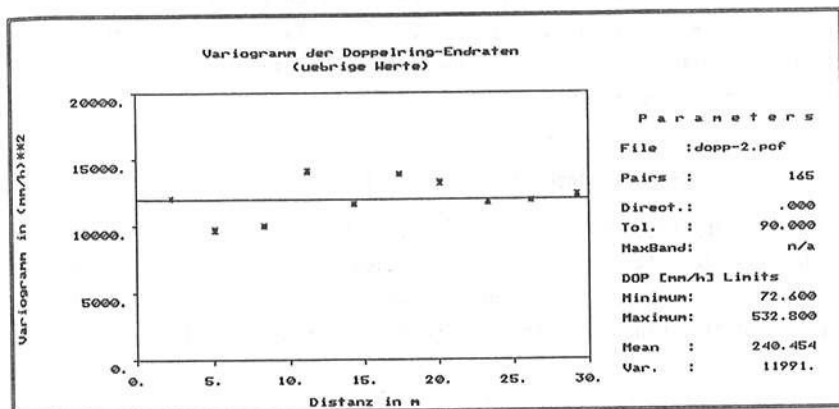
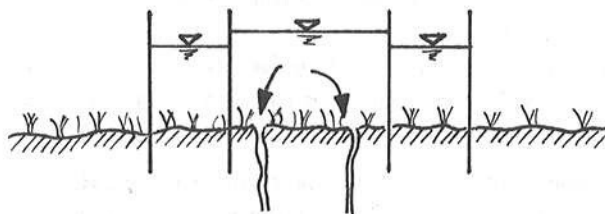


Bild 3.3.15: Variogramm der Doppelring-Endraten (untere Einhüllende)



**Bild 3.3.16:** Variogramm der Doppelring-Endraten (übrige Werte)

Struktur der übrigen Werte rein zufällig, d.h. ohne räumlichen Zusammenhang ist. Es liegt also der Schluß nahe, daß man bei Messungen mit Doppelringinfiltrrometer mindestens zwei grundverschiedene Prozesse beprobt: zum einen die räumlich zusammenhängende Durchlässigkeit des Bodenmaterials und kontinuierlich verteilter Poren (z.B. Zwischerräume der Aggregate, Wurmkanäle, Wurzelkanäle), zum anderen zufällig angetroffene hohe Durchlässigkeiten großer Makroporen (z.B. größere Risse, Tiergänge usw.). Der Wasserüberstau im inneren Ring des Doppelringinfiltrometers bewirkt dabei eine 100 % ige Umverteilung des Wassers zu großen Poren, wenn diese im inneren Ring angetroffen werden (siehe Bild 3.3.17).



**Bild 3.3.17:** Wirkung des Wasserüberstaus im Doppelringinfiltrrometer

Zur Größenordnung der Endinfiltrationsraten ist festzustellen, daß sogar die Werte der unteren Einhüllenden erheblich größer sind als die  $K_f$ -Werte aus Bodenproben. Die wahrscheinliche Ursache dafür besteht darin, daß aufgrund des hohen Tonanteils die Bodenproben bei der Aufsättigung vor der  $K_f$ -Wert-Bestimmung aufgequollen sind und damit ein niedriger  $K_f$ -Wert an den Stechzylinderproben gemessen wurde.

### 3.4 Infiltrationsmessungen mit Sprinkler-Infiltrometer

Auf dem im Abschnitt 3.3 beschriebenen Infiltrationsteststreifen "Saugraben" wurden 20 jeweils 1 m<sup>2</sup> große Meßflächen zur Infiltrationsmessung mit dem in Abschnitt 3.2 beschriebenen Sprinkler-Infiltrometer eingerichtet. Die Lage der Meßflächen und deren Bezeichnung ist in Bild 3.4.1 skizziert.



Bild 3.4.1: Lage der 1 m<sup>2</sup> großen Meßflächen (o) auf dem Teststreifen

#### 3.4.1 Versuchsvarianten

Zur quantitativen Untersuchung der Frage, wie sich das Vorhandenein einer Oberflächenabflußbildung (Wasserfilm) auf die Infiltrationsrate auswirkt, wurden für die Infiltrationsmessung bei künstlicher Beregnung zwei Versuchsvarianten konzipiert, die in Tabelle 3.4.1 beschrieben sind.

#### 3.4.2 Durchführung und Beispiele für Meßergebnisse

##### 3.4.2.1 A: Hohe Intensität, Messung der Oberflächenabflußbildung

Die Durchführung ist prinzipiell in Tabelle 3.4.1 unter Variante A beschrieben. Nach Variante A wurden von Frühjahr bis Herbst 1988 ca. 30 paarweise Infiltrationsversuche durchgeführt, aus denen 48 brauchbare Einzeldatensätze resultierten. Die Messung der Anfangsbodenfeuchte mit TDR erfolgte in den Tiefenbereichen 0-15, 0-30 und 0-60 cm, die Messung der Saugspannung vor Versuchsbeginn in den Tiefen 5-10, 25-30, 45-50 und 65-70 cm.

In den folgenden Bildern 3.4.1 und 3.4.2 sind die Ergebnisse aus zwei Infiltrationsversuchen an derselben Meßstelle dargestellt, wobei der eine Versuch bei trockenen Anfangsbedingungen (Bild 3.4.1), der andere bei nassen Anfangsbedingungen (Bild 3.4.2) durchgeführt wurde.

Variante A	Niederschlagsrate $\geq$ Infiltrationskapazität
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 2 kreisförmige Meßflächen (1 m<sup>2</sup>) mit Sammelrinne für <math>q_s</math></li> <li>- Messung der Anfangsbodenfeuchte (TDR) und der Saugspannung</li> <li>- Erzeugung hoher Niederschlagsintensität mit Sprinkler                             <ul style="list-style-type: none"> <li>- kontinuierliche Messung der Regenintensität <math>p(t)</math></li> </ul> </li> <li>- kontinuierliche Messung der Oberflächenabflußraten <math>q_s(t)</math></li> <li>- Berechnung der Infiltrationsrate <math>f(t) = p(t) - q_s(t)</math></li> </ul>
<p>⇒ Sättigungszeit <math>t_s</math>, Infiltrationsrate <math>f(t)</math>, Endinfiltrationsrate <math>K_E</math></p>	
Variante B	Niederschlagsrate $\leq$ Infiltrationskapazität
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Messung der Anfangsbodenfeuchte mit TDR</li> <li>- Erzeugung geringer Niederschlagsintensität mit Sprinkler, so daß keine Oberflächenabflußbildung <math>q_s</math> entsteht</li> <li>- kontinuierliche Messung der Regenintensität <math>p(t)</math> (Flußrandbedingung !)</li> <li>- Messung der Bodenfeuchte (TDR) in 5 Bereichen bis 75 cm Tiefe</li> </ul>
<p>⇒ zeitlicher Verlauf der Bodenfeuchte in 5 Tiefenbereichen</p>	

Tabelle 3.4.1: Varianten der Infiltrationsmessung mit Sprinkler

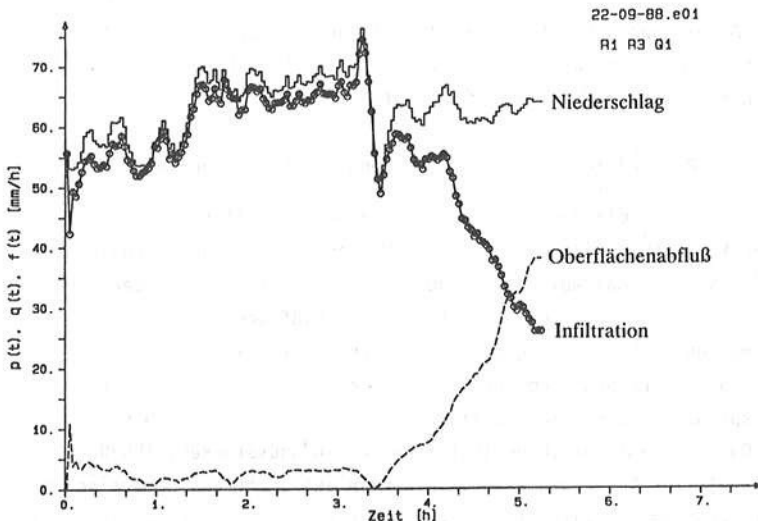


Bild 3.4.1: Effekt der Anfangsbodenfeuchte auf den Infiltrationsverlauf  
Meßpunkt 69: trockene Anfangsbedingung

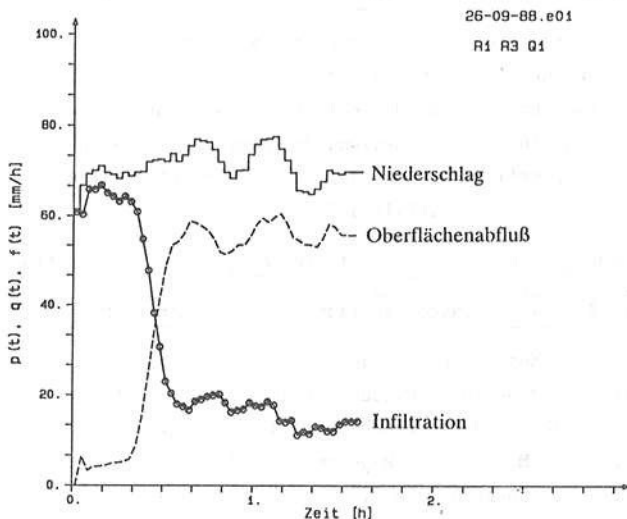


Bild 3.4.2: Effekt der Anfangsbodenfeuchte auf den Infiltrationsverlauf  
Meßpunkt 69: nasse Anfangsbedingung

Die Auswirkung der Anfangsbodenfeuchte auf die Sättigungszeit ist klar erkennbar. Die Endinfiltrationsrate scheint bei hoher Anfangsbodenfeuchte kleiner zu sein als bei niedriger Anfangsbodenfeuchte.

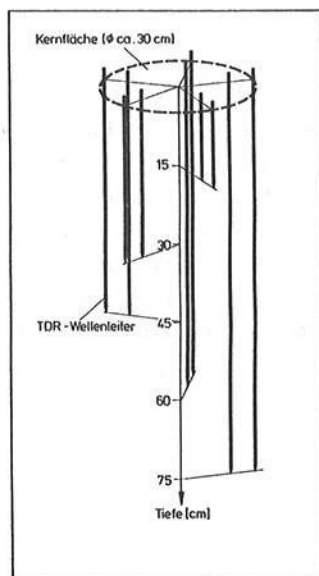
#### 3.4.2.2 B: Niedrige Intensität, Messung der Bodenfeuchteänderung

Auch hier ist die Versuchsdurchführung prinzipiell schon in Tabelle 3.4.1 unter Variante B beschrieben. Nach Variante B wurden im Frühjahr bis Herbst 1989 ca. 30 paarweise Beregnungsversuche mit Messung der Bodenfeuchteänderung innerhalb der 1 m<sup>2</sup> großen Meßflächen (vgl. Bild 3.4.1) durchgeführt. Die Messung der Bodenfeuchte mit TDR erfolgte an allen 20 Meßstellen entsprechend dem bereits in Abschnitt 3.2.2.1 erläuterten Installationsprinzip, d.h. in den Tiefenbereichen 0-15, 0-30, 0-45, 0-60 und 0-75 cm. Da insgesamt nur 10 Wellenleiter-Verbindungsstücke ("TDR-Wave-Guide-Connector") zur Verfügung standen, wurden auf jeder der paarweise berechneten Meßflächen Wellenleiterstäbe einer Länge nur einfach installiert. Die Anordnung 5 verschieden langer TDR-Wellenleiterstäbe in einer zylinderförmigen



Bodensäule innerhalb einer  $1 \text{ m}^2$  großen Infiltrationsmeßfläche ist in Bild 3.4.3 dargestellt. Auf den aus dem Boden herausschauenden Stabenden wurden vor Beginn eines Versuchs die Wellenleiter-Verbindungsstücke festgeschraubt. Die ca. 1.5 m langen Verbindungskabel wurden zu einem in unmittelbarer Nähe aufgebauten Beobachtungszelt (Schutz vor Beregnungswasser !) gelegt. Dort wurden nun während eines Versuchs die BNC-Stecker der Verbindungskabel nacheinander (manuell !) in den Meßeingang des IRAMS- 6000-Geräts gesteckt und Ablesungen der Feuchtwerte vorgenommen. Da jede einzelne Ablesung ca. 1 min dauerte, konnte so etwa alle 10 min ein Bodenfeuchtwert für einen Tiefenbereich auf einer der beiden  $1 \text{ m}^2$ -Meßflächen gemessen werden.

Vor Beginn und nach Ende der Beregnung wurden für alle 10 Wellenleiterstabpaare mit einem Wellenleiter-Verbindungsstück nach dessen Null-Abgleich Referenzbodenfeuchtwerte gemessen, auf die alle Messungen mit den 10 verschiedenen fest installierten Wellenleiter-Verbindungsstücken anschließend bezogen wurden. Nur so war es möglich, systematische Fehler, die sich daraus ergaben, daß vor der Messung das IRAMS-6000-Gerät nur für einen der 10 Verbindungsstücke abgeglichen werden konnte, zu umgehen. (Ein TDR-Gerät mit Multiplexer und Speicherung des Null-Abgleichs für mehrere Wellenleiter-Verbindungsstücke war nicht verfügbar !)



**Bild 3.4.3:** Anordnung der TDR-Wellenleiterstabpaare in einer zylinderförmigen Bodensäule ( $\phi \approx 30 \text{ cm}$ ) innerhalb der  $1 \text{ m}^2$ -Meßfläche

Eine Schwäche vertikal installierter TDR-Leiterstäbe zur Messung der Bodenfeuchteentwicklung bei Infiltrationsversuchen besteht darin, daß beim Vorhandensein einer ausgeprägten Befeuchtungsfront im Boden eine Unstetigkeitsstelle im Dielektrikum vorliegt, an der eine Teilreflektion elektromagnetischer Wellen erfolgt. Das verfügbare TDR-Gerät IRAMS-6000 kann diese Teilreflektion nicht von der Reflektion vom Ende eines Wellenleiterpaares unterscheiden. Wird eine Reflektionszeit, die von einem Sprung im Dielektrikum herrührt gemessen, und diese mit der Länge des Wellenleiterpaares weiter ausgewertet, so wird der Wassergehalt theoretisch unterschätzt, da die Reflektion von der Befeuchtungsfront schneller als die vom Leiterstabende am TDR-Gerät ankommt. Gegenüber einer gemessenen Anfangsbodenfeuchte würde damit auch die Bodenfeuchteänderung unterschätzt. Im praktischen Einsatz der TDR-Messung während der Infiltrationsversuche zeigte es sich jedoch, daß die Bodenfeuchte durch das vorhandene Meßgerät eher überschätzt wird.

Die maximal mögliche Bodenfeuchteänderung in der Anfangsphase eines Infiltrationsversuchs nach Variante B ist aber bekannt. Sie muß zu jedem Zeitpunkt bevor die Befeuchtungsfront nicht das Stabende des Wellenleiterpaares passiert hat, der bis dahin gemessenen Niederschlagssumme entsprechen. Diese limitierende Bedingung wurde benutzt, um eine mögliche Überschätzung der Bodenfeuchte durch die TDR-Messung zu reduzieren. Die Wirkungsweise dieser Korrektur der gemessenen TDR-Bodenfeuchtwerte ist in Bild 3.4.4 an zwei Beispielen dargestellt.

Die Korrektur der Bodenfeuchtwerte hinsichtlich Überschätzung der Bodenfeuchteänderung war Voraussetzung für die anschließende Berechnung der Schichtwerte der Bodenfeuchte (0-15, 15-30, ... cm) gemäß Gleichung 3.2.3 aus den Meßwerten für die TDR-Einbautiefen (0-15, 0-30, 0-45, ... cm). Ein Beispiel für den zeitlichen Verlauf von in Infiltrationsversuchen nach Variante B gemessenen und hinsichtlich Überschätzung korrigierten Bodenfeuchten und daraus berechneter Schichtwerte ist in Bild 3.4.5 gegeben.

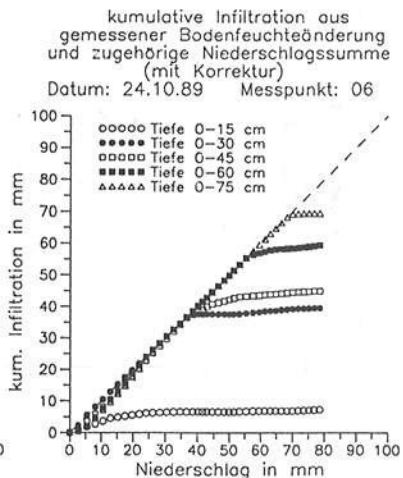
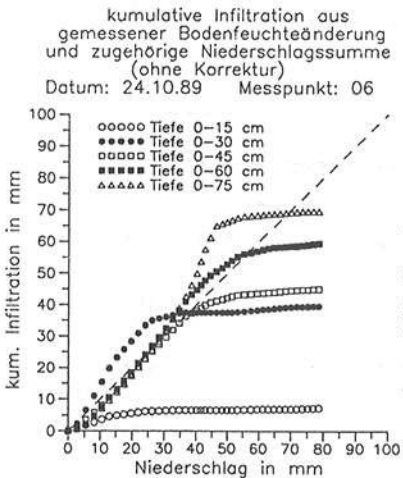
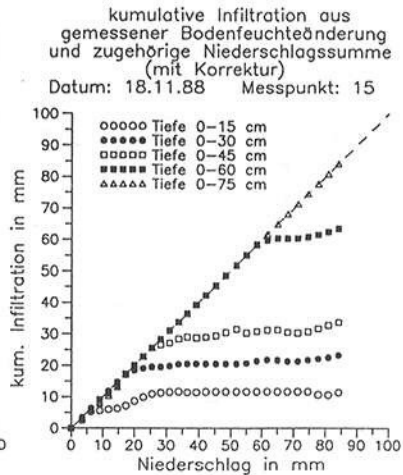
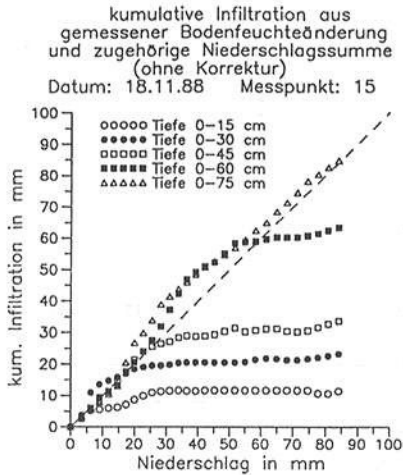
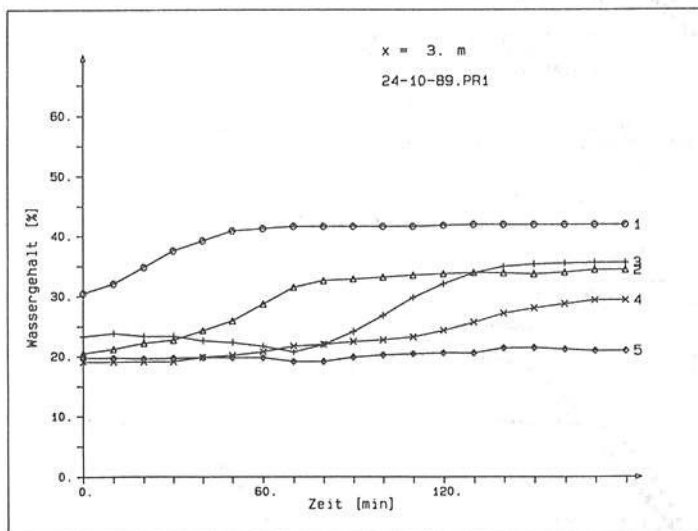
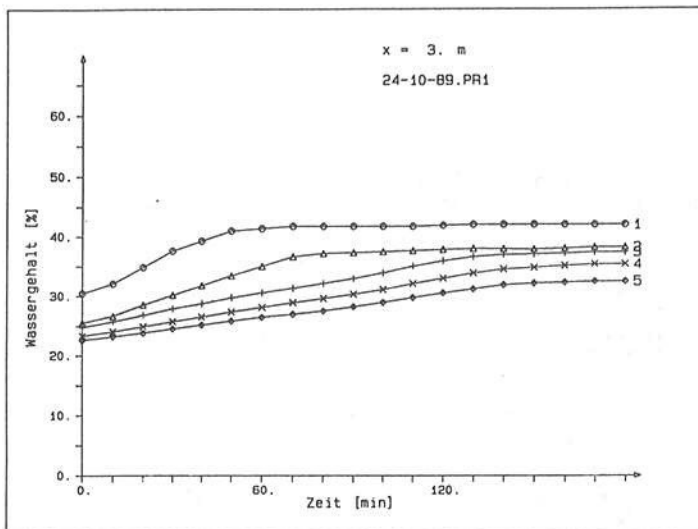


Bild 3.4.4: Korrektur mit TDR gemessener Bodenfeuchtewerte mit Hilfe der Bedingung  $\text{Bodenfeuchteänderung} \leq \text{Niederschlagssumme}$



**Bild 3.4.5:** oben: mit TDR gemessene Bodenfeuchte (24.10.89, Meßpunkt 3)  
(1: 0-15 cm, 2: 0-30 cm, 3: 0-45 cm ... usw.);  
unten: daraus berechnete Schichtwerte der Bodenfeuchte  
(1: 0-15 cm, 2: 15-30 cm, 3: 30-45 cm ... usw.)

### 3.4.3 Dokumentation der Meßergebnisse

Die Infiltrationsversuche nach Variante A ergaben Verläufe der Niederschlagsrate und Infiltrationsrate als Funktion der Zeit bei unterschiedlichen Anfangsbedingungen auf insgesamt 20 Meßflächen (je 1 m<sup>2</sup> groß). Die Infiltrationsversuche nach Variante B ergaben Verläufe der Niederschlagsrate und der Bodenfeuchte im Oberboden in 5 jeweils 15 cm dicken Schichten als Funktion der Zeit. Diese Messungen wurden - wie in Abschnitt 4.4.2 beschrieben wird - mit Hilfe von Modellrechnungen ausgewertet und zugehörige Parameter daraus geschätzt. Die Ergebnisse der Modellanpassungen sind im Vergleich mit den Meßergebnissen in Anlage A für Variante A und Anlage B für Variante B dokumentiert. Auf eine separate Dokumentation der Meßergebnisse selbst wird daher verzichtet.

### 3.5 Modellunabhängige Bewertung der Sprinkler-Meßergebnisse

In einem ersten Schritt modellunabhängig auswertbar sind die Endinfiltrationsraten  $K_E$  aus den Infiltrationsversuchen nach Variante A. Histogramm und Variogramm der Endinfiltrationsraten  $K_E$ , die an einem Meßpunkt ggf. aus mehreren Versuchen gemittelt wurden, sind in Bild 3.5.1 und 3.5.2 dargestellt. Die  $K_E$ -Werte werden im folgenden Abschnitt mit  $K_f$ -Werten aus Bodenproben, mit geschätzten  $K_S$ -Werten und mit gemessenen Endinfiltrationsraten aus Messungen mit Doppelringinfiltrimeter verglichen.

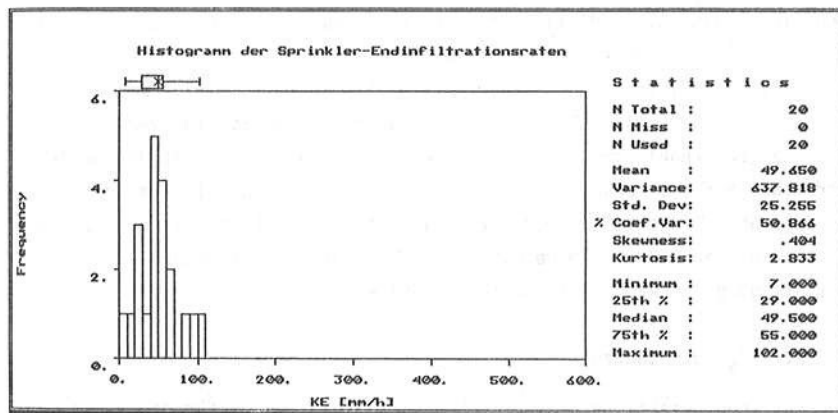


Bild 3.5.1: Histogramm der Sprinkler-Endinfiltrationsraten  $K_E$

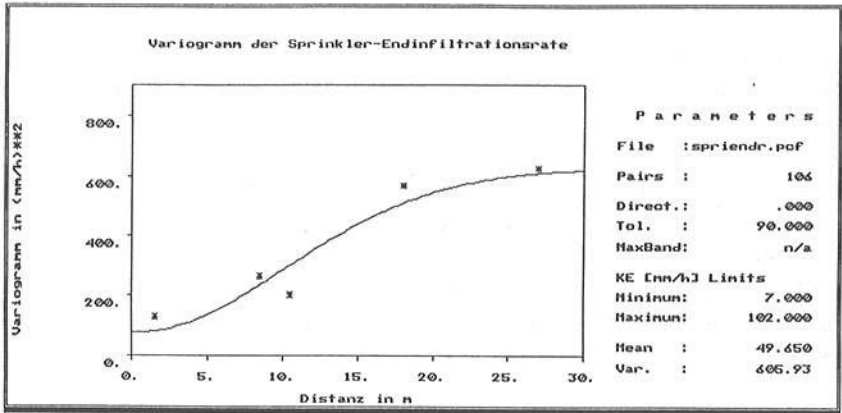


Bild 3.5.2: Variogramm der Sprinkler-Endinfiltrationsraten  $K_E$

### 3.5.1 Sprinkler-Endraten $K_E$ und gesättigte Leitfähigkeit

#### 3.5.1.1 $K_f$ aus Bodenproben

Zum Vergleich der Sprinkler-Endraten  $K_E$  mit den  $K_f$ -Werten aus Bodenproben genügt ein Blick auf die Histogramme (für  $K_f$ -Werte aus Bodenproben s. Bild 3.3.7 in Abschnitt 3.3). Aus Histogrammen und statistischen Maßzahlen wird deutlich, daß die Endinfiltrationsraten  $K_E$  aus den Infiltrationsversuchen mit künstlicher Beregnung wie erwartet um etwa 1-2 Zehnerpotenzen größer sind als die meisten Labor- $K_f$ -Werte ( $\bar{x} = 23.7$  mm/h,  $s_x = 87.7$  mm/h,  $c_v = 370$  % (!),  $c_s = 5.5$  (!)). Dies ist erklärbar durch den Einfluß von Makroporen (Interaggregathohlräume, Wurzelkanäle, Wurmkanäle), der mit den Sprinkler-Versuchen auf 1 m<sup>2</sup> großen Flächen integral erfaßt wird. In kleinen Stechzylinderproben (Oberfläche  $\approx 0.0025$  m<sup>2</sup>) treten diese Einflüsse viel zu selten auf; die Labor- $K_f$ -Werte werden zudem noch durch Quellen der Proben bei der Aufsättigung im Labor systematisch niedriger.

#### 3.5.1.2 $K_s$ aus Schätzung

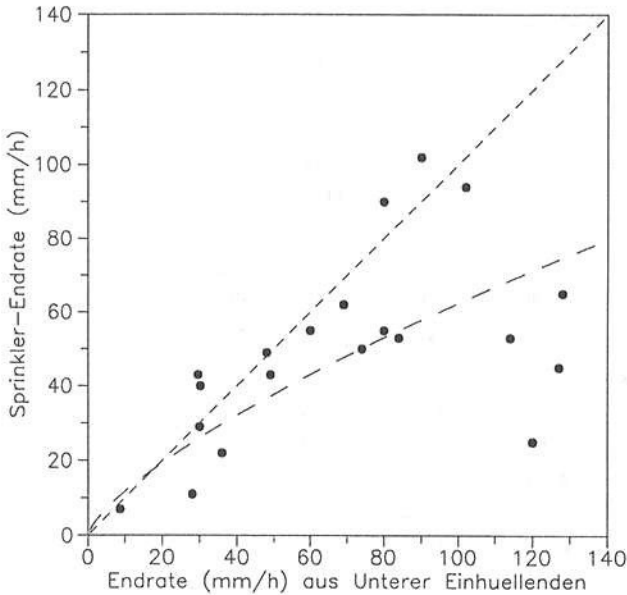
Rechnerische gesättigte hydraulische Leitfähigkeiten  $K_s$  für die Anwendung in Infiltrationsmodellen wurden anhand der Bodenart geschätzt (vgl. Abschnitt 3.3) und in Tabelle 3.3.2 angegeben. Die kleinsten  $K_s$ -Werte, die sich (theo-

retisch !) als Endinfiltrationsrate äußern müßten, liegen dort im Bereich der obersten Bodenschicht (0-15 cm) bei ca. 3-4 mm/h. In den übrigen Bodenschichten treten sonst Werte von ca. 11 mm/h am häufigsten auf. Die geschätzten  $K_S$ -Werte kommen der Größenordnung der gemessenen Endinfiltrationsraten  $K_E$  schon näher als die  $K_f$ -Werte aus Bodenproben, sind aber immer noch deutlich kleiner. Es wird also bestätigt, daß die in Tabelle 3.3.2 angegebenen Schätzungen aus der Bodenart (nach Maniak (1988) bzw. Rawls (1981) und Rawls et al. (1981)) nur als grobe Richtwerte dienen können, die für die Anwendung auf tatsächliche stärkere Niederschläge, bei denen die Wirkung der Bodenart auf die Infiltrationskapazität eine untergeordnete Rolle spielt, zu ungenau sind.

### 3.5.2 Sprinkler-Endraten $K_E$ und Doppelring-Endinfiltrationsraten

Zum Vergleich der Sprinkler-Endraten  $K_E$  mit den Doppelring-Endinfiltrationsraten  $K_D$  werden die in Abschnitt 3.3 gegebenen Auswertungen der  $K_D$ -Werte herangezogen (Bilder 3.3.11 bis 3.3.16). Betrachtet man die statistischen Maßzahlen aller Doppelring-Endinfiltrationsraten ( $\bar{x} = 139.8$  mm/h,  $s_x = 119.7$  mm/h,  $c_v = 86$  %) so wird klar, daß sowohl der Mittelwert (ca. 3 mal) als auch die Standardabweichung (ca. 4-5 mal) um ein Vielfaches größer sind als die entsprechenden Werte für die Sprinkler-Endraten  $K_E$  ( $\bar{x} = 49.7$  mm/h,  $s_x = 25.3$  mm/h,  $c_v = 51$  %). Erst die statistischen Maßzahlen der unteren Einhüllenden der Doppelring-Endraten ( $\bar{x} = 60.5$  mm/h,  $s_x = 38.7$  mm/h,  $c_v = 64$  %) liegen näher an den Maßzahlen der Sprinkler-Endraten. Die Differenz der Mittelwerte ( $\Delta\bar{x} = 10.8$  mm/h) kann jedenfalls aufgrund der hohen Streuung beider Stichproben (Standardabweichung der Differenz der Mittelwerte = 8.8 mm/h !) als nicht mehr signifikant angesehen werden.

Die räumliche Struktur der unteren Einhüllenden der Doppelring-Endraten und der Sprinkler-Endraten ist ähnlich, denn beide weisen in ihren Variogrammen keinen Nugget-Effekt und eine Reichweite ("Range") von ca. 10-15 m auf. In Bild 3.5.3 sind die gemessenen Sprinkler-Endraten über den Werten für die untere Einhüllende der Doppelring-Endraten, die aus Bild 3.3.14 für die zugehörige x-Koordinate interpoliert werden können, aufgetragen. Es wird deutlich, daß sich die Daten der unteren Einhüllenden selbst wieder in zwei Gruppen unterteilen lassen: 1. Werte, die relativ gut zu den Sprinkler-Endraten passen (um 45-Grad-Linie) und 2. Werte, die deutlich größer sind als die Sprinkler-Endraten. Werte, die deutlich kleiner wären als die Sprinkler-Endraten treten nicht auf.



**Bild 3.5.3:** Endinfiltrationsraten aus Sprinkler-Messungen und zugeordnete Werte aus der unteren Einhüllenden der Doppelring-Endraten

Die modellunabhängige Bewertung der Sprinkler-Meßergebnisse ergibt infolge der insgesamt geringeren Varianz der Sprinkler-Endraten  $K_E$  die - zumindest relativ - höhere Zuverlässigkeit der aufwendigen Infiltrationsmessungen nach Variante A gegenüber Messungen mit Doppelringinfiltrimeter. Erst wenn man viele Doppelring-Endinfiltrationsraten verfügbar hat, aus denen eine untere Einhüllende abgeleitet werden kann, besteht die Chance, in die Nähe der Ergebnisse aus den kleinflächigen Beregnungsversuchen zu gelangen.



## 4. MATHEMATISCHE SIMULATION DER INFILTRATION

### 4.1 Vorbemerkung

In den folgenden Abschnitten werden vertikal-eindimensionale Modelle zur mathematischen Simulation des Infiltrationsprozesses behandelt. In den Abschnitten 4.2 und 4.3 werden eine Auswahl der in der Literatur verfügbaren Modellansätze und die ihnen zugrundeliegenden Annahmen, Einschränkungen und Verfahrensschritte beschrieben. Die Modellansätze wurden zum Teil im Rahmen dieser Untersuchung modifiziert, ergänzt und in eigenen Rechenprogrammen implementiert, so daß exemplarische Berechnungen möglich waren.

Zunächst wird in Abschnitt 4.2 ein auf den Voraussetzungen für homogenen Boden mit reiner Mikrostruktur basierendes vertikal-eindimensionales Finite-Differenzen-Verfahren mit der hier notwendigen Formulierung der oberen Randbedingungen beschrieben, ergänzt und exemplarisch angewandt. Es basiert auf den Differentialgleichungen für die Bodenwasserbewegung ohne Berücksichtigung der Bodenluftdynamik (FOKKER-PLANCK- bzw. RICHARDSGLEICHUNG). Diese Darstellung soll verdeutlichen, welcher mathematisch-numerische Aufwand schon für die Modellierung der Wasserbewegung im - in der Natur kaum vorkommenden - Boden mit reiner Mikrostruktur getrieben werden muß.

Anschließend werden in Abschnitt 4.3 rechentechnisch weniger aufwendige hydrologische Infiltrationsmodelle und deren Modifizierungen, u.a. auch Modellansätze zur Berücksichtigung der schnellen Wasserbewegung in Makroporen vorgestellt.

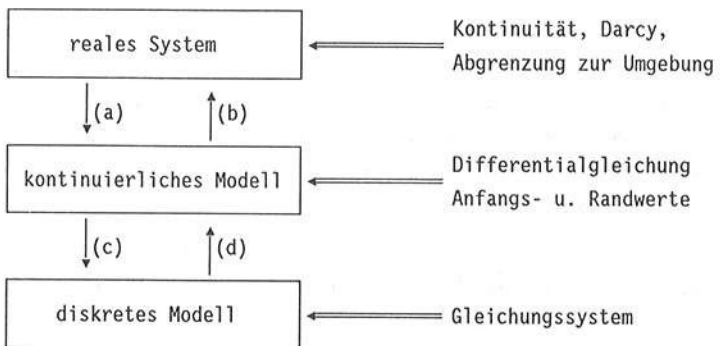
In Abschnitt 4.4 werden schließlich diejenigen eigenen Modifizierungen des Grundmodells von Green und Ampt beschrieben, die zur Modellierung der Infiltrationsmessungen nach Varianten A und B verwendet wurden. Auch die Parameterschätzung aus den Infiltrationsversuchen und deren Ergebnisse sind in Abschnitt 4.4 beschrieben.

Aufwendige numerische Rechenmodelle zur Berechnung der Wasserbewegung in einer mit nichtkapillaren, kontinuierlichen Hohlräumen (Makroporen) durchzogenen porösen Matrix werden hier nicht näher betrachtet. Ein derartiges Modell wie es z.B. von Zuidema (1985) ("Double-Porosity-Approach") verwendet wurde, würde im Hinblick auf die Modellierung und Parametrisierung räumlich variabler Infiltrationsraten einen extrem großen Aufwand an Speicherplatz und Rechenzeit bedeuten.

## 4.2 Numerische Lösung der vertikal-eindimensionalen RICHARDSGLEICHUNG

### 4.2.1 Beziehung zwischen realem System und diskretem Modell

Wie in Abschnitt 2.2.1 dargestellt wurde, wird dem realen System "ungesättigter Boden" zunächst ein idealisierendes mathematisches Modell in Form der RICHARDS-Differentialgleichung zugewiesen. Diese Bewegungsgleichung für die ungesättigte Wasserbewegung in einem porösen Medium mit reiner Mikrostruktur ist eine parabolische, nicht lineare, partielle Differentialgleichung, in welcher die Koeffizienten  $K(\psi)$  und  $C(\psi)$  sehr stark nichtlinear mit  $\psi$  variieren. Die Anwendung des mathematischen Modells, d.h. die Lösung der RICHARDSGLEICHUNG für gegebene Anfangs- und Randbedingungen, stellt eine Anfangsrandwertaufgabe dar. Analytische Näherungslösungen für die RICHARDSGLEICHUNG sind nur für wenige spezielle Rand- und Anfangsbedingungen bekannt (z.B. Absorption und Infiltration: Philip (1957b, 1969), Parlange (1971)). Anfangs- und Randbedingungen von solchen Lösungen sind aber derart unflexibel, daß eine Anwendung auf praktische Feldbedingungen (vertikal wechselnde Bodeneigenschaften, wechselnde meteorologische Verhältnisse) nicht möglich ist. Deshalb ist man dazu übergegangen, numerische Modelle zur Lösung der Richardsgleichung zu entwickeln, d.h. die Differentialgleichung wird numerisch behandelt. Das Gleichungssystem mit unendlich vielen Unbekannten der vorliegenden Anfangsrandwertaufgabe muß für den Computer auf eine endliche Anzahl reduziert, d.h. diskretisiert werden (Hornung und Messing, 1984).



**Bild 4.2.1:** Beziehung zwischen realem System und diskretem Modell (Hornung und Messing (1984)).

Durch die Rückführung aller Ableitungen auf arithmetische Operationen werden aus den Differentialgleichungen Systeme algebraischer Gleichungen. Auf diese Weise erhält man das diskrete Modell für das kontinuierliche Modell. Schematisch wird dieser Weg in Bild 4.2.1 mit den Pfeilen a und c dargestellt. Der Pfeil b stellt die Frage nach der Gültigkeit des kontinuierlichen Modells, während b die Frage verbirgt, was denn die Lösung des diskreten Modells mit der gesuchten Lösung der Anfangsrandwertaufgabe zu tun hat (Hornung und Messing (1984)).

#### 4.2.2 Zeitliche Diskretisierung

Die zeitliche Diskretisierung einer Anfangsrandwertaufgabe bewirkt, daß Näherungslösungen nur zu diskreten Zeitschritten  $t^j$  ( $j = 1, 2, \dots, N$ ) berechnet werden. Die Näherungslösung erhält man dadurch, daß man die Ableitung nach der Zeit durch einen Differenzenquotienten bezogen auf den Zeitpunkt  $t^* = (1-\lambda) \cdot t^j + \lambda \cdot t^{j+1}$  ersetzt. Verschiedene Möglichkeiten zur zeitlichen Diskretisierung sind in Bild 4.2.2 dargestellt.

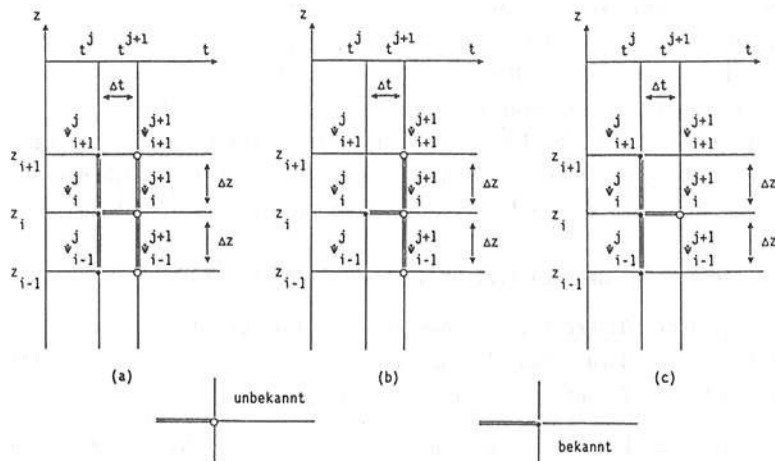


Bild 4.2.2: Verschiedene Zeitdiskretisierungen (nach Herrling, 1984)

- (a) Crank-Nicholson ( $\lambda = 1/2$ ) oder variable Formulierung für  $\lambda$
- (b) implizite Formulierung ( $\lambda = 1$ )
- (c) explizite Formulierung ( $\lambda = 0$ )

Die einfachste Zeitdiskretisierung ist die explizite ( $\lambda = 0$ ), da man nach der Unbekannten auflösen kann. Für die Richardsgleichung bedeutet dies:

$$\psi^{j+1} = \psi^j - \frac{\Delta t}{c^j} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left[ K(\psi^j) \cdot \left( \frac{\partial \psi^j}{\partial z} - 1 \right) \right] \quad (4.2.1)$$

Allerdings wird die Einfachheit dieser Lösung durch den Mangel an Stabilität erkauft und eignet sich nicht zur Simulation von gesättigt/ungesättigten Wasserflüssen (C wird Null bei Sättigung) (Hornung und Messing (1984)).

Stellt man obiger Zeitdiskretisierung die total implizite ( $\lambda = 1$ ) gegenüber

$$c^j \frac{\psi^{j+1} - \psi^j}{\Delta t} + \frac{\partial}{\partial z} \left[ K(\psi^j) \cdot \left( \frac{\partial \psi^{j+1}}{\partial z} - 1 \right) \right] = 0, \quad (4.2.2)$$

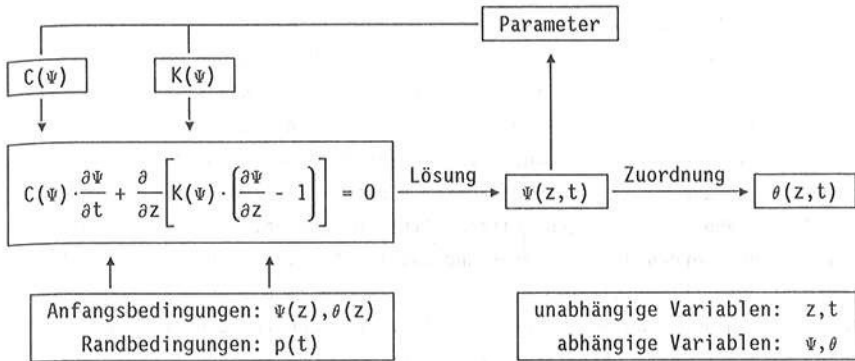
wobei die Koeffizienten C und K explizit linearisiert werden, d.h. sie hängen nur vom bereits bekannten  $\psi^j$  ab, (Dahlblom (1987)), so sind nach einer räumlichen Diskretisierung Gleichungssysteme zu lösen. Der Aufwand hat sich zwar gegenüber dem expliziten Verfahren enorm vergrößert, doch eignet sich die total implizite Darstellung auch zur Modellierung des gesättigten Flusses. Implizite Verfahren sind zudem für  $\lambda > 1/2$  stabil (Hornung und Messing (1984)). Bei der Wahl des total impliziten Verfahrens ( $\lambda = 1$ ) kann auch das Problem, daß beim Crank-Nicholson-Verfahren im Sättigungsbereich Oszillationen entstehen können (vgl. Hornung und Messing (1984)) umgangen werden.

#### 4.2.3 Berechnung der Koeffizienten als Funktion der Zeit

Die zeitliche Diskretisierung der Richardsgleichung durch ein implizites Verfahren führt dazu, daß die Unbekannte  $\psi$  zur Berechnung der Koeffizienten  $K(\psi)$  und  $C(\psi)$  erforderlich ist (Jensen, 1983).

Dies wiederum hat zur Folge, daß die später entstehenden nichtlinearen Gleichungssysteme nur unter hohem Aufwand zu lösen sind, wobei auch noch mit prinzipiellen Problemen bei der Konvergenz der zur Lösung notwendigen Iterationsverfahren zu rechnen ist (Hornung und Messing (1984)). Eine Linearisierung der Richardsgleichung bedeutet nun, daß nur noch solche Ausdrücke auftreten, in denen die Unbekannte  $\psi$  oder deren Ableitungen mit

bekanntem Größen multipliziert werden. Die hydraulische Leitfähigkeit  $K(\psi)$  und die spezifische Wasserkapazität  $C(\psi)$  müssen bekannt sein, dürfen also nur von der Zeit und vom Ort abhängen.



**Bild 4.2.3:** Beziehung zwischen unabhängigen Variablen, Anfangs- und Randbedingungen, den funktionalen Parametern und der abhängigen Variablen (nach Jensen (1983), abgeändert)

In linearisierten impliziten Verfahren wird versucht, die Koeffizienten  $K(\psi)$  und  $C(\psi)$  zu schätzen. Die einfachste, wenn auch grobe Näherung ergibt sich, wenn  $K$  und  $C$  mit dem bereits bekannten Zeitschritt  $t^j$  berechnet werden und zur Lösung von  $\psi^{j+1}$  herangezogen werden. Man nennt dieses Verfahren auch explizite Linearisierung (Dahlblom (1987)).

Geht man davon aus, daß sich die Lösung von  $\psi$  einigermaßen gleichmäßig zeitlich entwickelt, so kann man versuchen durch Extrapolation vergangener Zeitschritte eine bessere Schätzung der Koeffizienten und damit auch der Lösung  $\psi^{j+1}$  zu erhalten. Dieses Verfahren liefert jedoch im Falle scharfer Feuchtigkeitsfronten oder abrupten Änderungen in den Randbedingungen fehlerhafte Schätzungen der Parameter in Abhängigkeit der Größe des Zeitschrittes (Hornung und Messing (1984)).

Eine Verbesserung würde das Prädiktor-Korrektor-Verfahren liefern, welches - ausgehend von einem Zeitschritt  $t^j$  - erst einmal versucht, für einen halben Zeitschritt  $K^{j+\frac{1}{2}}$  und  $C^{j+\frac{1}{2}}$  zu bestimmen. Diese würden dann benutzt, um folgendes Gleichungssystem zu lösen (Hornung und Messing (1984)):

$$C^{j+\frac{1}{2}} \frac{\psi^{j+1} - \psi^j}{\Delta t} = - \frac{\partial}{\partial z} \left[ K(\psi^{j+\frac{1}{2}}) \cdot \left( \frac{\partial \psi^{j+1}}{\partial z} - 1 \right) \right] \quad (4.2.3)$$

In vielen Fällen beschränkt man sich nicht auf linearisierte Verfahren, da in ihnen Fehler in der Wasserbilanz auftauchen (Hornung und Messing (1984)), sondern versucht mit nichtlinearen Verfahren über sukzessive Verbesserung der Koeffizienten der Nichtlinearität möglichst nahe zu kommen. Dies bedeutet für die Richardsgleichung, daß man zur Berechnung von  $\psi^{j+1}$  die jeweils beste verfügbare Näherung der Parameter einsetzt. Zu Beginn werden  $K$  und  $C$  aus dem Ergebnis des vorigen Zeitschrittes übernommen. Aus der neu gewonnenen Lösung werden die Parameter und damit  $\psi^{j+1}$  erneut bestimmt. Mit den jedesmal neu aktualisierten Parametern wird die Iteration erst abgebrochen, wenn sich die Lösung gegenüber den zuletzt berechneten Saugspannungen kaum noch geändert hat. Allerdings warnen Hornung und Messing (1984) vor der Anwendung dieses Verfahrens, da noch keine systematischen Untersuchungen über dessen Wert bei der Behandlung der Nichtlinearität vorliegen. Zudem ist seine Konvergenz nicht bewiesen und der Fehler in der Wasserbilanz wird nicht grundsätzlich beseitigt.

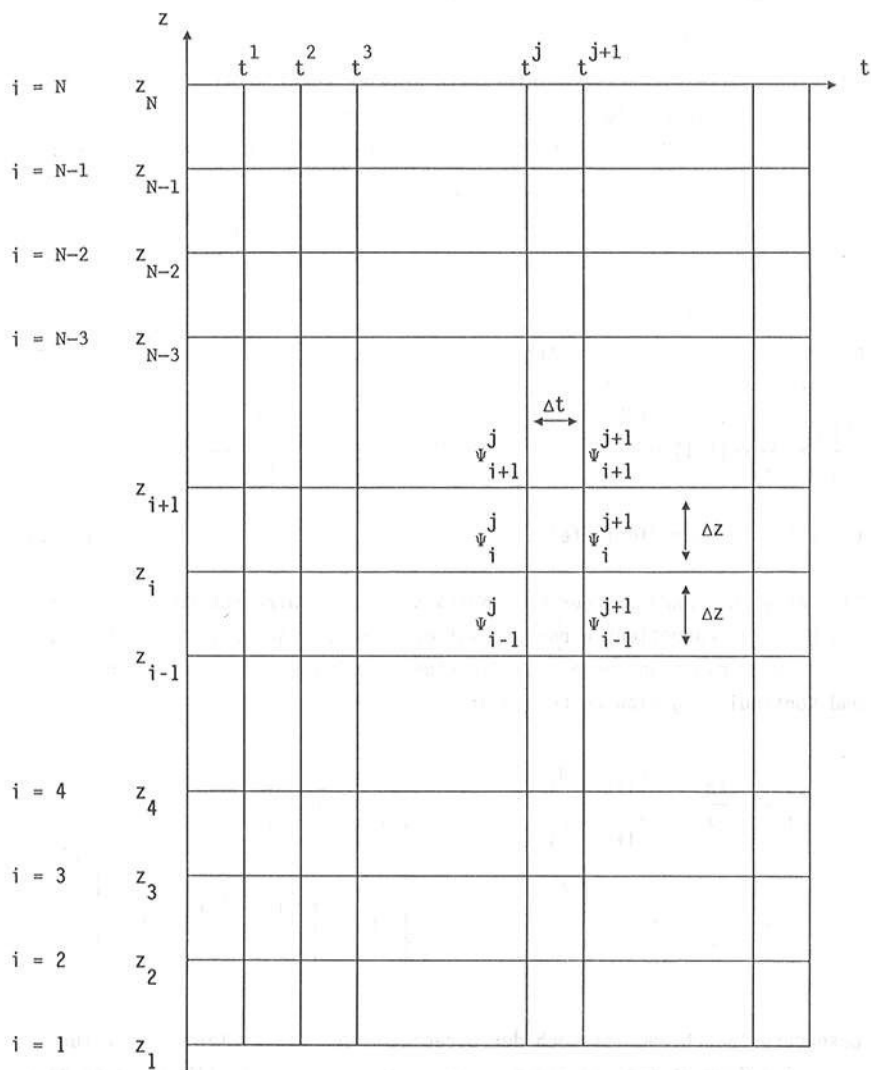
In den folgenden Abschnitten werden die räumliche Diskretisierung, die kombinierte zeitliche und räumliche Diskretisierung und die verschiedenen Möglichkeiten zur Formulierung von Randbedingungen für das implizite Verfahren mit expliziter Linearisierung vorgestellt.

Ein nicht-lineares Verfahren (Newton-Algorithmus nach Hornung und Messing (1984)) wird später in Abschnitt 4.2.9 wieder aufgegriffen.

#### 4.2.4 Räumliche Diskretisierung

Die räumliche Diskretisierung elliptischer Randwertaufgaben kann prinzipiell sowohl über die finite Elemente-Methode oder mit Hilfe finiter Differenzen geschehen. Vergleichbar der zeitlichen Diskretisierung beschränkt man sich bei der eindimensionalen räumliche Diskretisierung darauf, die gesuchte Funktion  $\psi$  durch endlich viele Zahlen  $\psi_1, \dots, \psi_N$  zu repräsentieren, wobei der Index  $i$  von  $\psi_i$  zur Tiefe  $z_i$  gehört, in der die Saugspannung  $\psi$  zu approximieren ist. Die räumliche Diskretisierung durch finite Differenzen besteht nun darin, für die  $N$  Unbekannten  $\psi_1 \div \psi_N$  ein Gleichungssystem herzuleiten, welches der Differentialgleichung für die unbekannte Funktion  $\psi$  entspricht.

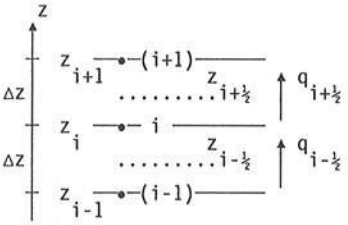
Dies erfolgt dadurch, daß man alle auftretenden Ableitungen durch passende Differenzenquotienten ersetzt (Hornung und Messing (1984)).



**Bild 4.2.4:** Zeitliche und räumliche Diskretisierung

In Bild 4.2.4 ist die eindimensionale räumliche Diskretisierung mit der zeitlichen Diskretisierung überlagert dargestellt. Zu beachten ist, daß die z-Achse positiv nach oben gerichtet ist, d.h. bei Infiltration stellt sich vom Vorzeichen her ein negativer Fluß ein. Die Schrittweiten  $\Delta t$  und  $\Delta z$  werden vorläufig konstant gewählt.

Um in der Mitte eines Tiefenintervalls  $\Delta z$  eine von 2. Ordnung genaue Approximation des vertikalen Flusses  $q$  zu erhalten, wird die Näherung für den Fluß  $q_{i+\frac{1}{2}}$  in der Mitte des Kompartiments  $(z_i, z_{i+1})$  wie folgt berechnet:



$$\begin{aligned}
 q_{i+\frac{1}{2}} &= -K_{i+\frac{1}{2}} \cdot \frac{\phi_{i+1} - \phi_i}{\Delta z} \\
 &= -K_{i+\frac{1}{2}} \cdot \frac{z_{i+1} - \psi_{i+1} - z_i + \psi_i}{\Delta z} \\
 &= K_{i+\frac{1}{2}} \cdot \left[ \frac{\psi_{i+1} - \psi_i}{\Delta z} - 1 \right]
 \end{aligned}$$

( $\Delta z = \text{konst. über die Tiefe}$ )

(4.2.5)

Die Ableitung  $\partial q / \partial z$  in der Kontinuitätsgleichung wird nun durch den zentralen Differenzenquotienten bezogen auf den Knoten  $i$  approximiert. Auf diese Weise wird die Grundformel für die räumliche Diskretisierung von Bewegungs- und Kontinuitätsgleichung gefunden:

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial \theta}{\partial t} &= -\frac{\partial q}{\partial z} \approx -\frac{q_{i+\frac{1}{2}} - q_{i-\frac{1}{2}}}{z_{i+\frac{1}{2}} - z_{i-\frac{1}{2}}} = -\frac{1}{\Delta z} \cdot \left[ q_{i+\frac{1}{2}} - q_{i-\frac{1}{2}} \right] \\
 &= -\frac{1}{\Delta z} \cdot \left[ K_{i+\frac{1}{2}} \cdot \left[ \frac{\psi_{i+1} - \psi_i}{\Delta z} - 1 \right] - K_{i-\frac{1}{2}} \cdot \left[ \frac{\psi_i - \psi_{i-1}}{\Delta z} - 1 \right] \right]
 \end{aligned}
 \tag{4.2.6}$$

Besondere Beachtung ist noch der Berechnung der Koeffizienten  $K_{i\pm\frac{1}{2}}$  für das jeweilige Kompartiment zu widmen. Haverkamp und Vaclin (1979) haben hierzu einige Ansätze untersucht. Als einzig befriedigende Methode geben Haverkamp und Vaclin (1979) das geometrische Mittel an; das auch in anderen Modellen



schon verwendet wird (Feddes et al. (1978), Jensen (1983), Leismann (1984):

$$K_{i\pm\frac{1}{2}} = \left( K_i \cdot K_{i\pm 1} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.2.7)$$

Bei der Simulation von scharfen Feuchtigkeitsfronten können sich beispielsweise beim arithmetischen Mittel zu hohe Durchlässigkeiten ergeben, die wiederum zu zu großen Flüssen führen (vgl. Jensen (1983)).

Auch in dem hier bereits teilweise beschriebenen Modell wurde mit dem geometrischen Mittel gearbeitet. Die nun sowohl räumlich als auch zeitlich diskretisierte Richardsgleichung wird im folgenden Abschnitt exemplarisch für einen beliebigen Zeitpunkt und Raumpunkt aufgestellt.

#### 4.2.5 Die kombinierte räumliche und zeitliche Diskretisierung

Kombiniert man jetzt die Diskretisierung der elliptischen Randwertaufgabe mit der zeitlichen Diskretisierung, so erhält man in diskreter Form die parabolisch/elliptische Differentialgleichung für die vertikale Wasserbewegung im Boden auf der Basis des Drucks:

$$C_i^j \cdot \frac{\psi_i^{j+1} - \psi_i^j}{\Delta t} = - \frac{1}{\Delta z} \cdot \left[ K_{i+\frac{1}{2}}^j \left( \frac{\psi_{i+1}^{j+1} - \psi_i^{j+1}}{\Delta z} - 1 \right) - K_{i-\frac{1}{2}}^j \left( \frac{\psi_i^{j+1} - \psi_{i-1}^{j+1}}{\Delta z} - 1 \right) \right] \quad (4.2.8)$$

Nach Umformung und Trennung nach Bekannten und Unbekannten erhält man (Feddes et al., 1978; Dahlblom, 1987):

$$\begin{aligned} & \psi_{i-1}^{j+1} \cdot \frac{K_{i-\frac{1}{2}}^j}{\Delta z^2} + \psi_i^{j+1} \cdot \left[ \frac{C_i^j}{\Delta t} - \frac{1}{\Delta z^2} \cdot \left( K_{i+\frac{1}{2}}^j + K_{i-\frac{1}{2}}^j \right) \right] \\ & + \psi_{i+1}^{j+1} \cdot \frac{K_{i+\frac{1}{2}}^j}{\Delta z^2} = \psi_i^j \cdot \frac{C_i^j}{\Delta t} + \frac{K_{i+\frac{1}{2}}^j - K_{i-\frac{1}{2}}^j}{\Delta z} \end{aligned} \quad (4.2.9)$$

Vereinfacht dargestellt lautet dieses Gleichungssystem:

$$\psi_{i-1}^{j+1} \cdot A_{i,1} + \psi_i^{j+1} \cdot A_{i,2} + \psi_{i+1}^{j+1} \cdot A_{i,3} = B_i \quad (4.2.10)$$

mit:

$$A_{i,1} = \frac{K_{i-\frac{1}{2}}^j}{\Delta z^2}, \quad A_{i,2} = \frac{C_i^j}{\Delta t} - \frac{K_{i+\frac{1}{2}}^j + K_{i-\frac{1}{2}}^j}{\Delta z^2},$$

$$A_{i,3} = \frac{K_{i+\frac{1}{2}}^j}{\Delta z^2} \quad \text{und} \quad B_i = \psi_i^j \cdot \frac{C_i^j}{\Delta t} + \frac{K_{i+\frac{1}{2}}^j - K_{i-\frac{1}{2}}^j}{\Delta z}.$$

Läuft der Index  $i$  von 1 bis  $N$ , so ergeben sich  $N$  Gleichungen in denen  $N+2$  Unbekannte auftreten. Das Gleichungssystem ist damit nicht eindeutig lösbar. Erst durch die Vorgabe von Randbedingungen wird das durch die Diskretisierung entstandene Gleichungssystem eindeutig lösbar.

#### 4.2.6 Randbedingungen oben

Es werden Randbedingungen erster, zweiter und dritter Art unterschieden. Randbedingungen der ersten Art nennt man auch Dirichlet Randbedingungen; bekannt ist die Zustandsvariable  $\psi$ , der Druck. Bei der Randbedingung der zweiten Art kennt man den Normalenfluß über die Ränder in das System hinein. Diese Bedingung heißt Neumann Randbedingung (Adams (1981), Hornung und Messing (1984)). Über Randbedingungen der dritten Art läßt sich eine Beziehung zwischen dem Spannungspotential  $\psi$  und dem Normalenfluß  $q$  formulieren (Hornung und Messing (1984)). Weiterhin können einseitige Randbedingungen unterschieden werden, d.h. es existieren obere Grenzen. Beispielsweise kann bei Betrachtung der Grenze zur Atmosphäre hin die Infiltrationsmenge nicht größer werden als die vorhandene Niederschlagsmenge. Sobald jedoch Sättigung auftritt, ist die Infiltrationsrate kleiner als die Niederschlagsmenge und es kommt zum Oberflächenabflußbildung oder Aufstau. Bekannt am oberen Rand wäre jetzt die Saugspannung mit  $\psi = 0$  oder  $\psi < 0$  (positiver hydrostatischer Druck).

##### a) die Flußrandbedingung (Neumann-Randbedingung)

Die Formulierung der Flußrandbedingung für eine gegebene Niederschlagsintensität  $q_p$  [L/T] und ungesättigten obersten Knoten  $N$  soll anhand der Skizze in Bild 4.2.5 a) erläutert werden.

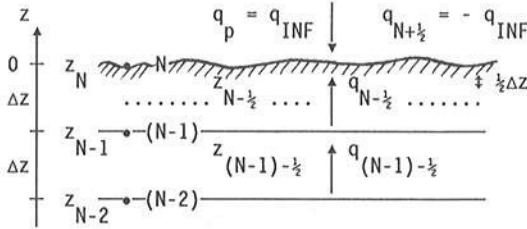


Bild 4.2.5 a): Skizze zur Flußrandbedingung

Wie aus den vorigen Abschnitten deutlich wurde, bewertet eine Zahl  $\psi_i$  immer ein Intervall  $(z_{i-\frac{1}{2}}, z_{i+\frac{1}{2}})$ . Da der oberste Knoten in unserem Modell aber genau auf dem Rand liegt, verkleinert sich das zum Knoten N gehörige Kompartiment auf  $(z_{N-\frac{1}{2}}, 0)$ , was bei konstanter Schrittweite  $\Delta z$  einem  $\Delta z/2$  entspricht. Andere Autoren (Feddes et al. (1978), Jensen (1983)) setzen daher den obersten Knoten um  $\Delta z/2$  verschoben unter der Oberfläche an.

Um die Massenbilanz zu gewährleisten, muß für den obersten Knoten die Wassergehaltsänderung über einen Zeitschritt dem Zufluß (Infiltrationsmenge) minus dem Abstrom ins Kompartiment  $(z_{(N-1)-\frac{1}{2}}, z_{(N-1)+\frac{1}{2}})$  entsprechen. Unter Beachtung der Vorzeichen lautet dies mathematisch ausformuliert ( $q_p$  wird positiv eingegeben, obwohl es entgegen der positiven z-Achse wirkt):

$$C_N^j \cdot \frac{\psi_N^{j+1} - \psi_N^j}{\Delta t} = -2 \cdot \frac{q_{N+\frac{1}{2}} - q_{N-\frac{1}{2}}}{\Delta z} \quad (\text{Kontinuität})$$

$$\frac{1}{2} \Delta z \cdot C_N^j \cdot \frac{\psi_N^{j+1} - \psi_N^j}{\Delta t} = q_{INF} + K_{N-\frac{1}{2}} \cdot \left( \frac{\psi_N^{j+1} - \psi_{N-1}^{j+1}}{\Delta z} - 1 \right) \quad (4.2.11)$$

Nach einer Umformung ergibt sich folgende Gleichung:

$$\psi_{N-1}^{j+1} \cdot \frac{K_{N-\frac{1}{2}}^j}{\Delta z^2} + \psi_N^{j+1} \cdot \left( \frac{C_N^j}{2 \cdot \Delta t} - \frac{K_{N-\frac{1}{2}}^j}{\Delta z^2} \right) = \frac{q_{INF}}{\Delta z} - \frac{K_{N-\frac{1}{2}}^j}{\Delta z} + \psi_N^j \cdot \frac{C_N^j}{2 \cdot \Delta t} \quad (4.2.12)$$

oder in Kurzschreibweise:

$$\psi_{N-1}^{j+1} \cdot A_{N,1} + \psi_N^{j+1} \cdot A_{N,2} = B_N \quad (4.2.13)$$

mit:

$$A_{N,1} = \frac{K_{N-\frac{1}{2}}^j}{\Delta Z^2}, \quad A_{N,2} = \frac{C_N^j}{2 \cdot \Delta t} - \frac{K_{N-\frac{1}{2}}^j}{\Delta Z^2}$$

$$\text{und} \quad B_N = \frac{q_{INF}}{\Delta Z} - \frac{K_{N-\frac{1}{2}}^j}{\Delta Z} + \psi_N^j \cdot \frac{C_N^j}{2 \cdot \Delta t}$$

**b) die feste Druckrandbedingung (Dirichlet-Randbedingung)**

Wird die Oberfläche gesättigt, dann kennen wir den hydrostatischen Druck am oberen Rand, der größer oder gleich Null ist (Dicke eines Wasserfilms, Höhe einer Muldenfüllung). Damit reduziert sich das Gleichungssystem um eine Unbekannte. Es kann für den Knoten (N-1) aus Gl. 4.2.8 mit  $i=N-1$  und  $i+1=N$  nachstehender Ansatz entwickelt werden:

$$\begin{aligned} & \psi_{N-2}^{j+1} \cdot \frac{K_{(N-1)-\frac{1}{2}}^j}{\Delta Z^2} + \psi_{N-1}^{j+1} \cdot \left[ \frac{C_{N-1}^j}{\Delta t} - \frac{K_{(N-1)+\frac{1}{2}}^j + K_{(N-1)-\frac{1}{2}}^j}{\Delta Z} \right] \\ & = \psi_{N-1}^j \cdot \frac{C_{N-1}^j}{\Delta t} + \frac{K_{(N-1)+\frac{1}{2}}^j - K_{(N-1)-\frac{1}{2}}^j}{\Delta Z} - \psi_N^j \cdot \frac{K_{(N-1)+\frac{1}{2}}^j}{\Delta Z^2} \end{aligned} \quad (4.2.14)$$

In Kurzschreibweise:

$$\psi_{N-2}^{j+1} \cdot A_{(N-1),1} + \psi_{N-1}^{j+1} \cdot A_{(N-1),2} = B_{(N-1)} \quad (4.2.15)$$

mit:

$$A_{(N-1),1} = \frac{K_{(N-1)-\frac{1}{2}}^j}{\Delta Z^2}, \quad A_{(N-1),2} = \frac{C_{N-1}^j}{\Delta t} - \frac{K_{(N-1)+\frac{1}{2}}^j + K_{(N-1)-\frac{1}{2}}^j}{\Delta Z^2}$$

$$\text{und } B_{N-1} = \psi_{N-1}^j \cdot \frac{C_{N-1}^j}{\Delta t} + \frac{K_{(N-1)+\frac{1}{2}}^j - K_{(N-1)-\frac{1}{2}}^j}{\Delta z} - \psi_N^j \frac{K_{(N-1)+\frac{1}{2}}^j}{\Delta z^2}$$

c) die flexible Druckrandbedingung

Diese Art der Randbedingung wirkt, wenn der oberste Knoten gesättigt ist und ein Wasserpolster sich aufzubauen beginnt. Derjenige Anteil des Niederschlages, der nicht zur Infiltration beiträgt, bewirkt die Erhöhung des Aufstaus oder fließt ab einer bestimmten maximalen Stauhöhe (i.d.R. wenige mm, z.B. Muldenrückhalt) als Oberflächenabflußbildung ab. Im letzten Stadium greift die feste Druckrandbedingung. Im davorliegenden Übergangsstadium wird die im folgenden beschriebene flexible Druckrandbedingung verwendet.

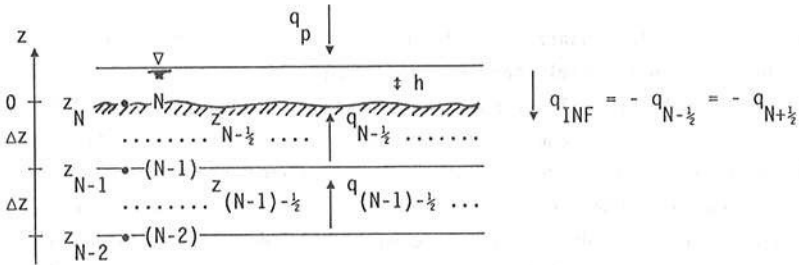


Bild 4.2.5 b): Skizze zur flexiblen Druckrandbedingung

Die Gleichung für die zeitliche Änderung des Aufstaus (dh/dt) lautet:

$$- \frac{\psi_N^{j+1} - \psi_N^j}{\Delta t} = q_p + K_{N-\frac{1}{2}}^j \left( \frac{\psi_N^{j+1} - \psi_{N-1}^{j+1}}{\Delta z} - 1 \right) \quad (4.2.16)$$

Durch Umformung erhält man:

$$\psi_{N-1}^{j+1} \cdot \frac{K_{N-\frac{1}{2}}^j}{\Delta z} + \psi_N^{j+1} \left( -\frac{1}{\Delta t} - \frac{K_{N-\frac{1}{2}}^j}{\Delta z} \right) = q_p - K_{N-\frac{1}{2}}^j - \frac{\psi_N^j}{\Delta t} \quad (4.2.17)$$

Die Kurzschreibweise lautet:

$$\psi_{N-1}^{j+1} \cdot A_{N,1} + \psi_N^{j+1} \cdot A_{N,2} = B_N \quad (4.2.18)$$

mit:

$$A_{N,1} = \frac{K_{N-\frac{1}{2}}}{\Delta z} \quad A_{N,2} = -\frac{1}{\Delta t} - \frac{K_{N-\frac{1}{2}}^j}{\Delta z}$$

$$\text{und} \quad B_N = q_p - K_{N-\frac{1}{2}}^j - \frac{\psi_N^j}{\Delta t}$$

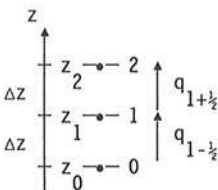
#### 4.2.7 Randbedingungen unten

Der korrekteste Ansatz für die untere Randbedingung wäre die Berücksichtigung eines dynamischen Grundwasserspiegels. Es müßte der Grundwasserstand im unteren Teil der Bodensäule bestimmt werden über den Fluß aus der ungesättigten Bodenzone in die Grundwasserzone sowie dem Abstrom aus dem Grundwasser. Dazu wäre die Koppelung mit einem Grundwassermodell erforderlich. Für die numerische Simulation der Infiltration in die obersten Bodenschichten mag es jedoch zunächst genügen, bei hohen Flurabständen die Gravitationsflußbedingung (Jensen (1983)) und bei niedrigen Flurabständen einen konstanten Druck (Lage des GW-Spiegels) als Randbedingung im untersten Knoten anzusetzen.

##### a) Die Gravitationsflußbedingung

Die Gravitationsflußbedingung beinhaltet die Forderung  $d\psi/dz = 0$ . Es dürfen am unteren Ende der Bodensäule keine Spannungsgradienten mehr auftreten, Es gilt:

$$q_{1-\frac{1}{2}} = -K_{1-\frac{1}{2}} \quad (4.2.19)$$



Hierbei ist jedoch darauf zu achten, daß im Gegensatz zum obersten Knoten das Modellgebiet nicht direkt im Knoten 1 endet, sondern um  $\Delta z/2$  nach unten verschoben. Auch hier muß gelten, daß der Zustrom  $q_{1-\frac{1}{2}}$  minus dem Abstrom  $q_{1+\frac{1}{2}}$  gleich der Wassergehaltsänderung über die Zeit sein muß.

Dies wird in der diskretisierten Bewegungsgleichung (Gl. 4.2.8) mit der Annahme  $\psi_1 = \psi_0$  erfüllt:

$$C_1^j \frac{\psi_1^{j+1} - \psi_1^j}{\Delta t} = - \frac{1}{\Delta Z} \left[ K_{1+\frac{1}{2}}^j \left( \frac{\psi_2^{j+1} - \psi_1^{j+1}}{\Delta Z} - 1 \right) - K_{1-\frac{1}{2}}^j \left( \frac{\psi_1^{j+1} - \psi_0^{j+1}}{\Delta Z} - 1 \right) \right] = 0 \quad (4.2.20)$$

Nach Umformung erhält man:

$$\psi_1^{j+1} \left( \frac{C_1^j}{\Delta t} - \frac{K_{1+\frac{1}{2}}^j}{\Delta Z^2} \right) + \psi_2^{j+1} \cdot \frac{K_{1+\frac{1}{2}}^j}{\Delta Z^2} = \psi_1^j \cdot \frac{C_1^j}{\Delta t} + \frac{K_{1+\frac{1}{2}}^j}{\Delta Z} - \frac{K_{1-\frac{1}{2}}^j}{\Delta Z} \quad (4.4.21)$$

In Kurzschreibweise lautet die Gravitationsflußbedingung:

$$\psi_1^{j+1} \cdot A_{1,2} + \psi_2^{j+1} \cdot A_{1,3} = B_1 \quad (4.2.22)$$

mit:

$$A_{1,2} = \frac{C_1^j}{\Delta t} - \frac{K_{1+\frac{1}{2}}^j}{\Delta Z^2}, \quad A_{1,3} = \frac{K_{1+\frac{1}{2}}^j}{\Delta Z^2}$$

$$\text{und} \quad B_1 = \psi_1^j \cdot \frac{C_1^j}{\Delta t} - \frac{K_{1+\frac{1}{2}}^j}{\Delta Z} - \frac{K_{1-\frac{1}{2}}^j}{\Delta Z}$$

### b) Die feste Druckrandbedingung (Dirichlet-Randbedingung)

Wäre betrachtete Bodensäule am unteren Ende gesättigt, dann wäre die Gravitationsflußbedingung unangebracht, da nun nicht mehr davon ausgegangen werden kann, daß die positive Druckverteilung (negative Saugspannung) im Punkt 1 gleich der im Punkt 0 entspricht. Es müßte von Rechenschritt zu Rechenschritt geprüft werden, ob dieser Fall eintritt, und gegebenenfalls die untere Randbedingung korrigiert werden.

Da die Verhältnisse am unteren Rand des Modells für die Infiltration nicht von ausschlaggebender Bedeutung sind, kann ein fester Wassergehalt bzw. eine feste Saugspannung am Knoten 1 vorgegeben werden und die vertikale Diskretisierung so aufgebaut werden, daß die Modellsäule unten auf Höhe des GW-Spiegels endet. Es ergeben sich die folgenden Gleichungen für die feste Druckrandbedingung am unteren Rand:

$$\psi_2^{j+1} \cdot \left( \frac{C_2^j}{\Delta t} - \frac{K_{2+\frac{1}{2}}^j + K_{2-\frac{1}{2}}^j}{\Delta z^2} \right) + \psi_3^{j+1} \cdot \frac{K_{2+\frac{1}{2}}^j}{\Delta z^2} = \psi_2^j \cdot \frac{C_2^j}{\Delta t} + \frac{K_{2+\frac{1}{2}}^j - K_{2-\frac{1}{2}}^j}{\Delta z} - \psi_1 \cdot \frac{K_{2-\frac{1}{2}}^j}{\Delta z^2} \quad (4.2.23)$$

oder in Kurzschreibweise:

$$\psi_2^{j+1} \cdot A_{2,2} + \psi_3^{j+1} \cdot A_{2,3} = B_2 \quad (4.2.24)$$

mit:

$$A_{2,2} = \frac{C_2^j}{\Delta t} - \frac{K_{2+\frac{1}{2}}^j + K_{2-\frac{1}{2}}^j}{\Delta z^2}, \quad A_{2,3} = \frac{K_{2+\frac{1}{2}}^j}{\Delta z^2}$$

$$\text{und} \quad B_2 = \psi_2^j \cdot \frac{C_2^j}{\Delta t} + \frac{K_{2+\frac{1}{2}}^j + K_{2-\frac{1}{2}}^j}{\Delta z} - \psi_1 \cdot \frac{K_{2-\frac{1}{2}}^j}{\Delta z^2}$$

#### 4.2.8 Das direkte Lösungsverfahren für den linearisierten Ansatz

In den vorangegangenen Abschnitten wurden die Randbedingungen für den impliziten Ansatz mit expliziter Linearisierung zur numerischen Lösung der Richardsgleichung vorgestellt. Es wurde eine Reduzierung der Unbekannten erzielt, so daß jetzt die Anzahl der Unbekannten der Anzahl der Gleichungen entspricht. Es wird für den ungesättigten Fließvorgang am oberen Rand die Neumann Randbedingung und am unteren Rand die Dirichlet Randbedingung angesetzt. Da der Druck am Knoten 1 bekannt ist, beschreibt die erste uns verfügbare Gleichung die Verhältnisse am Knoten 2 (Gl. 4.2.23 bzw. 4.2.24). Am Knoten N wird zunächst die Flußrandbedingung (Gl. 4.2.12 bzw. 4.2.13) angenommen. Für die Zwischenknoten wird Gl. 4.2.9 bzw. 4.2.10 verwendet.



Hieraus entsteht ein System algebraischer Gleichungen in Form einer tridiagonalen Matrix, die über den "Thomas Algorithmus" gelöst werden kann (Hornung und Messing (1984)). Detaillierte Beschreibungen des "Thomas-Algorithmus" zur Lösung des Tridiagonalen Gleichungssystems sind in Hornung und Messing (1984) sowie in Engeln-Müllges und Reuter (1984) zu finden.

Knoten	Gleichungen in Kurzschreibweise	
2:	$A_{2,2} \cdot \psi_2 + A_{2,3} \cdot \psi_3$	= $B_2$
3:	$A_{3,1} \cdot \psi_2 + A_{3,2} \cdot \psi_3 + A_{3,3} \cdot \psi_4$	= $B_3$
:	:	
i:	$A_{i,1} \cdot \psi_{i-1} + A_{i,2} \cdot \psi_i + A_{i,3} \cdot \psi_{i+1}$	= $B_i$
:	:	
N-1:	$A_{N-1,1} \cdot \psi_{N-2} + A_{N-1,2} \cdot \psi_{N-1} + A_{N-1,3} \cdot \psi_N$	= $B_{N-1}$
N:	$A_{N,1} \cdot \psi_{N-1} + A_{N,2} \cdot \psi_N$	= $B_N$

Bild 4.2.6: Das tridiagonale Gleichungssystem

#### 4.2.9 Ein iterativer Newton-Algorithmus

Um einer exakten Wasserbilanz Rechnung zu tragen, wird von Hornung und Messing (1984) ein Newton-Algorithmus vorgeschlagen um das nichtlineare Randwertproblem zu lösen. Ebenfalls empfohlen wird dieses Verfahren von Rohdenburg et al. (1986). Dieser Algorithmus wird im folgenden dargestellt.

Da es in der Bilanzgleichung für die ungesättigte Wasserbewegung im Boden insbesondere um die Nichtlinearität des Wassergehaltes geht, wird dieser während der Iteration durch eine Taylorentwicklung ersetzt, also linearisiert. Dieses Iterationsverfahren ist also bezüglich der Nichtlinearität  $\theta(\psi)$  das Newton-Verfahren, bezüglich der übrigen Koeffizienten aber nicht. Es handelt sich also nur zum Teil um den Newton-Algorithmus (Hornung und Messing (1984)).

Die Lösung verläuft bezüglich der zeitlichen Diskretisierung wie folgt (nach Hornung und Messing (1984)): Man bestimmt sich eine 0-te Näherung ( $\psi^{j+1,0}$ ) die man beispielsweise durch Extrapolation vergangener Zeitpunkte erhalten kann (Gl. 4.2.25):

$$\psi^{j+1,0} = \psi^j + (\psi^j - \psi^{j-1}) \cdot \frac{\Delta t^j}{\Delta t^{j-1}} \quad (4.2.25)$$

Setzt man den Wert der Iteration  $v$  als berechnet voraus, so soll der  $(v+1)$ -te Wert berechnet werden. Für den Wassergehalt erhält man für die Ableitung folgende Entwicklungsgleichung:

$$\theta(\psi^{j+1,v+1}) \approx \theta(\psi^{j+1,v}) + C^{j+1,v} \cdot (\psi^{j+1,v+1} - \psi^{j+1,v}) \quad (4.2.26)$$

Die Wasserbewegung in der ungesättigten/gesättigten Bodenzone wird nun durch untenstehende Rekursionsgleichung beschrieben:

$$\frac{\theta^{j+1,v} + C^{j+1,v} (\psi^{j+1,v+1} - \psi^{j+1,v}) - \theta^j}{\Delta t^j} = - \frac{\partial}{\partial z} \left[ K(\psi^{j+1,v}) \cdot \left( \frac{\partial \psi^{j+1,v+1}}{\partial z} - 1 \right) \right] \quad (4.2.27)$$

$\psi^{j+1,v}$  ist die Saugspannung am  $(j+1)$ -ten Zeitschritt innerhalb der  $v$ -ten Iteration. Aus dieser Gleichung muß nun  $\psi^{j+1,v+1}$  bestimmt werden. Die Anzahl der zur Konvergenz notwendigen Iterationen hängt stark von der Güte der Startnäherung  $\psi^{j+1,0}$  ab. Die Ausgangsgleichung nach Kombination von zeitlicher und räumlicher Diskretisierung (Hornung und Messing (1984)) lautet:

$$\frac{\theta_i^{j+1,v} + C_i^{j+1,v} (\psi_i^{j+1,v+1} - \psi_i^{j+1,v}) - \theta_i^j}{\Delta t} = \quad (4.2.28)$$

$$- \frac{1}{\Delta z} \left[ K_{i+\frac{1}{2}}^{j+1,v} \left( \frac{\psi_{i+1}^{j+1,v+1} - \psi_i^{j+1,v+1}}{\Delta z} - 1 \right) - K_{i-\frac{1}{2}}^{j+1,v} \left( \frac{\psi_i^{j+1,v+1} - \psi_{i-1}^{j+1,v+1}}{\Delta z} - 1 \right) \right]$$

$\psi_{i+1}^{j+1,v+1}$  ist die Saugspannung am Knoten (i+1) zum Zeitschritt (j+1) in der (v+1)-ten Iteration. Da die Iteration v bereits beendet ist und das Gleichungssystem von Knoten 1 zu Knoten N erneut durchlaufen wird (v+1), ist obige Schreibweise nicht ganz korrekt, da die Saugspannung  $\psi_{i+1}^{j+1}$  aus der vorhergehenden Iteration übernommen werden muß, d.h.  $\psi_{i+1}^{j+1,v}$ .

Für die Flußrandbedingung am ungesättigten obersten Knoten muß analog zum linearisierten Ansatz gelten, daß die Änderung des Wassergehaltes in diesem Kompartiment gleich dem Zufluß minus Abfluß sein muß:

$$\begin{aligned} \psi_N^{j+1,v+1} = & \left[ \frac{C_N^{j+1,v}}{2 \cdot \Delta t} - \frac{K_{N-\frac{1}{2}}^{j+1,v}}{\Delta z^2} \right]^{-1} \cdot \left[ \frac{\theta_N^{j+1,v} - C_N^{j+1,v} \cdot \psi_N^{j+1,v} - \theta_N^j}{2 \cdot \Delta t} \right. \\ & \left. + \frac{q_p}{\Delta z} - \frac{K_{N-\frac{1}{2}}^{j+1,v}}{\Delta z} - \psi_{N-1}^{j+1,v+1} \cdot \frac{K_{N-\frac{1}{2}}^{j+1,v}}{\Delta z^2} \right] \end{aligned} \quad (4.2.29)$$

Die flexible Druckrandbedingung wird ebenfalls entsprechend dem linearen Ansatz gehandhabt, was auf folgende Gleichung für die obersten beiden Knoten N und N-1 führt (vgl. auch Abschnitt 4.2.6 c)):

$$\psi_N^{j+1,v+1} = \left[ -\frac{1}{\Delta t} - \frac{K_{N-\frac{1}{2}}^{j+1,v}}{\Delta z} \right]^{-1} \cdot \left[ q_p - K_{N-\frac{1}{2}}^{j+1,v} \cdot \psi_{N-1}^{j+1,v+1} - \frac{K_{N-\frac{1}{2}}^{j+1,v}}{\Delta t} \cdot \psi_N^j \right] \quad (4.2.30)$$

Für die Zwischenknoten  $i=2, N-1$  ergeben sich folgende Gleichungen:

$$\begin{aligned} \psi_i^{j+1,v+1} = & \left[ \frac{C_i^{j+1,v}}{\Delta t} - \frac{K_{i+\frac{1}{2}}^{j+1,v} + K_{i-\frac{1}{2}}^{j+1,v}}{\Delta z^2} \right]^{-1} \cdot \left[ \frac{\theta_i^{j+1,v} - C_i^{j+1,v} \cdot \psi_i^{j+1,v} - \theta_i^j}{\Delta t} \right. \\ & \left. - \psi_{i+1}^{j+1,v} \cdot \frac{K_{i+\frac{1}{2}}^{j+1,v}}{\Delta z^2} - \psi_{i-1}^{j+1,v+1} \cdot \frac{K_{i-\frac{1}{2}}^{j+1,v}}{\Delta z^2} + \frac{K_{i+\frac{1}{2}}^{j+1,v} \cdot \psi_{i+\frac{1}{2}}^{j+1,v} - K_{i-\frac{1}{2}}^{j+1,v}}{\Delta z} \right] \end{aligned} \quad (4.2.31)$$

#### 4.2.10 Mathematische Formulierung der Bodenkennlinien

Verwendet wird der auf Mualem (1976) basierende Ansatz von Van Genuchten (1980), der bereits in Abschnitt 2.2.1.1 erwähnt wurde. Die Zusammenhänge sollen hier noch einmal kurz angegeben werden:

$$\theta^* = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left[ \frac{1}{1 + (\alpha \cdot \psi)^n} \right]^m \quad (4.2.32)$$

$$K(\psi) = K_S \cdot \frac{\left[ 1 - (\alpha \cdot \psi)^{n-1} \cdot \left[ 1 + (\alpha \cdot \psi)^n \right]^{-m} \right]^2}{\left[ 1 + (\alpha \cdot \psi)^n \right]^{m/2}} \quad (4.2.33)$$

$$C(\psi) = \frac{d\theta}{d\psi} = \alpha \cdot (1-n) \cdot \frac{1}{1 + (\alpha \cdot \psi)^n} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{1 + (\alpha \cdot \psi)^n} \right]^m \cdot (\theta_s - \theta_r) \quad (4.2.34)$$

$n$  und  $\alpha$  sind bodenspezifische Kennwerte, wobei  $m = 1 - 1/n$  ;  
 $\theta^*$  = effektiver Wassergehalt ;  $\theta_r$  = residualer Wassergehalt .

Der geschlossene Ansatz nach Van Genuchten (1980) für die ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit  $K(\psi)$  und die spezifische Wasserkapazität  $C(\psi)$  hat bisher in einigen Modellen seine Anwendung gefunden, so z.B. in Leismann und Herrling (1984), Rohdenburg et al. (1986) und Dahlblom (1987). Der Vorteil dieses Ansatzes besteht in der relativ geringen Anzahl von Parametern für eine Bodenschicht, und darin, daß auf ihm aufbauend auch die Hysterese in der Wasserspannungskurve quasi-analytisch beschrieben werden kann.

#### 4.2.11 Mathematische Beschreibung der Hysterese

Die hier stichwortartig vorzustellende Vorgehensweise bei der mathematischen Formulierung der Hysterese in den Bodenkennlinien  $C(\psi)$  und  $\theta(\psi)$  von ungesättigten Böden durch geschlossene funktionale Zusammenhänge basiert im wesentlichen auf den Ansätzen von Kool und Parker (1987) bzw. Rohdenburg et al. (1986). Grundlage ist der Ansatz von Van Genuchten (1980) zur Beschreibung der Bodenkennlinien  $K(\theta)$  bzw.  $K(\psi)$ ,  $W(\theta)$  und  $C(\psi)$ .

**Vorgaben für die mathematische Formulierung der Hysterese :**

- \* Hystereseschleifen sollen nur für die  $\Psi$ - $\theta$ -Beziehung formuliert werden. Die ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit wird ausschließlich als Funktion des Wassergehaltes betrachtet d.h.  $K = K(\theta) = K_S \cdot K_r(\theta)$ . Dabei soll  $K(\theta)$  mit der Funktion nach Van Genuchten (1980) für die Haupt-Desorptionskurve (Labor-pF-Kurve) aus  $K(\Psi_{DE}(\theta))$  berechnet werden.
- \* Für die Haupt-Desorptionskurve  $\theta_{DE}(\Psi)$  und die Haupt-Adsorptionskurve  $\theta_{AD}(\Psi)$  sollen prinzipiell beliebige unterschiedliche dimensionslose Formen möglich sein.
- \* Für Ad- und Desorption sollen unterschiedliche rechnerische Sättigungswassergehalte möglich sein, d.h. beispielsweise  $\theta_{SAD} < \theta_{SDE}$  infolge Lufteinschluß bei schneller Infiltration.

**Bereitstellung der dimensionslosen Funktionen (Effektivwerte):**

Zur Berechnung der dimensionslosen Funktionen effektiver Wassergehalt  $\theta^*$  und effektive spezifische Wasserkapazität  $C^*$  unabhängig von der Vorgeschichte des entsprechenden Bodenkompiments werden folgende Parametersätze für den Ansatz nach Van Genuchten (1980) verwendet:

$\theta_{SDE}$ ,	$n_{DE}$ ,	$\alpha_{DE}$	für Desorption
$\theta_{SAD}$ ,	$n_{AD}$ ,	$\alpha_{AD}$	für Adsorption
$\theta_r$			für De- und Adsorption

Mit obigen Parametern werden folgende Funktionen aufgestellt und (im Rechenprogramm) tabellarisch in Feldern abgelegt:

$\theta_{DE}^*(\Psi)$ und $C_{DE}^*(\Psi)$	als Effektivwerte für Desorption
$\theta_{AD}^*(\Psi)$ und $C_{AD}^*(\Psi)$	als Effektivwerte für Adsorption

Die Effektivwerte sind dabei wie folgt definiert:

$$\theta_{xx}^* = \left[ \frac{1}{1 + (\alpha_{xx} \cdot \Psi)^{n_{xx}}} \right]^{m_{xx}} \quad (4.2.35)$$

$$C_{xx}^*(\Psi) = \frac{d\theta_{xx}^*}{d\Psi} = \frac{1}{\theta_{Sxx} - \theta_r} \cdot \frac{d}{d\Psi} (\theta_{xx} - \theta_r) = \frac{C_{xx}(\Psi)}{\theta_{Sxx} - \theta_r} \quad (4.2.36)$$

bzw. angewandt auf Gleichung (4.2.34) :

$$C_{xx}^*(\Psi) = \frac{d\theta_{xx}^*}{d\Psi} = \alpha_{xx} \cdot (1 - n_{xx}) \cdot \frac{1}{1 + (\alpha_{xx} \cdot \Psi)^{n_{xx}}} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{1 + (\alpha_{xx} \cdot \Psi)^{n_{xx}}} \right]^{m_{xx}} \quad (4.2.37)$$

$$\text{wobei } xx = \begin{cases} \text{DE} & \text{für Desorption} \\ \text{AD} & \text{für Adsorption} \end{cases}$$

Der tatsächliche Wassergehalte und die tatsächliche spezifische Wasserkapazität werden je nach Richtung der Wassergehaltsänderung während der Simulation wie folgt berechnet:

Desorption (Weg A):  $\theta_{DE}, C_{DE} = f(\Psi, \Psi_{UM}, \theta_{UM}, \theta_r, \theta_{DE}^*) \quad (4.2.38)$

$$\theta_{DE} = \theta_r + \frac{\theta_{DE}^*(\Psi)}{\theta_{DE}^*(\Psi_{UM})} \cdot (\theta_{UM} - \theta_r) \quad (a)$$

$$C_{DE} = C_{DE}^*(\Psi) \cdot \frac{\theta_{UM} - \theta_r}{\theta_{DE}^*(\Psi_{UM})} \quad (b)$$

Desorption (Weg B):  $\theta_{DE}, C_{DE} = f(\Psi, \theta_{UM}, \theta_{SDE}, \theta_r, \theta_{DE}^*) \quad (4.2.39)$

wenn  $\Psi < \Psi_{DE}(\theta)$ :  $\theta_{DE} = \theta_{UM} \quad (a)$

$$C_{DE} = 0 \quad (b)$$

sonst:  $\theta_{DE} = \theta_r + \theta_{DE}^*(\Psi) \cdot (\theta_{SDE} - \theta_r) + \theta_r \quad (c)$

$$C_{DE} = C_{DE}^*(\Psi) \cdot (\theta_{SDE} - \theta_r) \quad (d)$$

Adsorption :  $\theta_{DE}, C_{DE} = f(\Psi, \Psi_{UM}, \theta_{UM}, \theta_{SAD}, \theta_{AD}^*) \quad (4.2.40)$

$$\theta_{AD} = \theta_{UM} + \frac{\theta_{AD}^*(\Psi) - \theta_{AD}^*(\Psi_{UM})}{1 - \theta_{AD}^*(\Psi_{UM})} \cdot (\theta_{SAD} - \theta_{UM}) \quad (a)$$

$$C_{AD} = C_{AD}^*(\Psi) \cdot \frac{\theta_{SAD} - \theta_{UM}}{1 - \theta_{AD}^*(\Psi_{UM})} \quad (b)$$

Die Fußnote "um" bezeichnet jeweils die Wasserspannung bzw. den Wassergehalt am Umkehrpunkt beim Übergang von Desorption nach Adsorption und umgekehrt. Die Berechnung der Wassergehalte und der spez. Wasserkapazität für Desorption (Weg A) und Adsorption erfolgt in Anlehnung an die Vorgehensweise in Rohdenburg et al. (1986). Für die Desorption wurde alternativ der Weg B gewählt, bei dem nach Umkehr von Adsorption nach Desorption der Wassergehalt  $\theta_{DE}$  solange auf dem Wassergehalt am Umkehrpunkt gehalten wird, bis die Hauptdesorptionskurve wieder erreicht ist. Damit soll eine Option geschaffen werden, die sog. "Pumpeffekte" auf jeden fall ausschließt.

**Kriterium für Wechsel von Desorption nach Adsorption und umgekehrt:**

Wenn die zeitliche Änderung der ungesättigten Leitfähigkeit bezogen auf die aktuell vorhandene ungesättigte Leitfähigkeit einen bestimmten Betrag überschreitet, wird ein Wechsel der Richtung der Wassergehaltsänderung bzw. des Hystereseastes vorgenommen:

$$\frac{1}{K(\theta)} \cdot \frac{\Delta K(\theta)}{\Delta t} > (0 + \Delta K_{gr}) \implies \text{Adsorption} \quad (4.2.41 \text{ a})$$

$$\frac{1}{K(\theta)} \cdot \frac{\Delta K(\theta)}{\Delta t} < (0 - \Delta K_{gr}) \implies \text{Desorption} \quad (4.2.41 \text{ b})$$

Der Grenzwert  $\Delta K_{gr}$  muß dabei aufgrund von Probeläufen des Simulationsmodells so gewählt werden, daß numerische Instabilitäten keinen andauernden Wechsel des Hystereseastes verursachen. Als zusätzliches Kriterium kann noch ein Vorzeichenwechsel in der zeitlichen Änderung des Wassergehaltes bzw. der Wasserspannung verwendet werden.

In der Wahl von  $\Delta K_{gr}$  liegt das eigentliche numerische Problem, das gerade noch verstärkt wird, wenn bei der Simulation des Infiltrationsprozesses sich Wassergehalte in unmittelbarer Nähe der Sättigung einstellen und sich die relative Leitfähigkeit von einem Zeitschritt zum nächsten dramatisch ändert.

**Darstellung der Wirkung des Hysterese-Ansatzes:**

In den folgenden beiden Bildern 4.2.7 und 4.2.8 sind Wassergehalts-Saugspannungs-Verläufe, wie sie mit dem oben beschriebenen Hysterese-Ansatz erzeugt werden können, exemplarisch dargestellt.

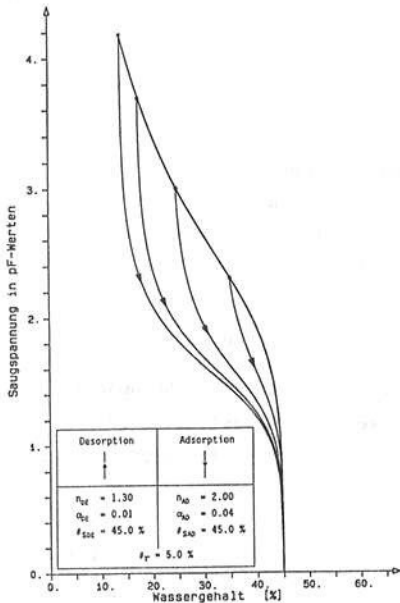


Bild 4.2.7:  $\theta$ - $\psi$ -Verläufe für Adsorption entsprechend Gl. (4.2.40 a) für vier Umkehrpunkte auf der Haupt-Desorptions-Kurve

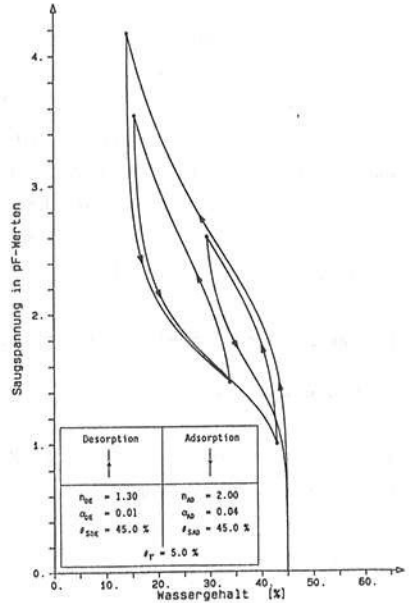


Bild 4.2.8: Folge von mehreren De- und Adsorptions-Schleifen: Gl. (4.2.38 a), Desorption (Weg A) Gl. (4.2.40 a), Adsorption

#### 4.2.12 Berechnungsbeispiele

Die Grundversion des hier vorgestellten Modells (implizites Verfahren mit expliziter Linearisierung) wurde von Dahlblom (1987) übernommen. Es wurde um das iterative Quasi-Newton-Verfahren nach Hornung und Messing (1984) und um die in den vorangegangenen Abschnitten beschriebenen Ansätze für obere und untere Randbedingungen erweitert. Außerdem wurden die ebenfalls bereits beschriebenen Ansätze zur mathematischen Beschreibung der Hysterese implementiert.

Im Rahmen der Diplomarbeit von Schmitt (1987) wurde das Rechenmodell im Vergleich mit der analytischen Lösung nach Philip (1969) für spezielle Rand- und Anfangsbedingungen verifiziert und außerdem ein Vergleich der Bilanzfehler für den linearisierten Ansatz und den Quasi-Newton-Algorithmus



durchgeführt. Es zeigte sich, daß das iterative Quasi-Newton-Verfahren nach Hornung und Messing (1984) bezüglich des Bilanzfehlers leichte Vorteile besitzt, die allerdings nicht verallgemeinert werden konnten (Schmitt, 1987).

Modellbezogene Simulationsparameter sind vor allem die zeitliche Diskretisierung  $\Delta t$  und die vertikale Diskretisierung  $\Delta z$ . Diese werden normalerweise als konstant vorgegeben, lediglich beim Übergang ungesättigt/gesättigt am obersten Knoten wird eine Zeitschrittverkleinerung vorgenommen.

Boden- und ereignisbezogene Simulationsparameter sind die Parameteransätze ( $\theta_{rj}$ ,  $\theta_{sj}$ ,  $\alpha_j$ ,  $n_j$ ,  $K_{sj}$ ) für den jeweiligen Knoten  $i$ , die vertikale Verteilung der Anfangsbodenfeuchte  $\theta_{0j}$  bzw. der Anfangssaugspannung  $\psi_{0j}$  sowie der zeitliche Verlauf der Niederschlagsintensität  $q_p = p(t)$ .

Zur Illustration der Möglichkeiten des Modells im Hinblick auf Berechnung von Infiltrationsraten infolge stärkerer Niederschläge ist in Bild 4.2.9 das Ergebnis einer Beispielrechnung für eine homogen geschichtete Bodensäule ( $K_S = 1 \cdot 10^{-5}$  bzw.  $5 \cdot 10^{-6}$  m/s) dargestellt.

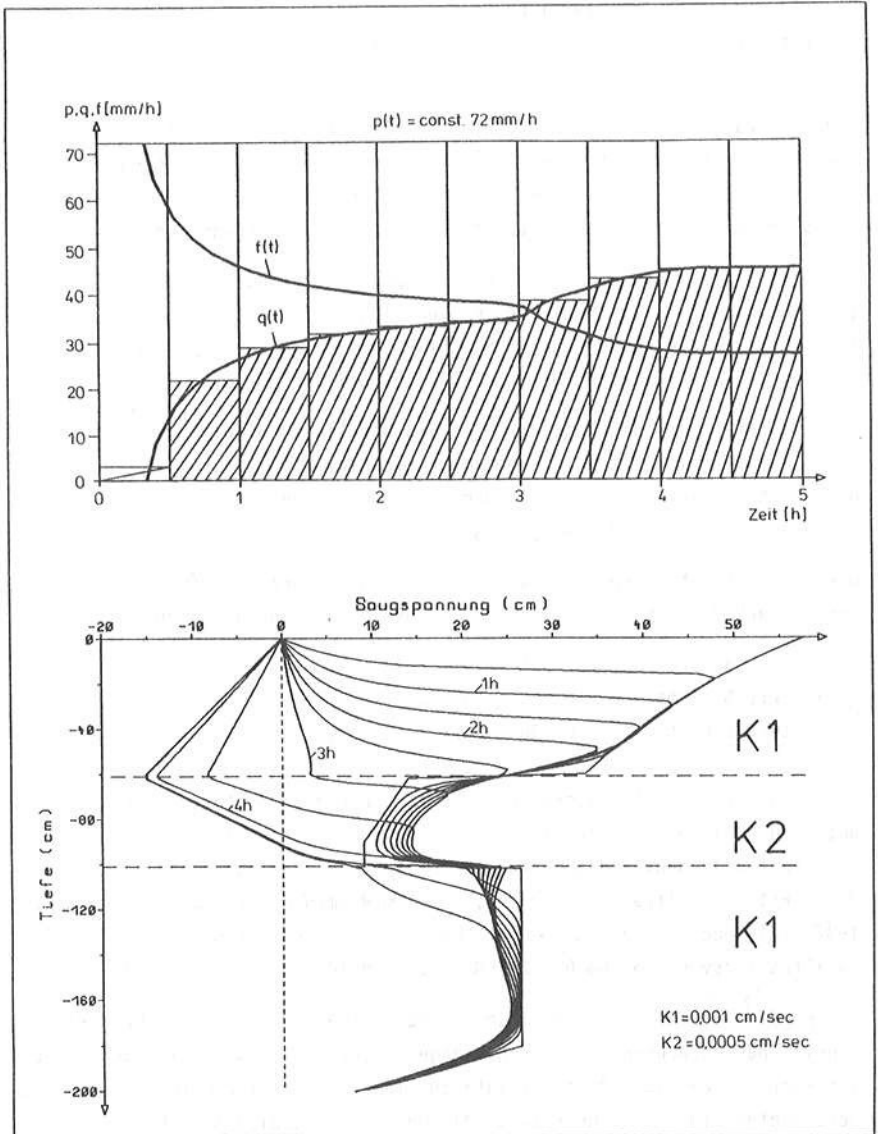
Die zu den Ergebnissen in Bild 4.2.9 gehörenden Parameter für die Bodenkennlinien nach Van Genuchten (1980) (ohne Hysterese) wurden angenommen zu:

obere Schicht:	$\alpha = 0.040$	$n = 2.4$	$\theta_S = 45 \%$	$\theta_r = 7 \%$
mittlere Schicht:	$\alpha = 0.063$	$n = 2.4$	$\theta_S = 35 \%$	$\theta_r = 7 \%$
untere Schicht:	$\alpha = 0.040$	$n = 2.4$	$\theta_S = 45 \%$	$\theta_r = 7 \%$

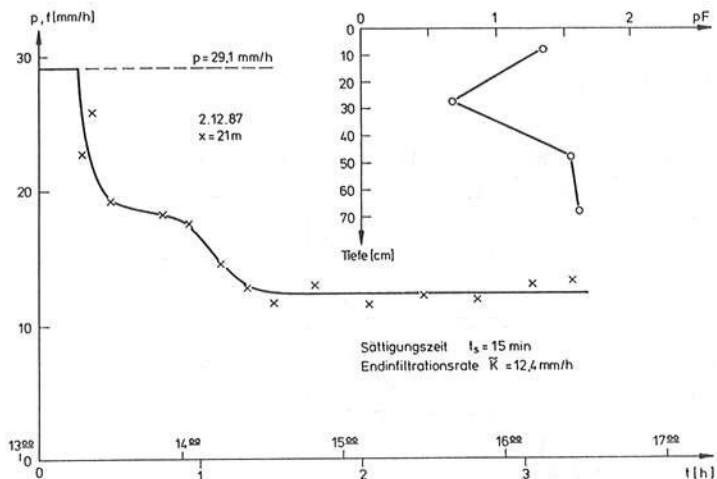
Wie man in Bild 4.2.9 erkennt, bewirkt die geschichtete Bodensäule mit unterschiedlichen Durchlässigkeiten einen abgestuften Infiltrationsverlauf. Ein ebenfalls deutlich abgestufter Infiltrationsverlauf ergab sich in einem der ersten Infiltrationsversuche, die im Rahmen dieser Untersuchung Ende 1987 (mit noch einfachen technischen Mitteln) durchgeführt wurden. Dieser Infiltrationsversuch vom 02.12.1987 ist in Bild 4.2.10 dargestellt.

Es wurde versucht, den Versuch vom 02.12.1987 mit dem oben beschriebenen Modell nachzurechnen. Es waren einige Proberechnungen ("trial and error") erforderlich um einen Parametersatz zu finden, der eine gute Anpassung der berechneten Infiltrationsrate an die Messungen in Bild 4.2.10 ermöglichte. Das Ergebnis ist in Bild 4.2.11 dargestellt.

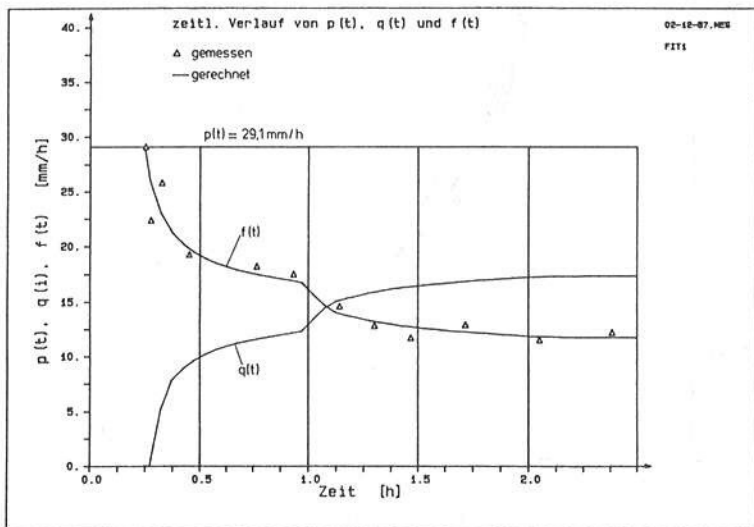
Die zu den Ergebnissen in Bild 4.2.11 gehörenden Bodenfeuchteprofile zu verschiedenen Zeitpunkten sind in Bild 4.2.12 dargestellt.



**Bild 4.2.9:** Beispielrechnung für homogen geschichtete Bodensäule  
(Niederschlagsintensität  $p = 72 \text{ mm/h}$ )



**Bild 4.2.10:** gemessener Infiltrationsverlauf vom 02.12.1987  
 (Messstelle  $x = 12$ ; Niederschlagsintensität  $\approx 29$  mm/h)



**Bild 4.2.11** Gemessener und gerechneter Infiltrationsverlauf  
 (Versuch vom 2.12.87; Ort  $x = 21$  m;  $p = 29$  mm/h)

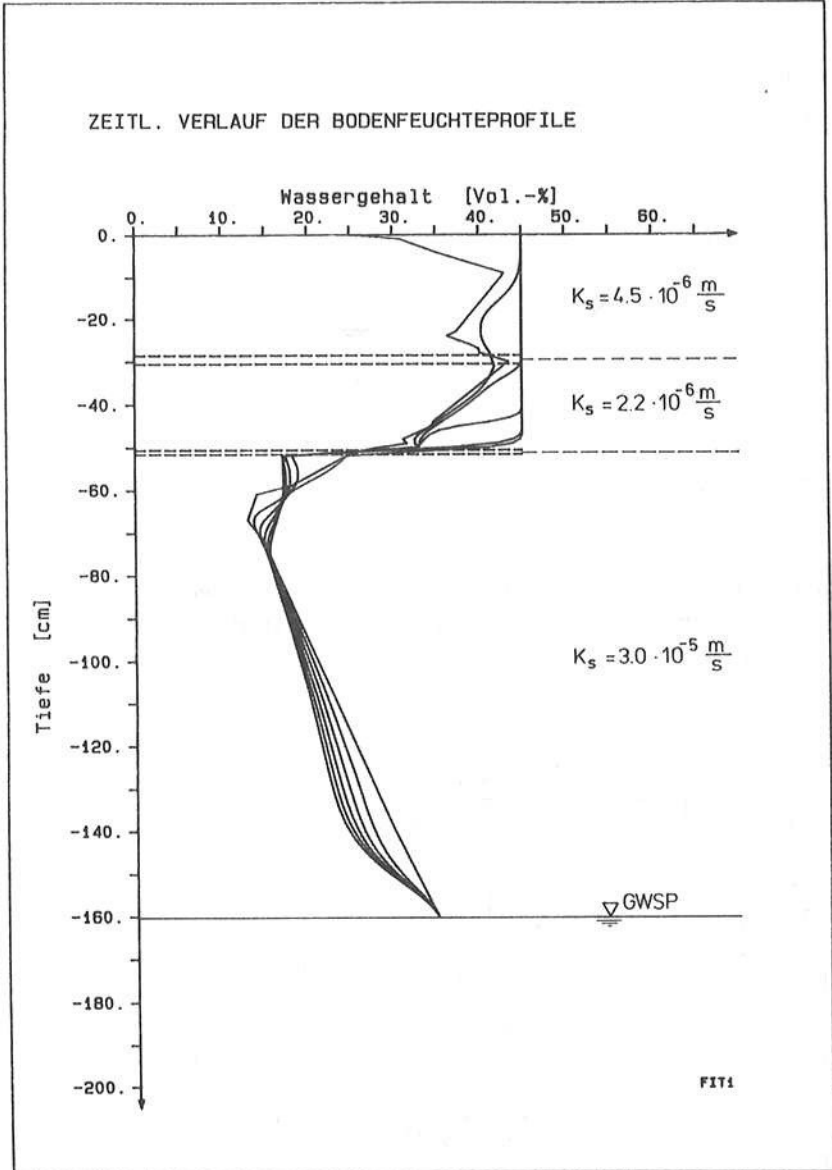
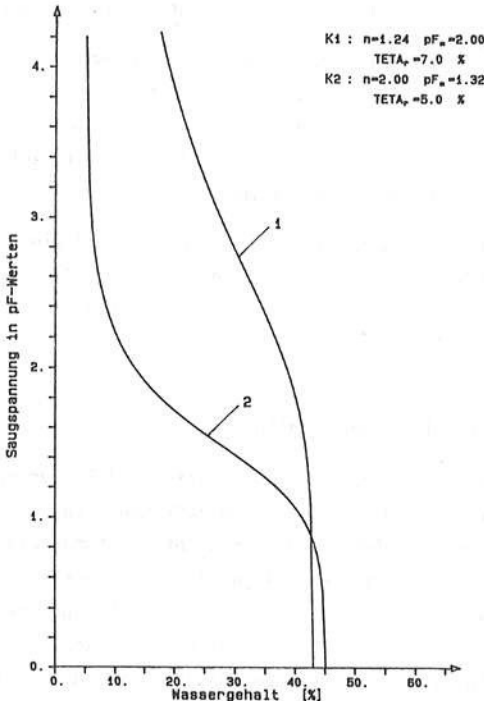


Bild 4.2.12: Bodenfeuchteprofile (alle 0.5 h) in der Nachrechnung des Infiltrationsversuchs vom 2.12.87 ( $x = 21 \text{ m}$ ;  $p = 29 \text{ mm/h}$ )

In dem folgenden Bild 4.2.13 sind zwei verschiedene  $\psi$ - $\theta$ -Beziehungen für den Oberboden des Infiltrationsmeßstreifens (Schluffiger Lehm) dargestellt; Kurve (1) entspricht etwa der Feld-pF-Kurve aus Abschnitt 3.3.2.5, Kurve (2) ergab sich für die oberste Bodenschicht aus dem Parametersatz für den Van Genuchten - Ansatz ( $n$ ,  $\alpha$ ,  $\theta_S$  und  $\theta_R$ ), der die gute Anpassung der Modellrechnung an den gemessenen Infiltrationsverlauf in Bild 4.2.11 lieferte.

Die große Abweichung der in Bild 4.2.13 gezeigten  $\psi$ - $\theta$ -Beziehungen für den Schluff im Oberboden ist praktisch nur durch die Hysterese zu erklären. Kurve (1) entspricht der Haupt-Desorptionskurve (für Wasser), da die Feld-daten für Saugspannung und Wassergehalt vor allem im oberen Saugspannungsbereich zu Zeiten mit überwiegender Verdunstung, also Desorption, aufgenommen wurden. Kurve (2) ist eine Adsorptionskurve, da es sich um einen Infiltrationsversuch mit relativ hoher Intensität handelt.



**Bild 4.2.13:**  $\psi$ - $\theta$ -Beziehung für den Oberboden

(1) Feld-pF-Kurve (vgl. Abschn. 3.3.2.5)

(2) aus Nachrechnung des Infiltrationsversuchs (Bild 4.2.11)

#### 4.2.13 Diskussion im Hinblick auf die Anforderungen

Die Richardsgleichung, basierend auf dem für ungesättigte Strömungsverhältnisse erweiterten DARCY-Gesetz ist anwendbar für einen idealen Boden mit reiner Mikrostruktur oder einen natürlichen Boden, der keine Makroporen oder Gefügehohlräume besitzt. Zur numerischen Lösung der Richardsgleichung im vertikal-eindimensionalen Fall (für eine Bodensäule) unter den Bedingungen eines stärkeren Niederschlags (Infiltrationsexperiment) ist bereits ein enormer Aufwand an Rechenzeit erforderlich, da die zeitliche Diskretisierung im Bereich weniger Sekunden liegen muß.

Hinzu kommt, daß es im Fall eines natürlichen Bodens mit all seinen Einflußfaktoren, wie sie in Abschnitt 2.2.2 beschrieben sind, zumindest fragwürdig ist, die Richardsgleichung anzuwenden. Ohne die Einführung zusätzlicher Porensysteme (z.B. "double porosity approach", Zuidema, 1985), die aber wieder den Berechnungsaufwand vergrößern, kommt man hier nicht aus.

Gerade aber die Anforderungen an Speicherplatz und Rechenzeit sollten gering gehalten werden bzw. in einem vernünftigen Verhältnis zur meist dürftigen Datenbasis stehen, da - wie in Abschnitt 2.4.4 formuliert - zur Modellierung im größeren Maßstab ein weniger aufwendiges Elementmodell auf viele Flächenanteile eines Gebiets angewandt werden muß.

Weniger aufwendige Elementmodelle, meist auch als hydrologische Infiltrationsmodelle bezeichnet, die speziell unter den Bedingungen stärkerer, abflußwirksamer Niederschläge eingesetzt werden können, sind Thema des nächsten Abschnitts 4.3.

### 4.3 Hydrologische Infiltrationsmodelle

In den folgenden Abschnitten werden Infiltrationsmodelle vorgestellt, die es aufgrund ihrer Struktur ermöglichen, den zeitlichen Verlauf der auf einer kleinen Fläche gemessenen oder angenommenen Infiltrationsrate bei einem stärkeren Niederschlagsereignis mit relativ geringem rechnerischen Aufwand nachzubilden und zu parametrisieren. Es handelt sich hierbei meist um Ansätze, die aufgrund von kleinflächigen Experimenten entwickelt wurden, die aber auch in der Einzugsgebietshydrologie zur Beschreibung der Abflußbildung bzw. der zeitlichen Verteilung des Abflußbeiwertes in Teilgebietsflächen Anwendung finden. Modelle, die den Abflußbeiwert eines Gebietes betrachten (z.B. SCS-Verfahren, Anderl (1975) oder Lutz (1984)) werden hier nicht behandelt.

#### 4.3.1 Klassische Infiltrationsmodelle

Die folgenden klassischen Modelle haben aufgrund ihrer jeweiligen Vorzüge eine breite Anwendung gefunden und dienen häufig als Grundlage zur Entwicklung detaillierterer Modelle. Sie sollen nun in aller Kürze chronologisch geordnet wiedergegeben und erläutert werden.

##### 4.3.1.1 Green und Ampt (1911)

Bereits 1911 formulierten Green und Ampt folgenden impliziten Ansatz für die Infiltrationsrate  $f$ :

$$f = \frac{K_s \cdot (z_{\ddot{u}} + S_f + z_f)}{z_f} \quad (4.3.1)$$

mit:  $z_{\ddot{u}}$  = Höhe der überstauenden Wasserschicht

$S_f$  = Betrag des effektiven Matrixpotentials an der Feuchtefront

$z_f$  = Tiefe der Feuchtefront

$K_s$  = gesättigte Wasserleitfähigkeit.

Green und Ampt wenden das Darcy-Gesetz vereinfachend nur auf den wassergesättigten Teil des Bodens an. Die obige Gleichung (4.3.1) entspricht unter Vernachlässigung von  $z_{\ddot{u}}$  formal der vertikalen Bewegungsgleichung für die Infiltrationsrate

$$f = -K(\Psi) \left( \frac{\partial \Psi}{\partial z} - 1 \right) \quad (4.3.2)$$

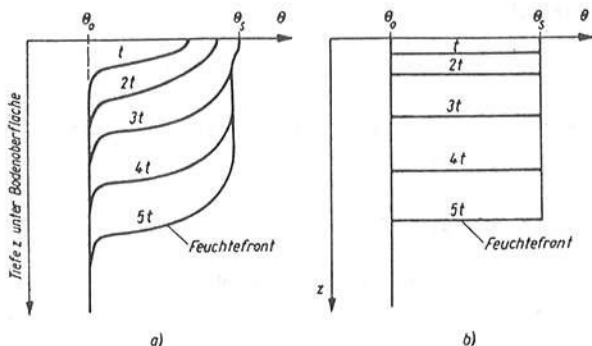
wenn für  $K(\Psi)$  die gesättigte Leitfähigkeit  $K_s$  eingesetzt und  $-\partial\Psi/\partial z$  durch  $S_f/z_f$  approximiert wird. Implizit muß dabei die Abnahme von  $K(\Psi)$  mit zunehmender Saugspannung  $\Psi$  durch geeignete Wahl von  $S_f$  berücksichtigt werden. Desweiteren gingen Green und Ampt (1911) von einem kolbenförmigen Eindringen der infiltrierenden Wassermenge in den Boden aus (vgl. Bild 4.3.1).

Die kumulative Infiltration  $F_i$  für das kolbenförmige Eindringen der Feuchte zum  $i$ -ten Zeitpunkt läßt sich angeben zu:

$$F_i = (\theta_s - \theta_0) \cdot z_{f_i} \quad (4.3.3)$$

mit:  $\theta_s$  = Wassergehalt bei Sättigung [-]

$\theta_0$  = Anfangswassergehalt [-]



**Bild 4.3.1:** Entwicklung des Feuchteprofils in einem homogenen Boden  
 a) experimentell ermittelt (Dyck, 1983)      b) Approximation durch Stufenprofil (Green u. Ampt, 1911)

Vernachlässigt man die Höhe der überstauenden Wasserschicht ( $z_{\text{Ü}} \approx 0$ ), so lassen sich die Gleichungen (4.3.1) und (4.3.3) zusammenfassen zu:

$$f_i = K_S \cdot \left[ 1 + \frac{(\theta_s - \theta_0) \cdot S_f}{F_i} \right] \quad (4.3.4)$$

mit:  $f_i$  = Infiltrationsrate zum Zeitpunkt  $i$   
 $F_i$  = infiltrierte Wassermenge bis zum Zeitpunkt  $i$ .

Alle von Green und Ampt verwendeten Variablen haben eine physikalische Bedeutung. Problematisch ist dabei vor allem die Bestimmung der kapillaren "Saugspannung"  $S_f$ , die für einen gegebenen Boden genau genommen nicht konstant ist, sondern von dessen Anfangswassergehalt abhängt.

#### 4.3.1.2 Kostiakov (1932)

Eine der ältesten empirischen hergeleiteten Infiltrationsformeln stammt von A.N. Kostiakov:

$$f(t) = A \cdot t^B \quad (4.3.5)$$

mit:  $f$  = Infiltrationsrate [cm/h]  
 $t$  = Zeit seit Bewässerungsbeginn [h]  
 $A, B$  = Konstanten, abhängig vom Boden und den Anfangsbedingungen.



Die Konstanten A und B in der Kostiakov-Gleichung müssen durch Eichung bestimmt werden, da sie keine physikalische Bedeutung haben. Da ein Rückgangsprozeß beschrieben wird, muß A immer positiv und B immer negativ sein. Nach Hartge (1978) eignet sich die Kostiakov Formel nur für kurze Infiltrationszeiten, während sie bei längeren Zeiträumen an Übereinstimmung mit Meßwerten verliert. Der Grund dafür liegt nach Ansicht des Verfassers darin, daß die Infiltrationsrate für große t gegen Null strebt, wogegen sich beim tatsächlichen Infiltrationsprozeß die Infiltrationsrate nach langer Zeit asymptotisch einem Endwert annähert, der normalerweise größer als Null ist. Die Gleichung müßte sich also durch Addition eines konstanten Termes,  $f_{\infty}$  bzw.  $K_S$ , verbessern lassen.

#### 4.3.1.3 Horton (1939)

Das bekannteste und vielleicht am meisten angewandte Modell ist der 1939 von Horton aufgestellte Ansatz für die zeitabhängige Infiltrationsrate:

$$f(t) = f_{\infty} + (f_0 - f_{\infty}) \cdot e^{-kt} \quad (4.3.6)$$

mit:  $f_{\infty}$  = Endinfiltrationsrate  
 $f_0$  = Anfangsinfiltrationsrate  
 $k$  = Rückgangskonstante  
 $t$  = Zeit nach Sättigung der Oberfläche

Im Unterschied zu Kostiakov benutzt Horton drei Parameter, die aber physikalisch ebenfalls nicht begründbar sind und deshalb auch geeicht werden müssen. Von Vorteil ist die einfache Anwendung der Gleichung bei bekannten Parametern sowie die Tatsache, daß sie den Rückgang der Infiltration nach Sättigung der Oberfläche bis zur Endinfiltrationsrate wiedergibt.

#### 4.3.1.4 Philip (1957)

Bei der von Philip entwickelten Formel

$$f(t) = \frac{1}{2} \cdot S \cdot t^{-\frac{1}{2}} + f_{\infty} \quad (4.3.7)$$

mit:  $S$  = Sorptivität in  $\text{mm}/\text{h}^{\frac{1}{2}}$   
 $f_{\infty}$  = Endinfiltrationsrate in  $\text{mm}/\text{h}$

besteht neben dem unrealistischen Verlauf im Anfangsbereich ( $\lim_{t \rightarrow \infty} f(t) = \infty$  für  $t \rightarrow \infty$ ; oft wird deshalb statt  $t^{-\frac{1}{2}}$  der Ausdruck  $(t-t_s)^{-\frac{1}{2}}$  verwendet, wobei  $t_s$  = Zeit bis zur Sättigung der Oberfläche) weiterhin die Schwierigkeit in der Bestimmung des Wertes  $S$ , die experimentell erfolgen muß.

Die Sorptivität  $S$  ergibt sich entsprechend der analytischen Lösung für die Richardgleichung von Philip (1969) theoretisch aus dem Integral

$$S = \int_0^{\theta} S(z \cdot t^{-\frac{1}{2}}) d\theta \quad (4.3.8)$$

wobei die Ortskoordinate  $z = z(\theta, t)$  die abhängige Variable ist. Die Sorptivität  $S$  ist ein Maß für die Aufnahme-, bzw. Abgabefähigkeit des Bodens infolge Kapillarität und damit eine Funktion des Wassergehaltes.

#### 4.3.1.5 Holtan (1961)

Ein Modellkonzept, dem wie dem Green und Ampt-Modell die Vorstellung der Bodenzone als Feuchtigkeitsspeicher zugrundeliegt, und das ebenfalls auf eine direkte Einbeziehung der Zeit verzichtet, wurde von Holtan (1961) entwickelt:

$$f_i = a_v \cdot (F_s - F_i)^n + f_\infty \quad (4.3.9)$$

- mit:  $f_i$  = Versickerungsrate zum Zeitpunkt  $i$  [mm/h]  
 $a_v$  = Boden- und Vegetationsparameter [1/h]  
 $F_s$  = maximal speicherbare Wassermenge [mm]  
 $F_i$  = bis zum aktuellen Zeitpunkt  $i$  infiltrierte Wassermenge [mm]  
 $n$  = von der Bodenart abhängige Konstante [-]  
 $f_\infty$  = Endinfiltrationsvermögen [mm/h] .

Das Infiltrationsvermögen des Bodens wird damit nicht mehr wie z.B. bei Horton als Funktion der Zeit, sondern als Funktion des jeweils aktuell verfügbaren Speicherraums angegeben. Die Infiltrationsrate  $f$  kann damit intervallweise berechnet werden. Die fünf Parameter müssen durch Eichung empirisch ermittelt werden.

#### 4.3.1.6 Diskussion der klassischen Infiltrationsmodelle

Der Ansatz von Green und Ampt (1911) ist der einzige der fünf vorgestellten, der aufgrund - zwar vereinfachender, aber plausibler - bodenphysikalischer Annahmen abgeleitet wurde. Vorteilhaft ist dabei auch, daß alle im Green-Ampt-Ansatz verwendeten Parameter einen bodenphysikalische Sinn haben und dadurch prinzipiell einer Schätzung zugänglich sind (Brakensiek, 1977; Brakensiek und Rawls, 1981; Rawls et al. 1981; Maniak, 1983 und 1988).

Alle Ansätze lassen einen ähnlichen Aufbau erkennen. Sie besitzen einen Teil, der den Rückgang der Infiltrationsrate beschreibt und damit den Einfluß des Matrixpotentials berücksichtigt. Desweiteren einen konstanten Teil (außer Kostiaikov), der berücksichtigt, daß die Infiltrationsrate nicht auf Null absinkt, sondern sich unter dem Einfluß des Gravitationspotentials einem konstanten Endwert annähert. Dieser Endwert ( $f_{\infty}$  bei Horton, Philip und Holtan) müßte im ungeschichteten Boden theoretisch gleich der gesättigten Wasserleitfähigkeit  $K_s$  sein, welche Green und Ampt dafür einsetzen.

Allen gemeinsam ist auch der folgende gravierende Nachteil. Da sie alle den zeitlichen Verlauf der maximalen Aufnahmefähigkeit eines Bodens angeben, besitzen sie nur Gültigkeit, wenn diese Infiltrationskapazität durch einen mindestens gleich starken Niederschlag während der gesamten Zeitdauer ausgeschöpft werden kann. Sie sind daher auf Ereignisse entsprechend Fall 3 in Bild 2.1.3 (Abschn. 2.1.4) beschränkt. Gerade zu Beginn eines Niederschlagsereignisses ist das Infiltrationsvermögen aufgrund der großen Potentialunterschiede sehr groß und übersteigt oft die Niederschlagsraten, so daß die klassischen Infiltrationsmodelle ohne Modifikationen nicht anwendbar sind.

Hier liegt nun ein Vorteil der impliziten Ansätze von Green und Ampt (1911) und Holtan (1961), die intervallweise Betrachtungen vornehmen und die Infiltrationsrate nicht in Abhängigkeit der Zeit  $t$ , sondern als Funktion der kumulativen Infiltration  $F$  angeben. Sie lassen sich relativ leicht auf alle vier in Abschnitt 2.1.4 genannten Fälle anwenden, wenn man in jedem Intervall bilanziert, ob die errechneten Versickerungsraten auch tatsächlich kleiner als die Niederschlagsraten sind. Dabei ist auch ein evtl. von vorhergehenden Intervallen vorhandener Überstau zu berücksichtigen, da dieser zusätzlich zum Niederschlag versickern kann. Übersteigt die Infiltrationsrate das Wasserdargebot, muß sie korrigiert werden.

Modifikationen klassischer Infiltrationsmodelle im Hinblick auf die Bestimmung der Modellparameter und die Modellanwendung werden nun vorgestellt.

#### 4.3.2 Modifikationen der Green-Ampt-Gleichung

Aufgrund seiner Einfachheit und seiner guten Übereinstimmung mit der Bodenphysik bot der Green und Ampt-Ansatz die Grundlage für zahlreiche Erweiterungen und Vereinfachungen. Die nicht erweiterte Green- und Ampt-Gleichung gilt, wie schon erwähnt, nur für den Fall, daß die Infiltrationsrate immer kleiner als die Niederschlagsintensität ist und ein homogener Boden vorliegt. Erweitert wurde sie auf homogene Böden mit beliebig hoher, konstanter Niederschlagsintensität (Mein und Larson (1973)), sowie auf variablen (Chu (1978)) und intermittierenden Niederschlag (James und Larson (1976)). Sie wurde angewandt auf Böden mit über die Tiefe unterschiedlichem Anfangswassergehalt (Bouwer (1969)), auf spezielle Konfigurationen vertikal inhomogener Böden (Bouwer (1969), Childs und Bybordi (1969), Dyck (1978), Beven (1984)), so wie auf Böden, mit verkrusteter Oberfläche (Hillel und Gardner (1970), Ahuja (1974)).

Ein Modell, das imstande ist, sowohl einen über die Tiefe ungleichförmigen Anfangswassergehalt als auch den Einfluß der Vegetation zu berücksichtigen, wurde von Siegert (1978) erstellt. Das Modell von Siegert (1978) wurde später von Worreschk (1985) um einen Ansatz zur Einbeziehung der Makroporeninfiltration erweitert (vgl. auch Abschnitt 4.3.5).

Weitere interessante Modifikationen der Green-Ampt-Gleichung bilden das Modell von Slack und Larson (1981) und die quasi-analytische Formulierung der Green-Ampt-Gleichung von Peschke (1985), die Peschke (1987) noch um ein Konzept zur Berücksichtigung eines geschichteten Bodenprofils ergänzte.

Bodenphysikalisch am interessantesten sind zunächst aber Ansätze zur Abminderung des  $K_S$ -Wertes infolge des Einflusses der Bodenluft sowie zur Berechnung des  $S_f$ -Wertes in der Green-Ampt-Gleichung aus Bodenkennwerten.

##### 4.3.2.1 Abminderung von $K_S$ infolge Bodenlufteinfluß

Bouwer (1966) geht davon aus, daß aufgrund der im Boden eingeschlossenen Luft nicht die gesättigte Wasserleitfähigkeit  $K_S$  maßgebend ist, sondern die Leitfähigkeit  $\tilde{K}_S$  bei einem Wassergehalt  $\tilde{\theta}_S$  (residual air saturation), ab dem keine Luft mehr aus dem Boden entweicht. Eine brauchbare Näherung für  $\tilde{K}_S$  ist nach Bouwer (1966):

$$\tilde{K}_S = 0.5 \cdot K_S \quad (4.3.10)$$

mit:  $K_S$  = gesättigte Wasserleitfähigkeit [mm/h]

$\bar{K}_S$  = Wasserleitfähigkeit [mm/h] bei einem Wassergehalt  $\bar{\theta}_S$

$\bar{\theta}_S$  = Wassergehalt [%], ab dem keine Luft mehr aus dem Boden entweicht ( $\approx$  Wassergehalt bei natürlicher Sättigung)

Morel-Seytoux und Khanji (1974) schlagen die Verwendung eines vom Wassergehalt abhängigen viskosen Korrekturfaktors  $\beta$  vor, um den hemmenden Einfluß der Bodenluft auf den Infiltrationsvorgang zu berücksichtigen (vgl. auch Abschnitt 4.3.4.1). Da durch die Bodenluft die Infiltrationsrate zwischen 10 und 70% abgemindert werden kann, muß  $\beta$  zwischen 1,1 und 1,7 liegen. Außerdem benutzen Morel-Seytoux und Khanji (1974) statt  $S_f$  die effektive kapillare Saugspannung  $H_c$ :

$$f = \frac{K_S}{\beta} \cdot \left[ 1 + \frac{(\theta_S - \theta_0) \cdot H_c}{F} \right] \quad (4.3.11)$$

Dabei ist der  $S_{av}$ -Wert von Mein und Larson (1973) eine gute Näherung für  $H_c$  (vgl. Abschnitt 4.3.2.2).

#### 4.3.2.2 Berechnung der effektiven Saugspannung $S_f$

Wie in Abschnitt 4.3.1.1 erwähnt, ist es problematisch, den Wert  $S_f$  in der Green-Ampt-Gleichung zu bestimmen (dieser berücksichtigt neben der Saugspannung ja noch die Abhängigkeit der Leitfähigkeit vom Wassergehalt). So haben einige Autoren versucht,  $S_f$  in Abhängigkeit von meßbaren Bodencharakteristiken zu definieren. Am meisten Anwendung findet dabei die Gleichung von Mein und Larson (1973) - z.B. bei Siegert (1978) und Worreschk (1985) -, die deshalb etwas ausführlicher beschrieben werden soll. In Kurzform folgen dann weitere Ansätze.

Mein und Larson (1973) betrachten die Saugspannungsdifferenz als Funktion der relativen Wasserleitfähigkeit  $K_r = K(\Psi)/K_S$  und ersetzen  $S_f$  in Gleichung 4.3.1 durch

$$S_{av} = \int_{K_{r0}}^1 \Psi \, dK_r \quad (4.3.12)$$

wobei:  $S_{av}$  = effektive Saugspannung an der Feuchtefront [cm WS]

- $\Psi = \Psi(K_r) =$  Wasserspannung [cm WS]  
 $K_r =$  relative Leitfähigkeit  
 $K_{r0} =$  relative Leitfähigkeit bei  $\Psi_0$   
 $\Psi_0 =$  Wasserspannung für den Anfangswassergehalt  $\theta_0$

Bouwer (1964) verwendet folgenden Ansatz:

$$S_f = \int_{\Psi_0}^0 \tilde{K}_r d\Psi \quad (4.3.13)$$

- mit:  $\tilde{K}_r = K(\Psi)/\tilde{K}_s [-]$   
 $\tilde{K}_s =$  Wasserleitfähigkeit [mm/h] bei einem Wassergehalt  $\tilde{\theta}_s$   
 $\tilde{\theta}_s =$  Wassergehalt [%], ab dem keine Luft mehr aus dem Boden  
 entweicht ( $\approx$  Wassergehalt bei natürlicher Sättigung)  
 $\Psi_0 =$  Wasserspannung für den Anfangswassergehalt [cm WS]

Neumann (1976) berechnet die effektive Saugspannung wie folgt:

$$S_f = \frac{1}{2} \cdot \int_{\Psi_0}^0 K_r \cdot \left[ 1 + \frac{\theta(\Psi) - \theta_0}{\theta_s - \theta_0} \right] d\Psi \quad (4.3.14)$$

Panikar und Nanjappa (1977) verwenden folgendes Integral:

$$S_f = \int_{\Psi_0}^0 K_r (\theta/\theta_s) d\Psi \quad (4.3.15)$$

Der  $S_{av}$ -Wert entsprechend Gl. 4.3.12, der nach Mein und Larson (1973) gute Übereinstimmung des Green-Ampt-Modells mit einem numerischen Modell zur Lösung der Richardsgleichung bei entsprechenden Rand- und Anfangsbedingungen lieferte, wurde von Siegert (1978) in Verbindung mit einem Ansatz zur Berechnung der Sättigungszeit  $t_s$  zur Infiltrationsmodellierung verwendet.

#### 4.3.2.3 Berechnung der Sättigungszeit nach Siegert (1978)

Um auch Niederschläge mit Intensitäten kleiner der Anfangsinfiltrationskapazität berücksichtigen zu können, berechnet Siegert (1978) nach folgenden Überlegungen die Wassermenge, die zur Sättigung der Oberfläche nötig ist, und daraus die Sättigungszeit  $t_s$  (Zeitspanne zwischen Niederschlags- und Abflußbeginn, auch Beharrungszeit genannt). Er geht dabei zunächst von über die Tiefe konstanten Anfangs- und Sättigungswassergehalten aus. Für die kumulative Infiltration  $F_s$  zum Sättigungszeitpunkt  $t_s$  gilt demnach:

$$F_s = (\theta_s - \theta_0) \cdot z_s \quad (4.3.16)$$

mit:  $F_s$  = Sättigungswassermenge [mm]

$\theta_0$  = Anfangswassergehalt [-]

$\theta_s$  = Sättigungswassergehalt [-]

$z_s$  = Tiefe der Befeuchtungsfront [mm] zum  
Zeitpunkt der Oberflächensättigung.

Da im Augenblick der Sättigung die Niederschlagsintensität  $p$  gleich der Infiltrationsrate  $f$  ist, läßt sich Gleichung (4.3.1) schreiben als

$$f = p = K_s \cdot (S_f + z_s)/z_s \quad (4.3.17)$$

Aus der Kombination von Gleichung (4.3.16) mit (4.3.17) erhält man:

$$F_s = \frac{(\theta_s - \theta_0) \cdot S_f \cdot K_s}{p - K_s} \quad (4.3.18)$$

Daraus folgt für die Sättigungszeit  $t_s$ :

$$t_s = \frac{F_s}{p} = \frac{(\theta_s - \theta_0) \cdot S_f \cdot K_s}{p \cdot (p - K_s)} \quad (4.3.19)$$

Siegert (1978) verwendet zur Berechnung der Sättigungszeit für  $\theta_s$  das volle nutzbare Porenvolumen, zur Berechnung der Infiltrationsraten aber nur noch 80 - 85% davon. Einen Grund dafür nennt er allerdings nicht.

Der obige Ansatz für die Sättigungszeit  $t_s$  gilt nur unter der Annahme eines konstanten Anfangs- und Sättigungswassergehalts über die Tiefe  $z$ . In einem natürlichen Boden wird man jedoch sehr selten eine konstante Anfangsbodenfeuchte vorfinden. Nach Siegert (1978) läßt sich die aktuelle Bodenfeuchte  $\theta_i$  in der Tiefe  $z_i$  für zwei von der konstanten Anfangsfeuchteverteilung (b)) abweichende Fälle (a) und c)) entsprechend Bild 4.3.2 nach folgender Gleichung 4.3.20 abschätzen:

$$\theta_i = \theta_s - \left[ \theta_s^2 + 2 \cdot \theta_s \cdot \frac{b_0}{a_0} + \frac{b_0^2}{a_0^2} - \frac{F_i}{5 \cdot a_0} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4.3.20)$$

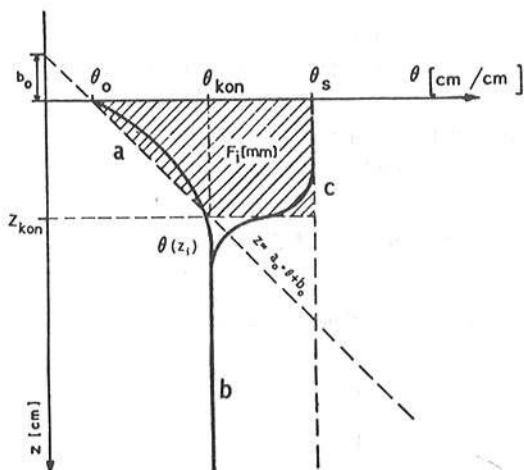


Bild 4.3.2: Abschätzung der aktuellen Bodenfeuchte  $\theta_i = \theta(z_i)$  bei ungleichförmigem Bodenwassergehalt nach Siegert (1978).

Ändert sich der aktuelle Wassergehalt  $\theta_i$  unterhalb der Feuchtefront als Funktion der Tiefe  $z$ , so ändert sich auch die effektive Saugspannungsdifferenz  $S_f$ .  $S_f$  kann z.B. als  $S_{aV}$ -Wert nach Mein und Larson (1973) für den jeweiligen Anfangswassergehalt  $\theta_0 = \theta_i = \theta(z_i)$  berechnet werden, wenn die  $K_r(\Psi)$ -Beziehung vorliegt. Wie aus Bild 4.3.2 hervorgeht, kann die kumulative



Infiltration  $F_i$  leicht bestimmt werden, wenn  $\theta_j$  bekannt ist. Aus Kenntnis der kumulativen Infiltration läßt sich wiederum die jeweilige Tiefe  $z_j$  bestimmen. So gelingt es Siegert (1978), einen praktikablen Ansatz zur Berechnung der Infiltrationsrate bei über die Tiefe ungleichförmigen Anfangswassergehalt  $\theta_0$  aufbauend auf Green und Ampt (1911) und dem  $S_{av}$ -Wert nach Mein und Larson (1973) zu formulieren.

Die Parametrisierung des Einflusses der Vegetation von Siegert (1978) und die von Worreschk (1985) vorgenommene Erweiterung des Modells von Siegert (1978) um einen Ansatz für die Makroporeninfiltration werden in Abschnitt 4.3.5 vorgestellt.

#### 4.3.2.4 Die integrierte Form der Green-Ampt-Gleichung

Slack und Larson (1981) gehen von der integrierten Form der Green und Ampt-Gleichung aus. Für den Fall, daß zu Beginn eine Sättigungsphase auftritt, wird eine Zeitverschiebung um  $t'_s - t_s$  vor (Verschiebung der Infiltrationsratenkurve nach rechts) vorgenommen. Die Gleichung lautet somit:

$$\tilde{K}_S \cdot (t - t_s + t'_s) = F - D \cdot S_{av} \cdot \ln \left( 1 + \frac{F}{D \cdot S_{av}} \right) \quad (4.3.21)$$

mit:  $K_S$  = Leitfähigkeit bei natürlicher Sättigung [mm/h]

$t_s$  = Sättigungszeit [h] (nach Gl. 4.3.19)

$t'_s$  = Sättigungszeit unter Überstaubedingungen [h]

$F$  = kumulative Infiltration [mm]

$D$  = Feuchtedefizit ( $\theta_s - \theta_0$ ) [%]

$S_{av}$  =  $S_{av}$ -Wert nach Mein und Larson (1973) [cm WS]

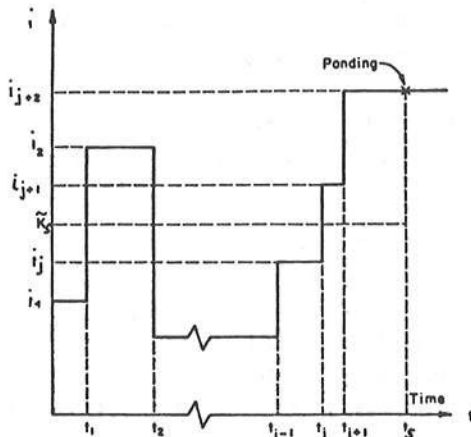
Zunächst berechnet man die Sättigungszeit nach Gl. 4.3.19. Zur Ermittlung der Zeit  $t'_s$ , die benötigt wird, um unter Überstaubedingungen ( $t_s=0$ )  $F_s$  versickern zu lassen, formt man Gl. 4.3.21 entsprechend um. Die anschließende Vorgehensweise ist umgekehrt wie bei den vorhergehenden Modellen. Man berechnet sich für einen bestimmten Wert  $F$  die zugehörige Zeit  $t$  aus Gl. 4.3.21. Aus der Green- und Ampt-Gleichung (4.3.4) erhält man dann die zu diesem  $t$  und  $F$  gehörende Infiltrationsrate. Slack und Larson nehmen an, daß eine Speicherung des nicht infiltrierten Wassers an der Oberfläche nicht erfolgt, so daß die Anwendung dieses Modells auf variablen Niederschlag ohne Schwierigkeiten möglich ist.

#### 4.3.2.5 Sättigungszeit bei zeitvariablen Niederschlägen nach Morel-Seytoux (1981)

Morel-Seytoux (1981) berücksichtigt die Tatsache, daß die anfängliche Infiltrationskapazität meist größer ist als die zeitlich variable Niederschlagsrate. Er entwickelt auf der Basis von Green und Ampt ein Verfahren zur Bestimmung der Sättigungszeit  $t_s$ , die auch für zeitvariable Niederschläge gültig ist. Morel-Seytoux unterteilt dazu den Niederschlag in Intervalle konstanter Intensität (vgl. Bild 4.3.3). Die Formel lautet:

$$t_s = t_{j-1} + \frac{1}{p_j} \cdot \left[ \frac{(\bar{\theta}_s - \theta_0) \cdot H_C}{p_j / \bar{K}_s - 1} - \sum_{n=1}^{j-1} p_n \cdot (t_n - t_{j-1}) \right] \quad (4.3.22)$$

- mit:  $t_s$  = Sättigungszeit [h]  
 $t_j$  = Zeit bis zum Ende des Intervalls  $j$  [h]  
 $p_j$  = Niederschlagsintensität im Intervall  $j$  [mm/h]  
 $\bar{\theta}_s$  = Wassergehalt bei natürlicher Sättigung [%]  
 $\theta_0$  = Anfangswassergehalt in der oberen Bodenschicht [%]  
 $H_C$  = effektive Saugspannung [cm WS] =  $S_{av}$ -Wert  
 $\bar{K}_s$  = Wasserleitfähigkeit beim Wassergehalt  $\bar{\theta}_s$  [mm/h]



**Bild 4.3.3:** Zeitintervalle konstanter Intensität zur Bestimmung der Sättigungszeit nach Morel-Seytoux (1981).

Mit  $j=1$  beginnend führt die wiederholte Anwendung von Gleichung (4.3.22) zu einer Erhöhung der rechnerischen Sättigungszeit  $t_s$ . Wird  $t_s$  kleiner als die aktuelle Zeit  $t_j$ , dann ist  $t_s$  die gesuchte Sättigungszeit. Das Summenglied in Gl. (4.3.22) entspricht der kumulativen Infiltration. Falls die Niederschlagsintensität konstant ist (man hat dann praktisch nur ein Intervall), reduziert sich Gleichung (4.3.22) auf die bereits bekannte Formel für die Sättigungszeit bei konstantem Niederschlag (Gl.(4.3.19)).

Wird die Niederschlagsintensität kleiner oder gleich der gesättigten Leitfähigkeit, läßt sich die Formel entweder nicht anwenden ( $p_j = \bar{K}_s$ , d.h. der Nenner wird Null) oder  $t_s$  wird negativ ( $p_j < \bar{K}_s$ ). Da eine Oberflächensättigung aber nur stattfinden kann, wenn die Regenintensität die gesättigte Leitfähigkeit überschreitet, kann man in einem solchen Fall direkt zum nächsten Zeitintervall weitergehen.

#### 4.3.2.6 Zeitvariable Niederschläge und explizite Form der Green-Ampt-Gleichung nach Peschke (1985)

Eine Sonderstellung unter den Green-Ampt-Modifikationen nimmt das Modell von Peschke (1985) ein. Die Ausgangsgleichung 4.3.1 wurde weiterentwickelt zu einer expliziten Gleichung. Es ist damit neben dem Modell von Swartzendruber (1974), daß hier nicht weiter verfolgt werden soll, das einzige physikalisch fundierte Modell, mit dem man Infiltrationsraten bzw. die kumulative Infiltration zu einem beliebigen Zeitpunkt berechnen kann, ohne die bis dahin versickerte Wassermenge zu kennen. Ungleichförmige Anfangswassergehalte über die Tiefe können allerdings nicht berücksichtigt werden.

Außerdem wurde von Peschke (1985) ein Ansatz zur Berechnung der Sättigungszeit  $t_s$  angegeben, der - auf ähnlichen Überlegungen wie bei Morel-Seytoux (1981) basierend - auch auf zeitvariable Niederschlagsraten anwendbar ist.

Zur Berechnung der Länge der Sättigungsphase dient die Ungleichung (4.3.23).

$$(p_m/K_s - 1) \cdot \Delta t \cdot \sum_{j=1}^m p_j > D \cdot S_f \quad (4.3.23)$$

mit:  $p_m, p_j$  = Regenintensität im m-ten bzw. j-ten Intervall [mm/h]

$K_s$  = gesättigte Leitfähigkeit [mm/h]

$D$  = auffüllbares Porenvolumen =  $\theta_s - \theta_0$  [-]

$S_f$  = Saugspannung an der Feuchtfreont [cm WS]

Die Ungleichung (4.3.23) wird intervallweise für  $m = 1, 2, \dots$  überprüft, bis sie zum ersten Mal erfüllt ist. Dieses  $m$  bezeichnet dann das Intervall, in dem die Sättigung stattfindet. Um den genauen Sättigungszeitpunkt festzustellen, prüft man nun, ob folgende Ungleichung erfüllt ist.

$$p \geq K_S \left( \frac{D \cdot S_f}{\Delta t \cdot \sum_{j=1}^{m-1} p_j} + 1 \right) \quad (4.3.24)$$

Ist Ungleichung (4.3.24) erfüllt, so findet die Sättigung nach der sprunghaften Erhöhung der Niederschlagsintensität am Beginn des  $m$ -ten Intervalls statt. Dann ist die Sättigungszeit bekannt:

$$t_s = (m - 1) \cdot \Delta t \quad (4.3.25)$$

Ist Ungleichung (4.3.24) nicht erfüllt, dann erfolgt die Sättigung innerhalb des  $m$ -ten Intervalls. Die Sättigungszeit  $t_s$  wird dann berechnet zu:

$$t_s = (m-1)\Delta t + \frac{K_S \cdot D \cdot S_f}{p_m \cdot (p_m - K_S)} - \frac{\Delta t}{p_m} \cdot \sum_{j=1}^{m-1} p_j \quad (4.3.26)$$

Die kumulative Infiltration zum Sättigungszeitpunkt ergibt sich zu:

$$F_s = \frac{D \cdot S_f}{p_m / K_S - 1} \quad (4.3.27)$$

Die von Peschke (1985) entwickelten expliziten Gleichungen für kumulative und aktuelle Infiltration als Funktion der Zeit sind im folgenden angegeben:

$$F(t) = \frac{A}{2} + \left( \frac{A^2}{2} + AB + F_s^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.3.28)$$

$$\text{und} \quad f(t) = \frac{K_S}{2} \left( 1 + \frac{1}{2} \left( \frac{A^2}{4} + AB + F_s^2 \right)^{-\frac{1}{2}} (A + 2B) \right) \quad (4.3.29)$$

$$\text{mit: } A_s = K \cdot (t_s - t) \quad \text{und} \quad B = F_s + 2 \cdot D \cdot S_f$$

Fällt die Regenintensität während der Rückgangsphase unter die aktuelle Infiltrationsrate ab, so geht Peschke davon aus, daß dies die Infiltrationsrate nicht beeinflußt, da die fehlende kumulative Infiltration durch nachfolgenden Niederschlagsüberschuß ausgeglichen wird.

#### 4.3.2.7 Geschichtetes Bodenprofil nach Peschke (1987)

Peschke (1987) formuliert einen physikalisch fundierten Ansatz zur Modellierung der Sättigungsphase und der Rückgangsphase für die Infiltration eines zeitvariablen Niederschlags in ein geschichtetes Bodenprofil. Dabei können die Schichtdicke  $\Delta z$ , die auffüllbare Porosität  $(\theta_s - \theta_0)$ , die gesättigte Leitfähigkeit  $K_s$  und die effektive Saugspannung  $S_f$  in jeder Bodenschicht andere Werte annehmen. Das tatsächliche Bodenfeuchteprofil wird angenähert durch einen gesättigten (!) Feuchtekolben, der tiefer und tiefer in den Boden eindringt. Die Eindringtiefe  $z_f$  wird bestimmt durch die kumulative Infiltration und das oberhalb der Feuchtefront aufgefüllte Porenvolumen, das der Summe aus den einzelnen Porenvolumina in den Schichten oberhalb der aktuellen Schicht zuzüglich des entsprechend der augenblicklichen Tiefenlage aufgefüllten Anteils des Porenvolumens in der aktuellen Schicht entspricht. Das Auffinden des Sättigungszeitpunktes  $t_s$  erfolgt durch prinzipiell ähnliche Überlegungen wie in Peschke (1985), jedoch auf die Belange des geschichteten Bodenprofils erweitert. Die Berechnung der Infiltration in der Rückgangsphase stützt sich im wesentlichen auf die Formel in Gleichung (4.3.30),

$$f = \frac{z_f + S_{fn}}{\frac{z_f}{K_{sn}} + \sum_{i=1}^n \Delta z_i \cdot \left( \frac{1}{K_i} - \frac{1}{K_n} \right)} \quad (4.3.30)$$

mit:  $n$  = Index der aktuellen Schicht  
 $i$  = Laufindex für alle Schichten

auf der aufbauend Peschke (1987) analytische Formulierungen für kumulative Infiltration und Infiltrationsrate entwickelt, die aber hier nicht im einzelnen angegeben werden sollen.

#### 4.3.3 Modifikationen der Horton-Gleichung

Die meisten Modifikationen der Horton-Gleichung beziehen sich auf die Erweiterung der Anwendbarkeit bezüglich der Niederschlagsintensität. Dafür soll exemplarisch die Modifikation von Theile (1971) bzw. Van der Molen (1986) dargestellt werden. Das Modell von Neumann (1976) geht weiter. Es versucht, die Parameter der Horton-Gleichung durch physikalisch begründete Bodenparameter zu ersetzen.

##### 4.3.3.1 Theile (1971), Van der Molen (1986)

Allgemeingültig bezüglich der Randbedingungen ist die Modifikation des Horton-Modells nach Theile (1971). Er geht von der integrierten Horton-Gleichung aus, und entwickelt daraus die implizite Gleichung (4.3.31).

$$\int_{t_1}^{t_2} f \, dt = \Delta F_i = \frac{f_0 - f_\infty}{k} \cdot (e^{-k \cdot t_1} - e^{-k \cdot t_2}) + f_\infty \cdot (t_2 - t_1) \quad (4.3.31)$$

wobei:  $f_0$  = Anfangsinfiltrationsvermögen [mm/h]

$f_\infty$  = Endinfiltrationsvermögen [mm/h]

$f$  = Infiltrationsvermögen [mm/h]

$k$  = Rückgangskonstante

$\Delta F$  = kumulative Infiltration im Zeitintervall  $\Delta t$  [mm]

$t_1, t_2$  = Grenzen des Zeitintervalls, in dem  $\Delta N$  infiltriert [h]

$$t_2 = \begin{cases} t_1 + \Delta t, & \text{wenn } \Delta F \leq \Delta N \\ < (t_1 + \Delta t), & \text{wenn } \Delta F > \Delta N \end{cases}$$

Durch die Bilanzierung von Niederschlags- und Infiltrationswassermenge wird in dem Ansatz von Theile (1971) ein dem aktuellen Niederschlag entsprechendes Zeitäquivalent berechnet, falls das vorab gewählte  $\Delta t$  zu groß würde. Man berechnet dazu zunächst nach der Horton-Gleichung die Infiltrationsrate  $f$  zum Zeitpunkt  $t_1 + \Delta t/2$  und daraus die kumulative Infiltration  $\Delta F = f \cdot \Delta t$  im Intervall  $i$ . Ist nun  $\Delta F < \Delta N$ , so ist  $\Delta F_i = \Delta F$  und  $f_i = f$ . Für den Fall  $\Delta F > \Delta N$  wird durch Iteration  $t_2$  aus Gl. 4.3.29 so bestimmt, daß  $\Delta F_i = \Delta N$  ist ( $t_2 - t_1$  wäre dann die Zeitdauer, um  $\Delta N$  versickern zu lassen). Man berechnet dann die Infiltrationsrate zum Zeitpunkt  $t_1 + (t_2 - t_1)/2$  nach der Horton-formel, welche dann die tatsächliche Infiltrationsrate für das Intervall von

$t_1 + \Delta t$  ist. Für das nächste Intervall wird  $t_1 + \Delta t$  zur neuen unteren Integrationsgrenze.

Nach demselben Prinzip arbeitet auch die Horton-Modifikation, die von Van der Molen (1986) entwickelt wurde.

#### 4.3.3.2 Neumann (1976)

Anders als Theile nimmt Neumann (1976) zur intervallweisen Bilanzierung der Feuchteänderung des Bodens kein Zeitäquivalent, sondern benutzt Anfangs- und Sättigungswassergehalte zur Bestimmung der Infiltrationsrate in jedem Intervall. Ist die Niederschlagsrate größer als die Infiltrationsrate ( $p > f$ ), so verwendet Neumann (1976) die Gleichung (4.3.32).

$$f = c \cdot F_{\text{pot}} + (b-c) \cdot (F_{\text{pot}} - F) \cdot e^{-b \cdot t} \quad (4.3.32)$$

mit:  $t$  = Zeit [h]

$F_0$  = infiltrierte Wassermenge zu Beginn des Zeitintervalls

$F_{\text{pot}}$  = Speicherkapazität der Bodenzone =  $(\theta_s - \theta_0) \cdot z_{\text{max}}$

Die kumulative Infiltration  $F$  zu Beginn des nächsten Intervalls berechnet man mit:

$$F = F_0 - e^{-b \cdot (t-t_0)} + F_{\text{pot}} \cdot (1 - e^{-b \cdot (t-t_0)}) \quad (4.3.33)$$

Ist die Niederschlagsrate kleiner als das Infiltrationsvermögen ( $p < f$ ), so versickert der gesamte Niederschlag, d.h. es kommt nicht zum Oberflächenabfluß. Es ändert sich aber der Bodenwassergehalt. Die kumulative Infiltration berechnet man dann mit:

$$F = F_0 \cdot e^{-c \cdot t} + \frac{i}{c} \cdot (1 - e^{-c \cdot t}) \quad (4.3.34)$$

Im Unterschied zum Horton-Modell benutzt Neumann (1976) also als Hauptsteuergröße der Infiltrationsrate in einen Boden wie z.B. Green und Ampt die kumulativ infiltrierte Wassermenge. Außerdem berücksichtigt er, daß die Perkolationsrate (Zusickerung von Wasser aus der ungesättigten Zone in die Übergangszone) vom Wassergehalt abhängt. Dabei wird die tatsächliche Abhängigkeit durch eine lineare Funktion angenähert.

#### 4.3.4 Modifikationen der Philip-Gleichung

##### 4.3.4.1 Morel-Seytoux (1981)

Für die Rückgangsphase der Infiltration verwendet Morel-Seytoux (1981) eine modifizierte Philip-Gleichung (Gl. (4.3.35)):

$$f(t) = \frac{1}{2} \cdot S(F_S, \theta_0) \cdot \frac{1}{\sqrt{t - t_s - t_r}} + \frac{\tilde{K}_S}{\beta} \quad (4.3.35)$$

wobei:

$$S(F_S, \theta_0) = \frac{2 \tilde{K}_S [(\tilde{\theta}_S - \theta_0) H_C + F_S]^2}{\beta [(\tilde{\theta}_S - \theta_0) H_C + F_S (1 - \frac{\beta_S}{\beta})]} \quad (4.3.36)$$

$$t_r = \frac{1}{2} \cdot \frac{\beta \cdot [(\theta_S - \theta_0) H_C + F_S]^2}{\tilde{K}_S (\beta p_S^* - 1)^2 [(\theta_S - \theta_0) H_C + F_S (1 - \frac{\beta_S}{\beta})]} \quad (4.3.37)$$

mit:  $S(F_S, \theta_0)$  = Sorptivity  $[\text{mm}/\text{h}^{-\frac{1}{2}}]$

$t_r$  = Konstante [h]

$F_S$  = kumulative Infiltration zum Zeitpunkt  $t_s$  [mm]

$\beta$  = Korrekturfaktor für Viskosität der Bodenluft [-] (Endwert)

$\beta_S^*$  = Korrekturfaktor für Viskosität der Bodenluft [-] (bei  $t_s$ )

$p_S = p(t_s)/\tilde{K}_S$  = relative Niederschlagsintensität zur Zeit  $t_s$  [-]

Der erweiterte Ansatz von Morel-Seytoux (1981) hat gegenüber der Ausgangsgleichung von Philip den Vorteil, daß seine Parameter mit Hilfe von Bodenkenngrößen (außer  $\beta$  und  $\beta_S$ ) berechenbar sind. Desweiteren wird die Tatsache berücksichtigt, daß die Infiltrationsrate vom Anfangsfeuchtedefizit ( $\theta_S - \theta_0$ ) abhängig ist, und mit den beiden Parametern  $\beta$  und  $\beta_S$  der Einfluß der Zähigkeit der Luft im Boden erfaßt. Näherungsweise läßt sich  $\beta$  nach Morel-Seytoux (1981) durch folgende Gleichung berechnen:



$$\bar{\beta} = \frac{1}{p^*} \left[ 1 + \frac{1}{\ln\left(\frac{p^*}{p^* - 1}\right)} \right] \quad (4.3.38)$$

$$\bar{\beta} = 2\beta - 1 \quad (4.3.39)$$

mit:  $\bar{\beta}$  = durchschnittlicher Korrekturfaktor [-]  
 $p^*$  = relative Niederschlagsrate  $p/K_S$  [-].

In den Berechnungsbeispielen setzt Morel-Seytoux (1981)  $\beta = \bar{\beta}$ , ohne dies jedoch zu begründen. Auch fehlt die Angabe, auf welchen Zeitpunkt sich  $p^*$  bezieht. Einen genaueren Ansatz zur Berechnung von  $\beta$  findet man in Morel-Seytoux und Khanji (1974).

#### 4.3.4.2 Bork (1980)

Bei Infiltrationsmessungen (Fläche:  $1 \text{ m}^2$ , mittlere Niederschlagsintensität:  $159 \text{ mm/h}$ , Dauer:  $1 \text{ h}$ ) stellte Bork fest, daß viele der gemessenen Ganglinien nicht den stetig ansteigenden Verlauf zeigten (Bild 4.3.4), wie man ihn durch die Anwendung der Philip-Gleichung erhalten würde. Vielmehr erreichte die Oberflächenabflußrate oftmals in kürzester Zeit (wenige Sekunden bis Minuten nach Niederschlagsbeginn) ein Maximum und sank dann allmählich auf einen konstanten Endwert ab.

Bork (1980) unterteilt den Abfluß in eine Philip-Komponente und eine Staueffekt Komponente. Diese berücksichtigt Einflußfaktoren wie Verschlammung und Verdichtung der Oberfläche, die sich hemmend auf die Infiltration und damit steigend auf die Oberflächenabflußrate auswirken. Bork bestimmt den Staueffektanteil mit Hilfe einer Regressionsanalyse.

Es ergab sich für die Infiltrationsrate nach Bork (1980):

$$f(t) = K_S + S \cdot t^{-\frac{1}{2}} - A \cdot (t-t_S)^B \cdot e^{C(t-t_S)} \quad (4.3.40)$$

Philipkomponente - Staueffekt Komponente

mit:  $t_S$  = Zeit bis zur Oberflächensättigung [h]

A, B, C = Konstanten [-]

S = Sorptivität nach Philip in  $\text{mm/h}^{\frac{1}{2}}$ .

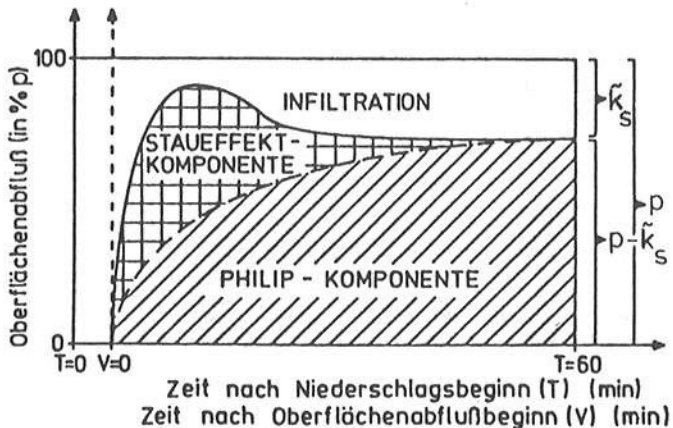


Bild 4.3.4: Typische Oberflächenabflußganglinien und ihre Komponenten nach Bork (1980).

Für die Parameter  $Z = p - \bar{k}_s$ ,  $S$ ,  $A$ ,  $B$ ,  $C$  gibt Bork (1980) Schätzgleichungen an, die er mittels schrittweiser Regressionsanalyse aufgestellt hat. Mit Hilfe dieser Schätzgleichungen lassen sich die Parameter aus meßbaren Einflußgrößen bestimmen.

Tabelle 4.3.1 zeigt, wie sich die verschiedenen Einflußgrößen auf die Parameter auswirken, bzw. wie gut sie sich abschätzen lassen (Korrelationskoeffizient). Die Sättigungszeit berechnet sich hier nach

$$t_s = \left( \frac{S}{f} \right)^2 \quad (4.3.41)$$

Das Modell von Bork lieferte gute Ergebnisse, sowohl für bewachsene, als auch für kahle Böden (Bork (1980)). Ein Grund dafür ist, daß es viele Einflußgrößen berücksichtigt und dadurch sehr flexibel ist. Auch wurden die Schätzgleichungen speziell an die Böden im Vorhersagegebiet (Südheide) angepaßt. Es ist jedoch zu vermuten, daß für andere Böden und andere Niederschlagsintensitäten (hier 159 mm/h) andere Schätzgleichungen für die Parameter gelten.

Vorherzusagender Parameter der Oberflächenabflußfunktion $h_0' = Z \cdot \frac{S}{\sqrt{T}} + A \cdot V^B \cdot C \cdot V$	multipler Korrelationskoeffizient	Anzahl der in die Schätzgleichung aufgenommenen Einflußgrößen	Bedeutende Einflußgrößen (+) = positiv wirksame Einflußgröße, d.h. mit zunehmenden Werten der Einflußgröße nimmt der vorherzusagende Parameter zu (-) = negativ wirksame Einflußgröße, d.h. mit zunehmenden Werten der Einflußgröße nimmt der vorherzusagende Parameter ab)
Parameter Z (= f <sub>00</sub> (konstanter Endwert der PHILIP-Komponente))	0,818	6	Gesamtporenvolumen in 10 - 14 cm Tiefe (+), Bodenwasserspannung vor Niederschlagsbeginn in 2 dm Tiefe (+), Verdichtungsintensität im A <sub>e</sub> -Horizont (+), Volumen enger Grobporen in 0 - 4 cm Tiefe (-), Mächtigkeit der Humusauflage (-)
Parameter S (Steigung der PHILIP-Komponente)	0,904	9	Durchwurzelungsintensität in 0 - 1 cm Tiefe (+), Gesamtporenvolumen in 10 - 14 cm Tiefe (+), Durchwurzelungsintensität in 20 - 30 cm Tiefe (-), geschätzter Tonanteil in 0 - 1 cm Tiefe (-), Volumen weiter Grobporen in 0 - 4 cm Tiefe (-)
Parameter A (Höhe der Abflußspitze)	0,792	10	Hanneigung (+), geschätzter Tonanteil in 1 - 2 dm Tiefe (+), geschätzter Humusgehalt in 0 - 1 cm Tiefe (-), Bodenwasserspannung vor Niederschlagsbeginn in 3 dm Tiefe (-), Vegetationsdichte (-)
Parameter B (zeitliche Lage der Abflußspitze)	0,913	10	Volumen mittlerer Grobporen in 10 - 14 cm Tiefe (+), Verdichtungsintensität in 10 - 20 cm Tiefe (+), Verdichtungsintensität in 30 - 40 cm Tiefe (-)
Parameter C (zeitliche Lage der Abflußspitze)	0,848	10	geschätzter Humusgehalt in 10 - 20 cm Tiefe (+), Skelettanteil in 0 - 4 cm Tiefe (+), Grobanteil in 0 - 4 cm Tiefe (-), Volumen mittlerer Grobporen in 10 - 14 cm Tiefe (-), geschätzter Tonanteil in 10 - 20 cm Tiefe (-)

Tabelle 4.3.1: Einflußgrößen für die Parameter der Gl. (4.3.40) (nach Bork, 1980).

#### 4.3.5 Sonstige Modelle

Weitere Infiltrationsmodelle, die sich nicht eindeutig als Modifikation eines der klassischen Modelle einordnen lassen sind die Modelle von Smith (1983) sowie Dagan und Bresler (1983).

##### 4.3.5.1 Smith (1983)

Smith (1983) unterscheidet die Fälle  $p(t) \geq K_s$  und  $p(t) < K_s$ . Ist die Niederschlagsintensität  $p(t)$  größer oder gleich der gesättigten Leitfähigkeit  $K_s$ , so werden Sättigungszeit  $t_s$  und Infiltrationsverlauf  $f(t)$  wie in den bereits vorgestellten Green-Ampt-Modifikationen berechnet, wobei der Ansatz von Mein und Larson (1973) für die effektive Saugspannung an der Feuchtefront verwendet wird. Ist  $p(t) < K_s$ , so vernachlässigt Smith (1983) das Matrixpotential und setzt die Infiltrationsrate ( $=p(t)$ ) gleich der unge-

sättigten Leitfähigkeit  $K(\theta)$ . Der Wassergehalt  $\theta$  stellt sich dann gerade so ein, daß die Infiltrationsrate  $f(t)=p(t)$  versickern kann. Aus der kumulativen Infiltration  $F(t)$  und dem (ungesättigten) Wassergehalt  $\theta$  kann auf die Tiefenlage der (ungesättigten) Feuchtefront geschlossen werden. Die Gradienten an der Feuchtefront werden vernachlässigt, d.h. es wird rein mit Gravitation gerechnet.

#### 4.3.5.2 Dagan und Bresler (1983)

Dagan und Bresler (1983) entwickelten eine physikalisch fundierte vereinfachte Lösung der vertikalen Bewegungsgleichung für die Bodenfeuchte. Sie gehen dabei von einfachen Potenzgesetzen zur Beschreibung der Bodenkennlinien, von stufenförmigen Feuchteprofilen, vom frontartigen Fortschreiten der Befeuchtung und von konstanter Intensität aus. Für die effektive Saugspannung wird ein Ansatz analog zu Mein und Larson (1973) verwendet. Die Infiltrationsrate wird auch hier als Funktion der kumulativen Infiltration formuliert. Es wird zwar ein stufenförmiges Feuchteprofil verwendet, aber keine Änderung der Parameter über die Tiefe.

#### 4.3.6 Ansätze für Variabilität von $K_S$ und Makroporeninfiltration

##### 4.3.6.1 Variabilität von $K_S$ infolge Vegetation nach Siegert (1978)

Siegert (1978) untersuchte anhand von Berechnungsversuchen auf landwirtschaftlichen Nutzflächen die Eignung der Green-Ampt-Gleichung (Gl. 4.3.4) zur Beschreibung der Oberflächenabflußbildung. Sein Ansatz zur Berücksichtigung von über die Tiefe unterschiedlichen Anfangswassergehalten und zur Berechnung der Beharrungszeit (Sättigungszeit) wurden bereits in Abschnitt 4.3.2.3 vorgestellt. Zur Berechnung der Saugspannungsdifferenz an der Befeuchtungszone  $S_f$  verwendete er den Ansatz von Mein und Larson (1973) (Gl. 4.3.12).

Bei Anpassung des Modells an gemessene Abflußereignisse stellte Siegert (1978) fest, daß die aufgrund von Laborversuchen und Literaturdaten geschätzte gesättigte hydraulische Leitfähigkeit  $K_S$  seines Bodens um einen Faktor  $b_v$ , der von der Art der Vegetation und dem Wachstumsstadium abhängt, korrigiert werden muß. Der Korrekturfaktor  $b_v$  kann dabei für Rüben Werte zwischen ca. 2.17 und 4.6 und für Wintergetreide zwischen 2.7 und 12.8 annehmen (vgl. Bild 4.3.5).

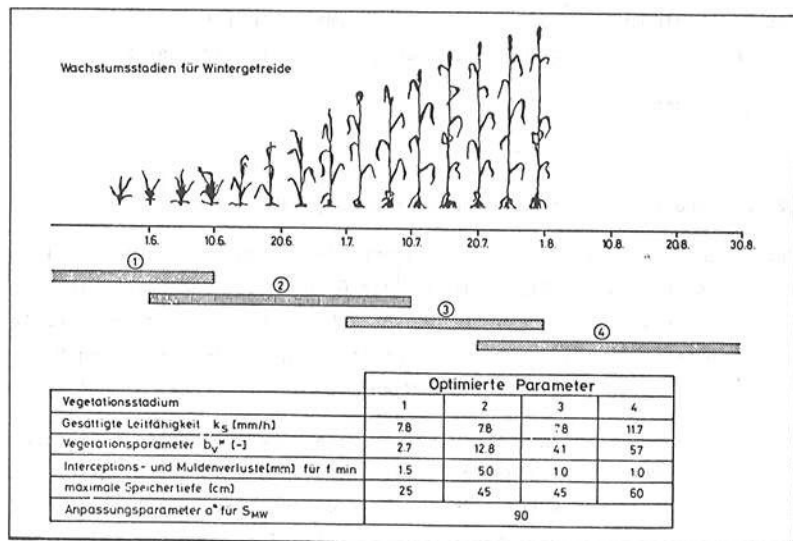
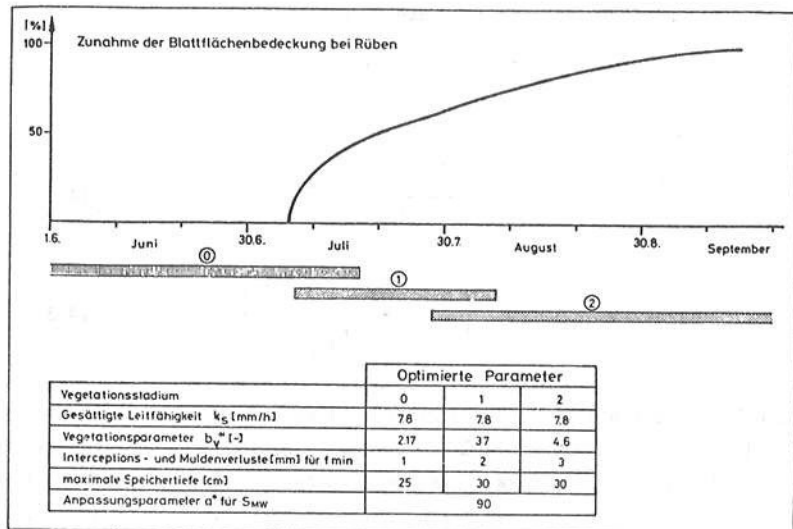


Bild 4.3.5: Vegetationsparameter für Rüben und Getreide (Siegert, 1978)

Siegert (1978) rechnet jedoch nicht für alle Flächenanteile mit der um den Faktor  $b_v$  vergrößerten gesättigten Leitfähigkeit  $K_S$ . Er bezieht die Variabilität der tatsächlichen Infiltrationsrate  $f_i$  ein, indem er annimmt, daß  $f_i$  variieren kann im Intervall  $f_i^{\min} \leq f_i \leq f_i^{\max}$ ,

wobei:

$$f_i^{\min} = K_S \cdot \left[ 1 + \frac{(\theta_s - \theta_0) \cdot S_{av}}{F_i} \right] \quad (4.3.42)$$

$$f_i^{\max} = b_v \cdot K_S \cdot \left[ 1 + \frac{(\theta_s - \theta_0) \cdot S_{av}}{F_i} \right] \quad (4.3.43)$$

Zur Berechnung des abflußwirksamen Niederschlags auf Flächenanteilen der Meßparzelle wird bei Siegert (1978) angenommen, daß die Infiltrationsrate gleichverteilt ist zwischen den Grenzen  $f_i^{\min}$  und  $f_i^{\max}$  und daß die Oberflächenabflußbildung auf den Flächenanteilen entsteht, deren Infiltrationsrate  $f(t)$  kleiner ist als die Niederschlagsrate  $p(t)$ .

Wenn das Porenvolumen des Bodens, in dem maximale Infiltrationsrate  $f_i$  herrscht, bis zur Tiefe der Wurzelzone aufgefüllt ist, wird bei Siegert  $f_i^{\max} = f_i^{\min}$  und somit  $b_v = 1$ .

#### 4.3.6.2 Makroporeninfiltration nach Worreschk (1985)

Auf der Grundlage des Modells von Siegert (1978) führt Worreschk (1985) weitere Verbesserungen der bis dahin auf der Green-Ampt- und Darcy-Gleichung basierenden hydrologischen Infiltrationsberechnung ein, indem er parallel zur Infiltration in die Mikroporen die Infiltration in ein System von Makroporen betrachtet. Dabei unterscheidet Worreschk 3 Fälle (vgl. Bild 4.3.6).

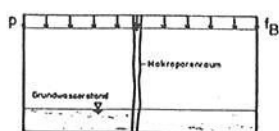
Zur Verbesserung der Berechnung der Infiltrationsrate  $f_B$  in das Mikroporensystem benutzt Worreschk (1985) zunächst anstelle des Korrekturfaktors  $b_v$  von Siegert (1978) einen Faktor KFAK zur Vergrößerung der gesättigten Leitfähigkeit, der bei Winterweizen entsprechend Bild 4.3.7 von der Anfangsbo denfeuchte  $\theta_0$  abhängt.

Die Infiltrationsrate  $f_M$  in das Makroporensystem hängt nach Worreschk (1985)

von der Niederschlagsintensität bzw. der Oberflächenabflußbildung  $q_S$ , von der Anfangsbodenfeuchte  $\theta_0$  und der Vegetationsart ab und wird nach der Formel

$$f_M = \alpha_3 \cdot q_S^\alpha \quad (4.3.44)$$

berechnet. Der Faktor  $\alpha_3$  ist nach Worreschk (1985) entsprechend der Diagramme in Bild 4.3.8 eine Funktion der Vegetationsart (Zuckerrüben bzw. Winterweizen) und der Anfangsbodenfeuchte. In Übereinstimmung mit anderen Autoren (vgl. Peschke und Richter, 1988) gibt Worreschk (1985) für  $\alpha$  einen Wert von 5/6 an. Gleichung (4.3.44) ist das Ergebnis einer hydraulischen Analyse von Worreschk (1985), welche die Wasseranlieferung durch einen stationären Oberflächenabfluß an die Makroporen und die rohrströmungs-ähnliche Infiltration in die Makroporen miteinander kombiniert. Der Faktor  $\alpha_3$  beinhaltet dabei theoretisch die wichtigsten Randbedingungen wie Anzahl und Radius der Makroporen, Größe, Neigung, Rauigkeit der Meßparezelle, Anteil des Oberflächenabflusses, der in die Makroporen fließt usw.



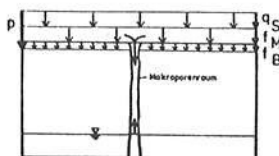
Fall 1:

$$f_B > p \rightarrow f_B = p$$

Bodeninfiltration = Niederschlag

$$f_M = \alpha_H \cdot p = \text{Makroporeninfiltration}$$

$$\alpha_H = \text{Oberflächenanteil}$$



Fall 2:

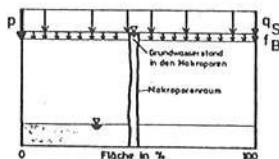
$$f_B < p \rightarrow f_M > 0$$

$$p = f_B + f_M + q_S$$

$f_B$  = Bodeninfiltration

$q_S$  = Oberflächenabflußbildung

$$f_M = \text{Makroporeninfiltration} = f_{kt}(q_S, \text{Veget.}, \theta_0, \dots)$$



Fall 3:

Makroporen sind gefüllt;

$f_M$  hängt von Drainageeigenschaften ab!

Bild 4.3.6: 3 Fälle für die parallele Betrachtung von Mikroporen- und Makroporeninfiltration im Modell von Worreschk (1985)

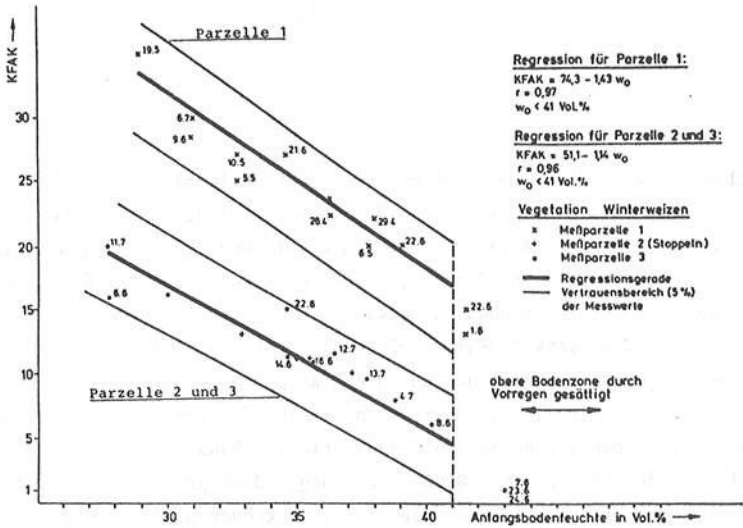


Bild 4.3.7: Abhängigkeit des Korrekturfaktors KFAK von der Anfangsbodenfeuchte  $W_0$  nach Worreschk (1985) ( $W_0$  entspricht  $\theta_0$ )

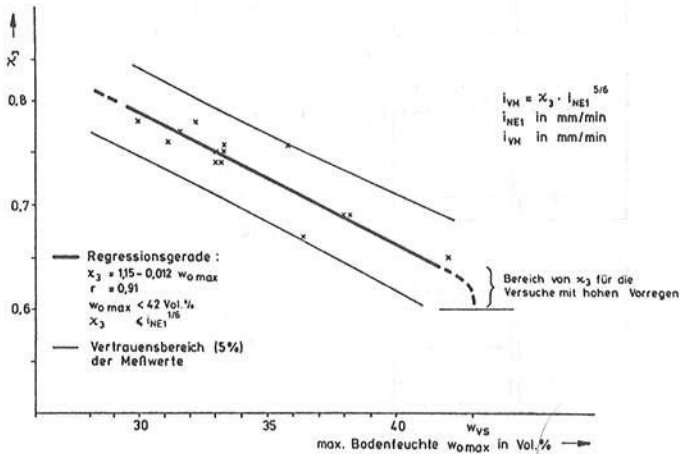
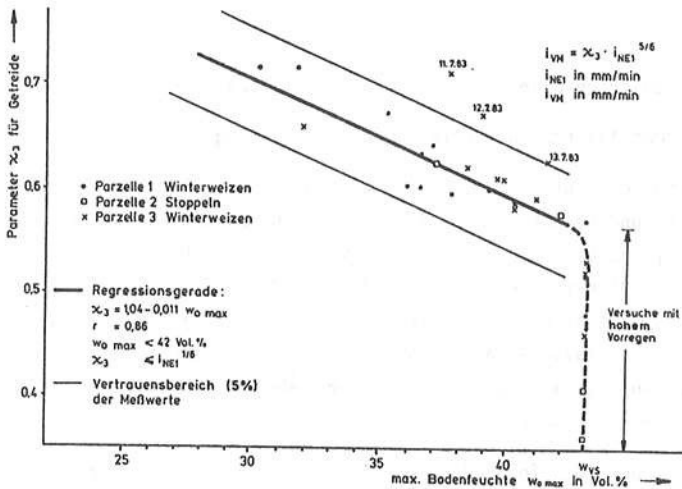


Bild 4.3.8a: Beziehungen zwischen  $\alpha_3$  und Anfangsbodenfeuchte für Zuckerrüben nach Worreschk (1985)





**Bild 4.3.8b:** Beziehungen zwischen  $\alpha_3$  und Anfangsbodenfeuchte für Winterweizen nach Worreschk (1985)

#### 4.4 Eigene Modifikationen der Grundidee von Green-Ampt und Parameterschätzung aus den Infiltrationsversuchen

In Anlehnung an das von Peschke (1987) vorgestellte Modellkonzept für die Infiltration in ein geschichtetes Bodenprofil wurde zunächst ein Modell programmiert, das in der Lage ist, die infolge hoher Niederschlagsintensität auftretende gesättigte Infiltration durch mehrere Bodenschichten ( $p(t) \geq K_S$ ) (Infiltrationsversuche nach Variante A) mit geringem Aufwand zu modellieren. Diese Modell wird in Abschnitt 4.4.1 kurz beschrieben.

Im Hinblick auf die gemeinsame Auswertung der Infiltrationsversuche nach Variante A und B war es jedoch notwendig, ein Infiltrationsmodell zu entwickeln, das in der Lage ist, sowohl für den Fall  $p(t) < K_S$  die zeitliche Entwicklung der Bodenfeuchte während ungesättigter Infiltration in mehreren Tiefenbereichen (wie in Versuchsvariante B gemessen) zu berechnen, als auch für den Fall  $p(t) \geq K_S$  den zeitlichen Verlauf der Infiltrationsrate (wie in Versuchsvariante A gemessen) zu modellieren. Dieses zweite, allgemeiner anwendbare Modell wird in Abschnitt 4.4.2 ausführlich beschrieben und im

Rahmen einer Parameterschätzung auf die Meßergebnisse aus den Infiltrationsversuchen angewandt.

#### 4.4.1 Mehr-Schichten-Modell für gesättigte Infiltration

##### 4.4.1.1 Parametrisierung der effektiven Saugspannung

Zur Anwendung der auf Green und Ampt aufbauenden Infiltrationsmodelle von Siegert (1978) und Peschke (1985) ist die Berechnung des effektiven Matrixpotentials  $S_f$  z.B. nach dem Ansatz von Mein und Larson (1973) (vgl. Abschnitt 4.3.2.2) erforderlich. Auch für die Größe  $H_c$  im Modell von Morel-Seytoux (1981) ist nach Morel-Seytoux und Khanji (1974) der  $S_{av}$ -Wert nach Mein und Larson (1973) eine gute Schätzung. Der  $S_{av}$ -Wert ist damit eine Funktion des Anfangswassergehaltes und der Bodenkennlinien (pF-Kurve  $\Psi(\theta)$ , ungesättigte Leitfähigkeit  $K(\theta)$ ).

Entsprechend der im folgenden beschriebenen Vorgehensweise kann der geschlossene  $K(\Psi)$ - und  $\Psi(\theta)$ -Ansatz von Van Genuchten (1980) mit der Berechnung des  $S_{av}$ -Wertes nach Mein und Larson (1973) kombiniert werden und damit eine Parametrisierung des  $S_{av}$ -Wertes für die Abhängigkeit von den Bodenkennlinien erreicht werden.

Mein und Larson (1973) verwenden für die effektive Saugspannung  $S_{av}$  an der Befeuchtungsfront das Integral in Gleichung (4.4.1):

$$S_{av} = \int_{K_{ru}}^{K_{ro}} \Psi(K_r) dK_r \quad (4.4.1)$$

Zur Beschreibung der Funktion  $K_r(\Psi)$  bzw. der Umkehrfunktion  $\Psi(K_r)$  dient die Gleichung nach Van Genuchten (1980) (vgl. auch Kapitel 4.2.10) in leicht abgeänderter Form:

$$K_r(\Psi) = \frac{\left\{ 1 - \left( \frac{\Psi}{h_\alpha} \right)^{n-1} \left[ 1 + \left( \frac{\Psi}{h_\alpha} \right)^n \right]^{-m} \right\}^2}{\left[ 1 + \left( \frac{\Psi}{h_\alpha} \right)^n \right]^{\frac{1}{2}m}} \quad (4.4.2)$$

mit:  $m = 1 - 1/n$   
 $n =$  Van Genuchten-Parameter [-]

$$\begin{aligned}
 h_{\alpha} &= 1/\alpha \text{ [cm]} \\
 \alpha &= \text{Van Genuchten-Parameter [1/cm]} \\
 pF_{\alpha} &= \log (h_{\alpha} \text{ [cm]})
 \end{aligned}$$

Dabei entspricht  $h_{\alpha}$  der Saugspannung im Wendepunkt der  $\psi(\theta)$ -Kurve (d.h.  $pF_{\alpha}$  dem  $pF$ -Wert im Wendepunkt der  $pF$ -Kurve). Der Parameter  $n$  ist ein Maß für die Steigung der  $pF$ -Kurve im mittleren Bereich (mit steigendem  $n$  wird die Kurve flacher). Die Werte  $\psi_u$  und  $\psi_0$  werden berechnet, indem man den Anfangswassergehalt  $\theta_0$  bzw. den aktuellen Wassergehalt  $\theta_a$  anstelle von  $\theta$  in Gl. (4.4.3) einsetzt:

$$\psi = h_{\alpha} \cdot \left[ \left( \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{-1/m} - 1 \right]^{1/n} \quad (4.4.3)$$

Nach Diskretisierung läßt sich  $S_{av}$  durch folgende Summe approximieren:

$$S_{av} = \sum_{i=1}^{i_{\max}} \left[ \frac{\psi_i + \psi_{i+1}}{2} \cdot \left( K_r(\psi_{i+1}) - K_r(\psi_i) \right) \right] \quad (4.4.4)$$

$$\text{mit: } \psi_{i+1} = \psi_i + \Delta\psi \quad \text{und} \quad \Delta\psi = \frac{\psi_0 - \psi_u}{i_{\max}}$$

Mit der durch Gl. (4.4.4) beschriebenen numerischen Integration der ungesättigten hydraulischen Leitfähigkeit  $K_r(\psi)$  kann nun bei gegebenen Bodenparametern  $\theta_s$ ,  $\theta_r$ ,  $n$  und  $pF_{\alpha}$  bzw.  $h_{\alpha}$  für einen bestimmten Anfangswassergehalt  $\theta_0$  die Größe  $S_{av}$  berechnet werden.

#### 4.4.1.2 Gesättigte Infiltration durch mehrere Bodenschichten

Die Vorstellung des Infiltrationsvorganges als kontinuierliches Eindringen eines "Feuchtekolbens" in den Boden ermöglicht die schrittweise Abfrage der aktuellen Tiefe der Feuchtefront. Dazu wird die Gleichung für die kumulative Infiltration umgestellt zu:

$$z_i = \frac{F_i}{(\theta_s - \theta_0)} \quad (4.4.5)$$

Zur Berücksichtigung der in den Schichten unterschiedlichen Größen Sättigungswassergehalt  $\theta_s$  und Anfangsbodenfeuchte  $\theta_0$  erhalten diese den Index k für die k-te Schicht:

$$z_i = \frac{F_i}{(\theta_{sk} - \theta_{ok})} \quad (4.4.6)$$

Wird während der sukzessiven Berechnung die Tiefe  $z_i$  der Feuchtefront größer als der untere Rand der gerade durchsickerten darüberliegenden Bodenschicht k, so dringt die Feuchtefront bereits in die (k+1)-te Schicht ein. Von nun an bestimmen die Bodenparameter der (k+1)-ten Schicht den weiteren Infiltrationsverlauf, bis diese aufgefüllt und von der Feuchtefront durchsickert worden ist. Die fortschreitende Befeuchtung innerhalb der aktuellen Schicht führt zu einer Abnahme der Infiltrationsraten. Gesteuert wird dies in Gl. (4.4.7) durch die schrittweise Zunahme der kumulativen Infiltration  $F_{ik}$  der k-ten Schicht:

$$f_{ik} = K_{sk} \cdot \left[ 1 + \frac{(\theta_{sk} - \theta_{ok}) \cdot S_{fk}}{F_{ik}} \right] \quad (4.4.7)$$

Im Augenblick des Erreichens einer neuen Schicht ist die dabei mögliche Infiltrationsrate nur abhängig von den innerhalb dieser Schicht gegebenen Anfangsbedingungen, Parametern und der kumulativen Infiltration bis zu diesem Zeitpunkt. Unter der Annahme, daß sich am oberen Rand der neu erreichten Schicht kein wesentlicher positiver Druck infolge einer Stauwirkung einstellt, entspricht diese Prozeßvorstellung der Beregnung einer Bodenschicht mit einer Intensität, die ihrerseits wieder der Sickerate aus der darüberliegenden Schicht entspricht (vgl. Bild 4.4.1).

Zu Beginn der "Beregnung" einer tieferliegenden Schicht durch die Versickerung aus der darüberliegenden Schicht ist dort die kumulative Infiltration gleich Null. Demnach ist die bis dahin versickerte Wassermenge im verfügbaren Speicherraum der darüberliegenden Schichten aufgenommen worden. Der Speicherraum der Schicht k berechnet sich zu:

$$S = (\theta_{sk} - \theta_{ok}) \cdot d_k \quad (4.4.8)$$

wobei:  $S$  = freier Speicherraum;  $\theta_{sk}$  = Wassergehalt bei Sättigung  
 $\theta_{ok}$  = Anfangswassergehalt;  $d_k$  = Schichtdicke

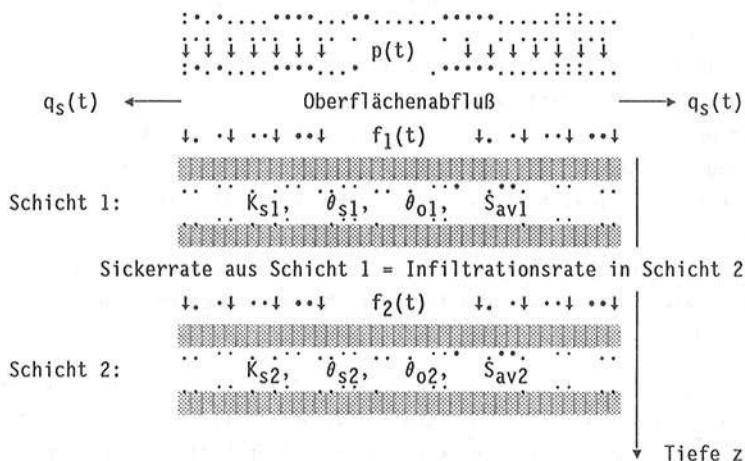


Bild 4.4.1: Darstellung des Infiltrationsverhaltens zwischen zwei Schichten

Nach der Koppelung der Gleichungen (4.4.7) und (4.4.8) erhält man die folgende Formel zur Berechnung der Infiltrationsrate, wenn die Feuchtefront in der  $k$ -ten Schicht angekommen ist:

$$f_{ik} = K_{sk} \cdot \left[ 1 + \frac{(\theta_{sk} - \theta_{ok}) \cdot S_{fk}}{F_i - \sum_{l=1}^{k-1} (\theta_{sl} - \theta_{ol}) \cdot d_l} \right] \quad (4.4.9)$$

( $k-1$  = Anzahl der durchsickerten Schichten,  $l$  = Laufindex)

Die hydrologische Charakterisierung der Bodenabschnitte wird in dem Infiltrationsmodell durch die Eingabe der die Schichteigenschaften beschreibenden Bodenparameter  $pF_{\alpha k}$ ,  $n_k$ ,  $\theta_{rk}$ ,  $\theta_{sk}$ ,  $K_{sk}$  und des Anfangswassergehaltes  $\theta_{ok}$  sowie der entsprechenden Schichtdicken  $d_k$  ermöglicht. Ein nach jedem Berechnungsschritt durchgeführter Vergleich zwischen der Tiefenlage der Feuchtefront und den Schichtabständen informiert das Modell über die Bodenschicht, in dem sich die Feuchtefront aktuell befindet und deren Parameter somit maßgebend sind.

Dringt der "Feuchtekolben" in eine unterhalb liegende Schicht ein, so entspricht dies einer sprunghaften Veränderung der gegebenen Kennwerte. Die maßgeblich am Infiltrationsvorgang beteiligten Größen der gesättigten Leitfähigkeit  $K_S$  und der mittleren Saugspannung an der Feuchtefront  $S_{av}$  beschreiben nun plötzlich Infiltrationsraten, die in einer anderen Größenordnung liegen können als die der darüberliegenden Schicht. Damit sind im Augenblick eines Schichtwechsels unrealistische Infiltrationsraten möglich, die sprunghaft größer werden können. Die Modellvorstellung geht deshalb davon aus, daß die Bodenwasserbewegung solange von dem oberen Bodenabschnitt kontrolliert wird, bis durch die fortschreitende Befeuchtung die Versickerungsraten der unterhalb liegenden Schicht maßgebend werden.

Die Behandlung zeitvariabler Niederschläge als Infiltration in die oberste Schicht ( $k=1$ ) oder zeitvariabler Sickeraten aus der ( $k-1$ )-ten Schicht in die  $k$ -te Schicht erfolgt in dem hier kurz vorgestellten Modell nach dem in Abschnitt 4.3.2.5 vorgestellten Verfahren nach Morel-Seytoux (1981).

#### 4.4.1.3 Anwendung auf Infiltrationsversuche nach Variante A

Mit dem oben beschriebenen Modell wurden einige Infiltrationsverläufe aus den Infiltrationsversuchen nach Variante A nachgerechnet. Beispiele sind in folgenden Bildern 4.4.2 bis 4.4.4 gegeben. Es wurden dabei 3 Bodenschichten im Modell verwendet, und zwar 0-15, 15-30 und 30-60 cm. Aus den Bildern geht hervor, daß der mittlere Verlauf der Infiltrationsraten prinzipiell mit dem Modell nachvollzogen werden kann, wenn man nur lange genug versucht, so an den Parametern "zu drehen", daß die Sättigungszeit getroffen und der Infiltrationsverlauf nachvollzogen werden kann.

Wesentlichste Parameter für diese Art der Anpassung sind der Sättigungswassergehalt  $\theta_S$  und der  $K_S$ -Wert. Über die Parameter  $\theta_r$ ,  $pF_\alpha$  und  $n$  in den jeweiligen Schichten kann keine verlässliche Aussage getroffen werden, da bei den Messungen nach Variante A keine Information über die zeitliche Entwicklung der Bodenfeuchte in den verschiedenen Tiefenbereichen vorliegt. Die Parameter  $\theta_r$ ,  $pF_\alpha$  und  $n$  können - wie im nächsten Abschnitt 4.4.2 geschildert - besser geschätzt werden, wenn man zuerst die Infiltrationsmessungen mit Bodenfeuchtemessung (Variante B) auswertet und erst anschließend die mit hoher Regenintensität und Oberflächenabflußbildung (Variante A).

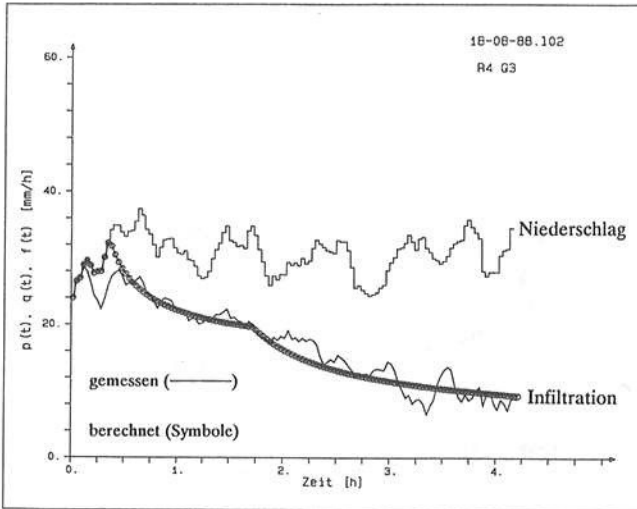


Bild 4.4.2: Nachrechnung des Infiltrationsversuchs vom 18.8.88 ( $x = 33$  m)

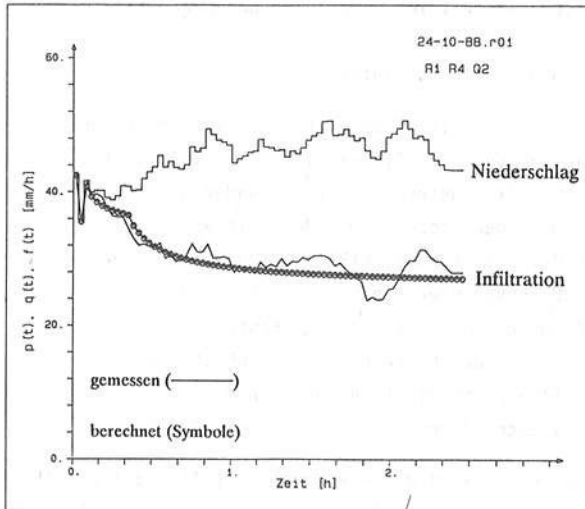


Bild 4.4.3: Nachrechnung des Infiltrationsversuchs vom 24.10.88 ( $x = 48$  m)

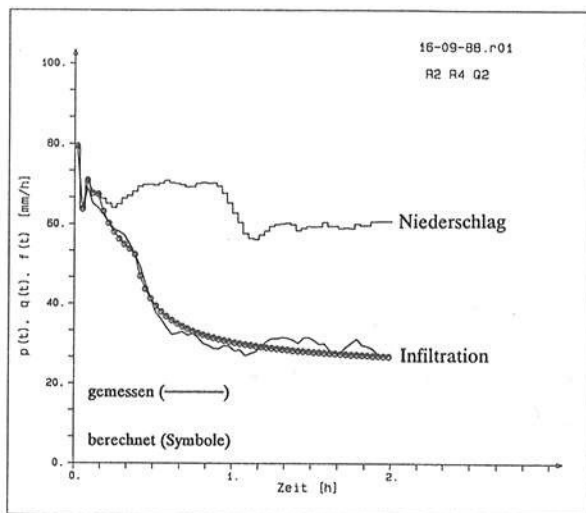


Bild 4.4.4: Nachrechnung des Infiltrationsversuchs vom 16.9.88 ( $x = 57$  m)

#### 4.4.2 Mehr-Schichten-Modell für gesättigte und ungesättigte Infiltration

##### 4.4.2.1 Konzept und Berechnungsablauf

Das Modell SUMKIM ("gesättigt-ungesättigt, mit mehreren Kompartimenten rechnendes Infiltrationsmodell") simuliert den Infiltrationsprozess mit Hilfe mehrerer vertikal untereinander liegender Bodenwasserspeicher (sog. Kompartimente). Die den Prozess im Bodenspeicher  $k$  anregende Infiltration  $f_0(k)$  ist gleich der Zusickerung  $f_u(k-1)$  vom darüber liegenden Speicher ( $k-1$ ). Im obersten Bodenspeicher 1 entspricht  $f_0(1)$  dem Niederschlag, solange dieser als Flußrandbedingung den Prozess kontrolliert. Liegt die Kontrolle bei einem oder mehreren der hintereinander geschalteten Bodenwasserspeicher, so entspricht  $f_0(1)$  dem Infiltrationsvermögen des Bodens. Im letzteren Fall entsteht die Oberflächenabflußbildung  $q_s(1) = p - f_0(1)$ .

Innerhalb des Speichers  $k$  wird die ankommende Infiltration  $f_0(k)$  aufgeteilt in einen durchsickernden Anteil  $f_u(k)$  und in einen Anteil  $f_d(k)$ , der analog zum Green-Ampt-Modell in den Speicher eindringt und eine Erhöhung



des Wassergehaltes bzw. der kumulativen Infiltration  $F_d(k)$  in ihm bewirkt. Zur Aufteilung der ankommenden Infiltration  $f_o(k)$  wird zunächst die mögliche Durchsickerung  $f_u(k)$  berechnet (s. Bild 4.4.5):

$$f_u(k) = K(\theta_0) \cdot \left[ 1 + \frac{\Delta\psi(k)}{\Delta z(k)} \right] \quad (4.4.10)$$

Solange keine tieferliegende Stauschicht die Infiltration kontrolliert, können die mittleren Saugspannungen an den Schichtgrenzen, die zum Potentialgradienten einer Schicht beitragen, entweder als arithmetisches oder geometrisches Mittel angenähert werden. Normalerweise werden die Gradienten mit arithmetischen Mittelwerten gebildet (Variante "ARI"). Wirkt die  $k$ -te Schicht als Stauschicht, d.h. die Saugspannungen verschwinden, so werden die Gradienten in der  $k$ -ten und  $(k-1)$ -ten Schicht mit geometrischen Mittelwerten der Saugspannungen berechnet (Variante "GEO").

$$\text{Variante ARI: } \frac{\Delta\psi(k)}{\Delta z(k)} \approx \frac{\psi_0(k-1) + \psi_a(k) - \psi_0(k) + \psi_a(k+1)}{2 \cdot \Delta z} \quad (4.4.11)$$

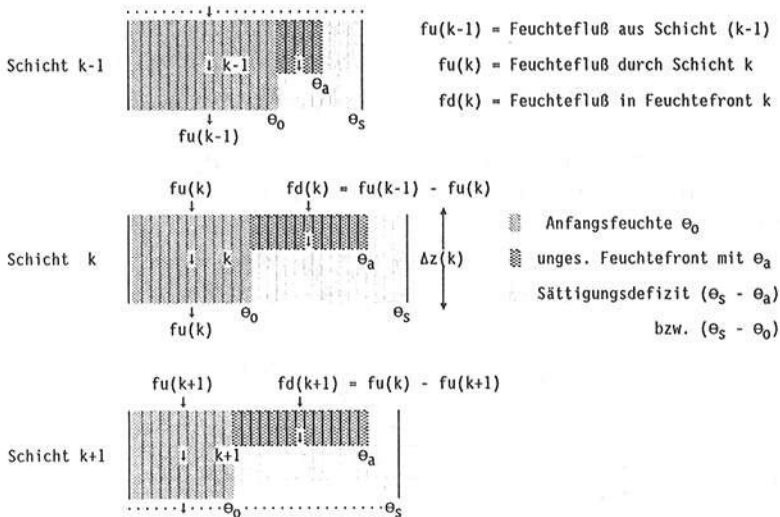
$$\text{Variante GEO: } \frac{\Delta\psi(k)}{\Delta z(k)} \approx \frac{\sqrt{\psi_0(k-1) \cdot \psi_a(k)} - \sqrt{\psi_0(k) \cdot \psi_a(k+1)}}{\Delta z} \quad (4.4.12)$$

Der in die Schicht  $k$  infiltrierende Anteil von  $f_o(k)$  ergibt sich dann zu:

$$f_d(k) = f_o(k) - f_u(k) \quad (4.4.13)$$

Bei der weiteren Berechnung ist nun eine Fallunterscheidung durchzuführen. Ist die Differenz  $f_d(k)$  positiv (Fall A), so wird eine pfpfenströmungsartige Feuchtefront in der Schicht  $k$  (vgl. Bild 4.4.5) angenommen, ist  $f_d(k)$  gleich null oder negativ (Fall B), so wird ein in der Schicht  $k$  gleichverteilter Wassergehalt angenommen, der sich entsprechend der Differenz der Flüsse durch die Ränder der Schicht  $k$  mit jedem Zeitschritt ändern kann.

INFILTRATIONSMODELL "SUMKIM"



$$fu(k) = K(\theta_0) \cdot \left[ 1 + \frac{\Delta\psi(k)}{\Delta z(k)} \right] ; \quad fd(k) = [K(\theta_a) - K(\theta_0)] \cdot \left[ 1 + \frac{(\theta_a - \theta_0) \cdot [S_{av}(\theta_0, \theta_a) - \psi_m]}{Fd(k)} \right]$$

wobei:  $\psi_a = \psi(\theta_a)$  und  $\psi_0 = \psi(\theta_0)$

$\psi_m$  = Mittelwert der Saugspannung am oberen Rand der Schicht

$\Delta\psi$  = Saugspannungsdifferenz aus Mittelwerten an den Rändern

$\Delta z$  = Dicken der jeweiligen Schicht (entsprechend TDR-Stufenprofil)

$K(\theta_0)$  = ungesättigte hydr. Leitfähigkeit für Anfangswassergehalt

$K(\theta_a)$  = ungesättigte hydr. Leitfähigkeit für Wassergehalt in Feuchtefront

$S_{av}$  = integrale Saugspannung an der Feuchtefront (zw.  $K(\theta_0)$  und  $K(\theta_a)$ )

$\theta_a$  = aktuelle Feuchte, wird bei Flußrandbedingung iterativ bestimmt

$Fd(k)$  = kumulative Infiltration in der gesättigt/ungesättigten Feuchtefront

Bild 4.4.5: Infiltrationsmodell SUMKIM, ungesättigte Feuchtefront

Berechnungsablauf im Fall A, Feuchtefront vorhanden ( $fd(k) > 0$ ):

Es wird zunächst die kumulative Infiltration  $Fd(k)$  für den aktuellen Zeitpunkt  $j$  berechnet, wobei zum Wert der kumulativen Infiltration vom vorhergehenden Berechnungszeitpunkt  $j-1$  die mittlere Infiltrationsmenge im Zeitintervall  $\Delta t$  wie folgt addiert wird:

$$Fd(k)^j = Fd(k)^{j-1} + \frac{fd(k)^j + fd(k)^{j-1}}{2} \cdot \Delta t \quad (4.4.14)$$

Liegt eine ungesättigte Feuchtefront vor, die durch den Infiltrationsanteil  $fd(k)$  kontrolliert wird, so muß sich der unbekannte Wassergehalt  $\theta_a(k)$  gerade so einstellen, daß  $fd(k)$  infiltrieren kann. Zur Berechnung von  $fd(k)$  wird folgende vertikale Bewegungsgleichung angenommen:

$$fd(k) = [K(\theta_a) - K(\theta_0)] \cdot \left[ 1 + \frac{(\theta_a - \theta_0) \cdot [S_{av}(\theta_0, \theta_a) - \psi_0]}{Fd(k)} \right] \quad (4.4.15)$$

Die hydraulische Leitfähigkeit  $K(\theta_a)$  muß hierbei um  $K(\theta_0)$  reduziert werden, da letztere bereits in der Berechnung der Durchsickerung  $fu(k)$  berücksichtigt wurde. Da bei Kontrolle der Feuchtefront durch ein vorgegebenes  $fd(k)$  lediglich  $\theta_a$  in obiger Gleichung unbekannt ist, kann  $\theta_a$  iterativ so bestimmt werden, daß obige Gleichung mit genügender Genauigkeit  $fd(k)$  ergibt. Wird dabei  $\theta_a = \theta_s$ , so liegt die Kontrolle nicht mehr bei der vorgegebenen Infiltration, sondern beim Infiltrationsvermögen der Schicht  $k$ ;  $fd(k)$  wird dann berechnet zu:

$$fd(k) = [K_s - K(\theta_0)] \cdot \left[ 1 + \frac{(\theta_s - \theta_0) \cdot S_{av}(\theta_0, \theta_s)}{Fd(k)} \right] \quad (4.4.16)$$

Die Rate  $fd(k)$  kann aus Gl. (4.4.16) nicht explizit berechnet werden, da ihr Anteil an der kumulativen Infiltration  $Fd(k)$  implizit auf der rechten Seite der Gleichung enthalten ist. Nach einsetzen von Gl. (4.4.14) für  $Fd(k)$  und Umformen in eine quadratische Gleichung für  $fd(k)$  kann  $fd(k)$  explizit berechnet werden (vgl. auch Siegert, 1978):

$$0 = fd(k)^2 + a \cdot fd(k) + b \quad (4.4.17)$$

$$a = \frac{2 \cdot Fd(k)^{j-1}}{\Delta t} + fd(k)^{j-1} - K_s$$

$$b = - \frac{2 \cdot K_S \cdot Fd(k)^{j-1}}{\Delta t} - fd(k)^{j-1} \cdot K_S - \frac{2 \cdot (\theta_S - \theta_0) \cdot S_{AV}(\theta_0, \theta_S) \cdot K_S}{\Delta t}$$

Lösung: 
$$fd(k) = - \frac{a}{2} + \sqrt{\frac{a^2}{4} - b}$$

Nach der Berechnung der Infiltration in die gesättigten Feuchtefront  $fd(k)$  wird das Gesamtinfiltrationsvermögen  $fo(k)$  in die Schicht  $k$  neu ermittelt:

$$fo(k) = fu(k) + fd(k) \quad (4.4.18)$$

**Berechnungsablauf im Fall B, keine Feuchtefront vorhanden ( $fd(k) \leq 0$ ):**

Der in der Schicht  $k$  als gleichverteilt angenommene Wassergehalt  $\theta_a$  wird in jedem Zeitschritt entsprechend der Kontinuitätsgleichung geändert:

$$\frac{\theta_a(k)^j - \theta_a(k)^{j-1}}{\Delta t} = \frac{fo(k)^{j-1} + fo(k)^j - fu(k)^{j-1} - fu(k)^j}{\Delta z} \quad (4.4.19)$$

Die Sickerung aus der Schicht  $k$ , die gleichzeitig die potentielle Infiltration  $fo(k+1)$  zur nächsten Schicht  $k+1$  darstellt, wird dabei wieder gemäß Gl. (4.4.10) angenähert. Die potentielle Infiltration  $fo(k)$  in die Schicht  $k$  wird im Falle der vollkommenen Sättigung mit der tatsächlich möglichen Durchsickerung  $fu(k)$  verglichen und ggf. abgemindert auf  $fu(k)$ . Die Differenz zwischen  $fo(k)$  und  $fu(k)$  wird dann der darüberliegenden Schicht  $k-1$  wieder als Feuchteerhöhung bzw. als Überschußwassermenge (Interflowbildung, an oberster Schicht Oberflächenabflußbildung) zurückgegeben.

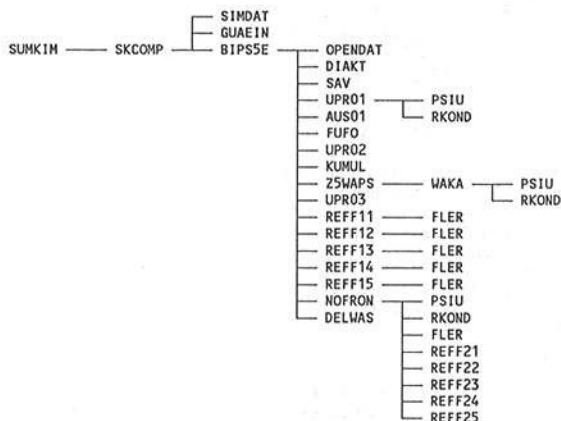
#### 4.4.2.2 Diskretisierung

Die räumliche Diskretisierung wird durch die Wahl der Schicht- bzw. Kompartimentdicken  $\Delta z$  festgelegt. Zur Anwendung des Modells SUMKIM auf die Ergebnisse von Infiltrationsversuchen wurden Schichtdicken von jeweils  $\Delta z = 15$  cm gewählt, da aus den Versuchen nach Variante B in diesen Tiefenbereichen mittlere, mit TDR gemessene Wassergehalte in ihrer zeitlichen Entwicklung vorlagen, die mit den mittleren, berechneten Wassergehalten in den Modellschichten verglichen werden sollten. Prinzipiell ist das Modell jedoch auch auf Schichtdicken, die über die Tiefe variieren, anwendbar.

Als zeitliche Diskretisierung wurden aufgrund der Erfahrung von Proberechnungen  $\Delta t = 1.0$  min gewählt.

#### 4.4.2.3 Programmbeschreibung

Die FORTRAN-Programme zum Infiltrationsmodell "SUMKIM" werden im folgenden Bild 4.4.6 als Baum dargestellt und anschließend ihre wichtigsten Funktionen in Tabelle 4.4.1 beschrieben.



**Bild 4.4.6:** Baumdarstellung zum Infiltrationsmodell SUMKIM und den zugehörigen Unterprogrammen

#### 4.4.2.4 Vorgehensweise bei der Parameterschätzung, Zielfunktionen und Koppelung mit dem allgemeinen Optimierungsprogramm GRG2

Das Infiltrationsmodell SUMKIM benötigt für jede Bodenschicht die Parameter  $pF_{\alpha}$ ,  $n$ ,  $\theta_r$ ,  $\theta_s$  und  $K_s$ , in der Version mit 5 Bodenschichten also 25 Parameter insgesamt. Diese Parameter sollen in einem ersten Schritt aus den Infiltrationsversuchen mit Bodenfeuchtemessung (Variante B) geschätzt werden (s. Abschnitt 4.4.2.5). In einem zweiten Schritt sollen nur noch die Modell-durchlässigkeiten  $K_s$  an die Ergebnisse aus den Infiltrationsversuchen mit Oberflächenabflußbildung (Variante A) angepaßt werden, wobei die übrigen Parameter aus dem ersten Schritt (Anpassung an die Variante B) übernommen

Programm	Beschreibung der Funktionen der Programme	Teil 1
SUMKIM	Einlesen des Parametervektors Aufruf von SKCOMP Ausgabe der Zielfunktionen	
SKCOMP	Belegung der einzelnen Modellparameter Abfrage, ob SIMulation oder MESSdatenauswertung SIM: Aufruf von SIMDAT MES: Aufruf von GUA EIN Suchen extremer gemessener Wassergehalte Feststellen unsinniger Parameterwerte, ggf. Rücksprung Aufruf von BIP SSE SIM: Rücksprung MES: Berechnung der Teilzielfunktionen und Summierung Berechnung der Gesamtzielfunktionen Ausgabe aller Parameter und Zielfunktionen Rücksprung	
SIMDAT	Einlesen der Simulationsdaten: Niederschlag, Anfangssättigungsgrad, Simulationsdauer	
GUA EIN	Einlesen der Messdaten: Niederschlag Niederschlag, Bodenfeuchte, Infiltration	
BIP SSE	Berechnung des Zeitschritts. Initialisierung der Variablen Aufruf OPENDAT Berechnen der effektiven Saugspannung mit SAV Festlegen der Regenintensität im ersten Zeitschritt Beginn der Zeitschleife: Aufruf DIAKT Aufruf UPRO1 Aufruf AUS01 Sichern der berechneten Flüsse und Wassergehalte Festlegen der Regenintensität im neuen Zeitschritt Wenn maximale Simulationsdauer erreicht, Sprung zum Ende Zu null setzen der Überschußproduktion in den Schichten Aufruf FUF0 Aufruf UPRO2 Schleife über die Schichten: Aufruf KUMUL Wenn Feuchtefront angenommen wird: Aufruf ZSWAPS Aufruf UPRO3 Berechnen von Saugspannungen mit PSIU Wenn angenommene Feuchtefront bestätigt: Aufruf REFF11, REFF12, REFF13, REFF14 bzw. REFF15 Sichern der kumulativen Infiltration Wenn keine Feuchtefront vorhanden: Aufruf NOFRON Aufruf DELWAS Berechnen des Überschusses an der obersten Schicht Sprung zum Beginn der Zeitschleife Ende mit Schließen aller Dateien und Rücksprung	
OPENDAT	Dateieröffnungen	

Tabelle 4.4.1 a): Programmbeschreibung SUMKIM (Teil 1)

Programm	Beschreibung der Funktionen der Programme	Teil 2
DIAKT	Berechnen der aktuellen Eindringtiefe der Feuchtefront	
SAV	Berechnen der effektiven Saugspannung an der Feuchtefront	
UPR01	Sichern der Flüsse und der kumulativen Infiltration aus aktuellem Zeitschritt Berechnung des mittleren Wassergehaltes einer Schicht Berechnung der Saugspannungen Berechnung der relativen Leitfähigkeit	
AUS01	Ausgabe der Daten aus fertigem Zeitschritt	
FUFO	Berechnen der Flüsse durch die Schichten	
UPR02	Berechnen der voraussichtlichen Werte für Infiltrationsrate und Änderung der Eindringtiefe	
KUMUL	Berechnen der kumulativen Infiltration	
Z5WAPS	Iterative Bestimmung des aktuellen Wassergehaltes an der ungesättigten Feuchtefront	
UPR03	Umverteilung der Feuchtefront, wenn aktueller Wassergehalt kleiner als mittlerer Wassergehalt der Schicht u.a. Berechnen der aktuellen Eindringtiefe	
REFF11 ....12 ....13 ....14 ....15	Feuchtefront vorhanden: Überprüfen der Infiltrationskapazität mit FLER Kennzeichnen einer Stauschicht Berechnung der Überschubrückgabe von K-ter Schicht nach oben Neuberechnung der kumulativen Infiltration	
NOFRON	Keine Feuchtefront vorhanden: Berechnen der Flüsse durch die Schichten	
DELWAS	Berechnen der Wassergehaltsänderungen in den Schichten	
WAKA	Berechnen der reduzierten effektiven Saugspannung an der ungesättigten Feuchtefront und der ungesätt. Leitfähigkeit	
FLER	Berechnen der Infiltrationsrate bei Kontrolle Feuchtefront	
PSIU	Berechnen der Saugspannung für einen Wassergehalt	
RKOND	Berechnen der relativen ungesättigten Leitfähigkeit	
REFF21 ....22 ....23 ....24 ....25	keine Feuchtefront vorhanden: Überprüfen der Infiltrationskapazität Kennzeichnen einer Stauschicht Berechnung der Überschubrückgabe von K-ter Schicht nach oben Neuberechnung des mittleren Wassergehalts	

Tabelle 4.4.1 b): Programmbeschreibung SUMKIM (Teil 2)

werden (s. Abschnitt 4.4.2.6). Damit soll sichergestellt werden, daß eine mögliche Erhöhung der rechnerischen Durchlässigkeit  $K_S$  infolge Oberflächenabflußbildung bzw. erhöhter Niederschlagsintensität bei sonst gleichbleibenden Parametern erfaßt werden kann.

25 Parameter für ein Infiltrationsmodell bedeuten auf den ersten Blick einen sehr großen Anzahl von Unbekannten. Da die Parameter  $\theta_S$ ,  $K_S$  und  $\theta_r$  jedoch eine physikalische Bedeutung haben, können "a priori" Grenzen für ihren möglichen Wertebereich vorgegeben werden. So z.B. muß  $\theta_S$  immer größer sein als der größte gemessene Wassergehalt während eines Versuchs nach Variante B.  $K_S$  sollte in der Größenordnung der gemessenen Endinfiltrationsrate an einem Meßpunkt liegen oder größer sein.  $\theta_r$  muß immer kleiner sein als der kleinste gemessene Wassergehalt in einer Schicht und liegt maximal bei 10 %. Der Formparameter  $n$  für die ungesättigte Leitfähigkeitsfunktion  $k_r(\theta)$  muß immer größer als 1 sein und liegt maximal bei etwa 3. Der Parameter  $pF_\alpha$  für die pF-Kurve wird in einer Größenordnung erwartet, die den unteren Hystereseast für Adsorption annähernd beschreiben, muß also deutlich kleiner sein als das  $pF_\alpha$ , das sich für die Desorptionskurve z.B. aus den Schätzungen in Abschnitt 3.3.2.2 ergab.

Um die "a priori"-Information zu einem als grobe (unscharfe) Wertebereiche der Parameter ("ranges") und zum anderen als genaue (scharfe) Einschränkungen ("constraints, restrictions") formulieren zu können und gleichzeitig, ausgehend von einer möglichen Parameterkombination ("feasible solution"), eine Optimierung der Anpassung der Infiltrationsmodells an die Messgrößen durchführen zu können, wurden das Optimierungsprogramm GRG2 ("Generalized Reduced Gradient Algorithm", Ladson und Waren (1986)) verwendet. Das Verfahren zur Lösung nichtlinearer Optimierungsprobleme ist in Ladson et al. (1978) beschrieben.

Zur Durchführung der Parameterschätzung war es zunächst nötig, mögliche Parameterkombinationen zu finden und die Größenordnung der Parameter einzugrenzen. Zu diesem Zweck mußten für jeden auszuwertenden Infiltrationsversuch eine Vielzahl von separaten Rechenläufen mit dem Infiltrationsmodell durchgeführt werden ("trial and error"-Verfahren). Der Zeitaufwand für diesen ersten Schritt der Parameterschätzung für alle 85 Infiltrationsversuche lag bei etwa einem halben Jahr. Pro Infiltrationsversuch waren also ca. 1 - 1.5 Tage interaktiver Parametereingrenzung erforderlich, wobei durchschnittlich für einen Rechenlauf incl. Editierarbeit ca. 5 min auf einem PC-AT 386 benötigt wurden.



Die so angenäherten Parametersätze konnten in den meisten Fällen anschließend durch die Optimierung mit GRG2 verbessert werden. Die je nach Versuchsvariante verwendete Formulierung von Teilziel­funktionen, Restriktionen und der Gesamtziel­funktion ist in Tabelle 4.4.2 zusammengestellt.

Die Einbindung der Unterprogramme des Infiltrationsmodells SUMKIM in das Optimierungsprogramm GRG2MPC ist in der folgenden Baumdarstellung angegeben.

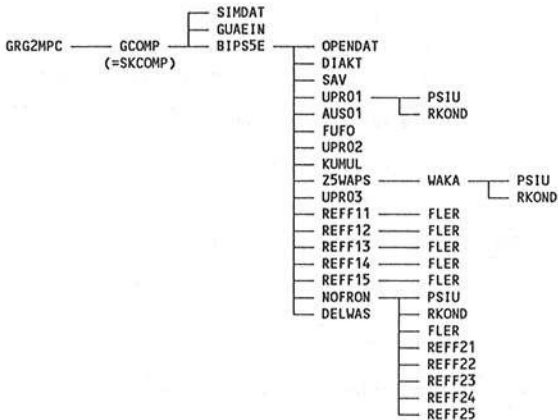


Bild 4.4.7: Einbindung der Unterprogramme von "SUMKIM" in "GRG2MPC"

<b>Teilzielfunktionen für Infiltrationsversuch nach Variante A:</b>	
Wassergehalte in den Schichten K = 1 bis 5: $G(K) = 0.0$	
Flüsse durch die Schichtgrenzen K = 0 bis 5: $G(6+K) = (\Sigma((FG(J,K)-FB(J,K))^{**2}))/JMAX$	
<b>Teilzielfunktionen für Infiltrationsversuch nach Variante B:</b>	
Wassergehalte in den Schichten K = 1 bis 5: $G(K) = (\Sigma((TG(J,K)-TB(J,K))^{**4}))/JMAX$	
Flüsse durch die Schichtgrenzen K = 0 bis 5: $G(6+K) = (\Sigma((FG(J,K)-FB(J,K))^{**4}*DT^{**4})/(DZ(K)^{**4}*6^{**4}))/JMAX$	
<b>Restriktionen für die Teilzielfunktionen beider Varianten:</b>	
$G(K) \leq \text{Startwerte für } G(K) \quad K = 1 \text{ bis } 5$ $G(6+K) \leq \text{Startwerte für } G(6+K) \quad K = 0 \text{ bis } 5$	
<b>sonstige Restriktionen für beide Varianten:</b>	
Restriktionen für $\theta_p$ und $\theta_s$ in den Schichten K = 1 bis 5: $G(11+K) = WMIN(K) - WR(K) \geq -1.0$ $G(16+K) = WS(K) - WMAX(K) \geq -1.0$	
<b>Summen von Teilzielfunktionen für Kontrollzwecke:</b>	
$G(22): G(K)+G(6+K) \quad \text{für die Schichten } K = 1 \text{ bis } 3$ $G(23): G(K)+G(6+K) \quad \text{für die Schichten } K = 1 \text{ bis } 4$ $G(24): G(K)+G(6+K) \quad \text{für die Schichten } K = 1 \text{ bis } 5$	
<b>Zu minimierende Gesamtzielfunktion: G(24)</b>	
<b>Erläuterungen:</b>	
TG(J,K) = gemessener Wassergehalt	K = Schicht
TB(J,K) = berechneter Wassergehalt	J = Zeitpunkt
FG(J,K) = gemessener Feuchtefluß	JMAX = Anzahl der
FB(J,K) = berechneter Feuchtefluß	Zeitintervalle
WS(K) = Sättigungswassergehalt	DZ(K) = Schichtdicke
WR(K) = residualer Wassergehalt	DT = Zeitschritt
WMAX(K) = maximaler gemessener Wassergehalt	
WMIN(K) = minimaler gemessener Wassergehalt	

Tabelle 4.4.2: Formulierung von Zielfunktionen und Restriktionen zur Parameterschätzung mit Hilfe des Optimierungsprogramms GRG2

#### 4.4.2.5 Ergebnisse der Parameterschätzung aus Infiltrationsversuchen nach Variante B (Versuche ohne $q_s$ )

Insgesamt 42 Infiltrationsversuche nach Variante B, d.h. Beregnungsversuch ohne Oberflächenabflußbildung mit Messung der zeitlichen Entwicklung der Bodenfeuchte in 5 Schichten bis 75 cm Tiefe, wurden mit dem bereits beschriebenen ungesättigten Infiltrationsmodell ausgewertet. Beispiele für den gemessenen und berechneten Feuchteverlauf nach optimaler Anpassung der Modellparameter für die Modellvariante ARI sind in den Bildern 4.4.8 bis 4.4.11 dargestellt. Die Resultate aus allen Anpassungen sind in Anlage B dokumentiert.

Für die einzelnen Meßstellen lagen durchschnittlich 2 - 3 verwertbare Infiltrationsversuche mit unterschiedlichen Anfangs- und Randbedingungen vor. Es hätte also grundsätzlich die Möglichkeit bestanden, das Modell gleichzeitig an allen Versuchen einer Meßstelle mit einem Parametersatz zu eichen. Dieser Weg war jedoch nicht gangbar, da - wie später noch gezeigt wird - vor allem die rechnerische hydraulische Leitfähigkeit  $K_s$  - sowohl von der Anfangsbodenfeuchte (Schrumpfrisse !) als auch von der Niederschlagsintensität abhängt. Es blieb daher nur der Weg, die aus den Einzelversuchen ermittelten Parameter lokal zu mitteln. Dabei wurden  $\theta_r$  und  $\theta_s$  arithmetisch,  $n$  und  $pF_\alpha$  geometrisch gemittelt. Wie sich die ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit  $K_r(\theta)$  nach geometrischer Mittelung der Parameters  $n$  im Vergleich zu den Kurven aus den Einzelanpassungen verhält, ist in den Bildern 4.4.12 und 4.4.13 exemplarisch dargestellt. Die übrigen  $K_r(\theta)$ -Kurven sind in Anlage C dokumentiert.

Das Verhalten der lokal gemittelten Parameter  $pF_\alpha$ ,  $n$ ,  $\theta_r$ ,  $\theta_s$  und  $K_s$  in Abhängigkeit der Meßpunktlage auf dem 90 m langen Infiltrationsteststreifen ist in den Bildern 4.4.14 bis 4.4.17 exemplarisch für die Tiefenbereiche 30-45 und 45-60 cm dargestellt. Die übrigen Parameterverteilungen über dem Meßstreifen sind in Anlage D dokumentiert.

Ebenfalls in den Anlagen dokumentiert sind die geschätzten Parameter der Modellvariante GEO, die aber zunächst nicht weiter verwendet werden, da sie insgesamt eine größere Streuung als die Parameter der Modellvariante ARI aufweisen.

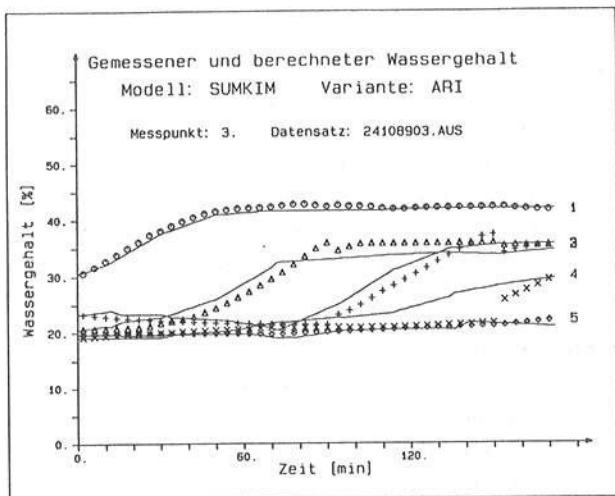


Bild 4.4.8: Feuchteverlauf gemessen (—) und berechnet (Symbole) für jeweils 15 cm dicke Schichten (1 - 5) Datum: 24.10.1989

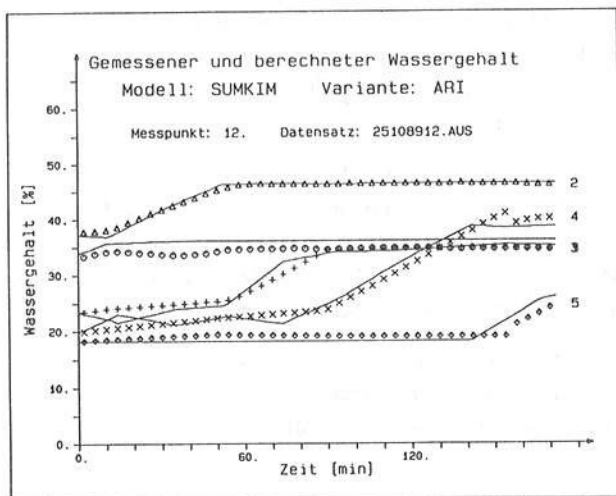


Bild 4.4.9: Feuchteverlauf gemessen (—) und berechnet (Symbole) für jeweils 15 cm dicke Schichten (1 - 5) Datum: 25.10.1989

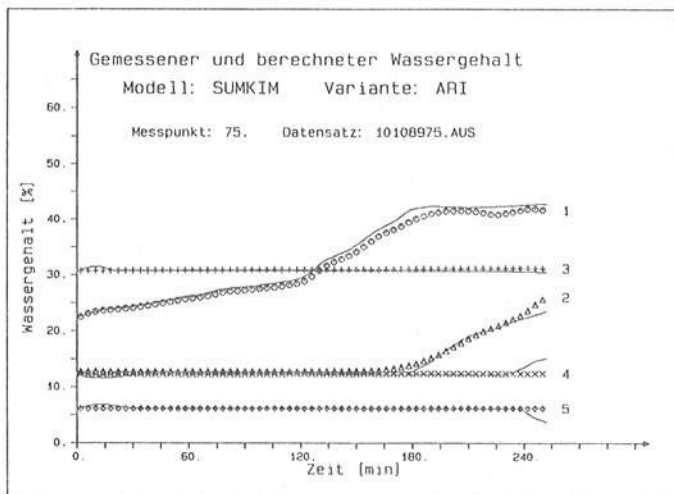


Bild 4.4.10: Feuchteverlauf gemessen (—) und berechnet (Symbole) für jeweils 15 cm dicke Schichten (1 - 5) Datum: 10.10.1989

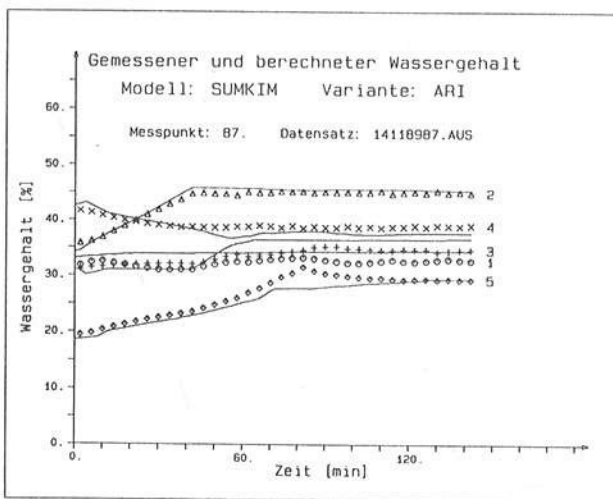
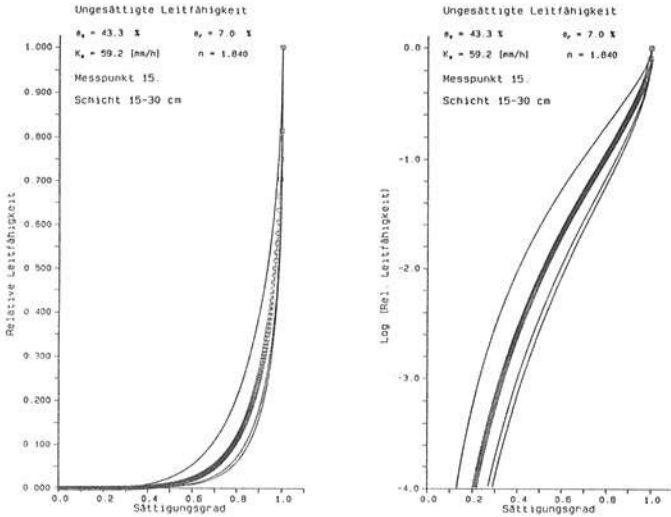
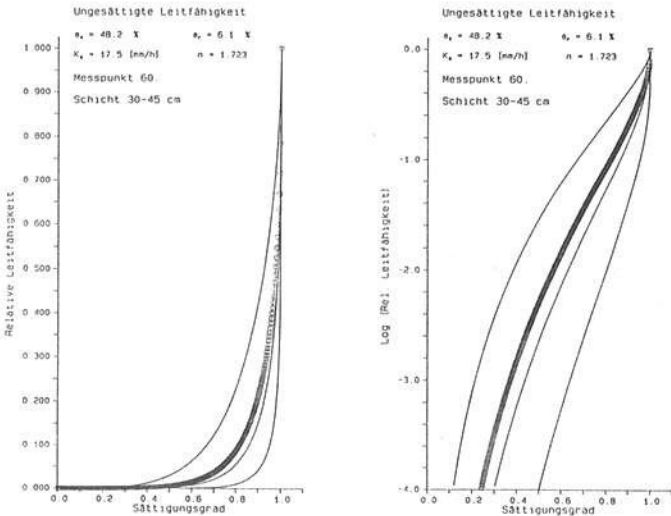


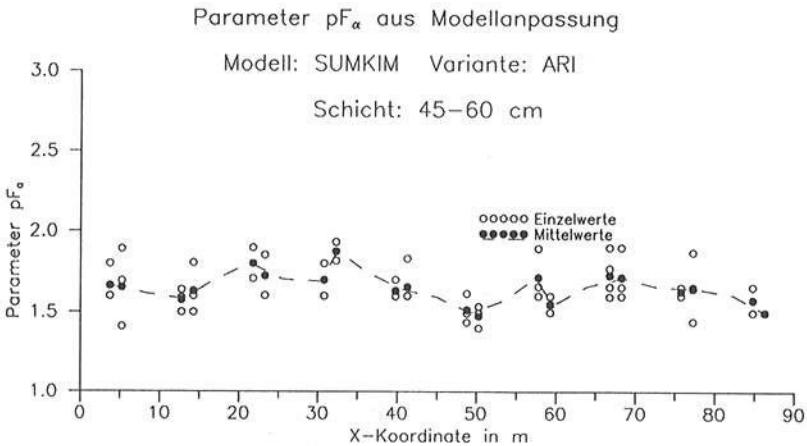
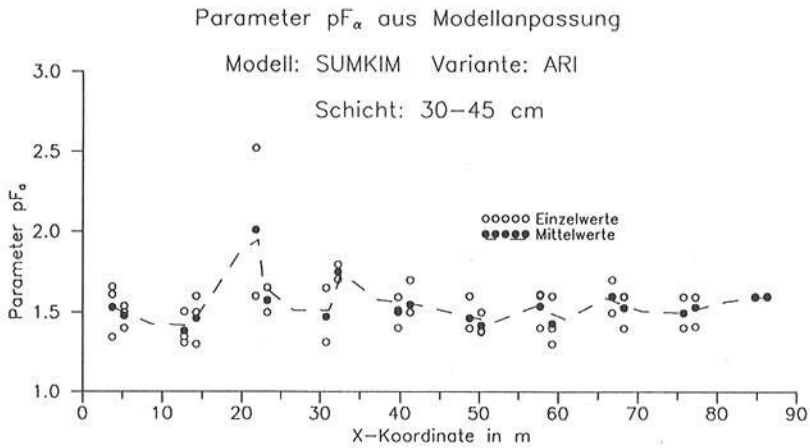
Bild 4.4.11: Feuchteverlauf gemessen (—) und berechnet (Symbole) für jeweils 15 cm dicke Schichten (1 - 5) Datum: 14.11.1989



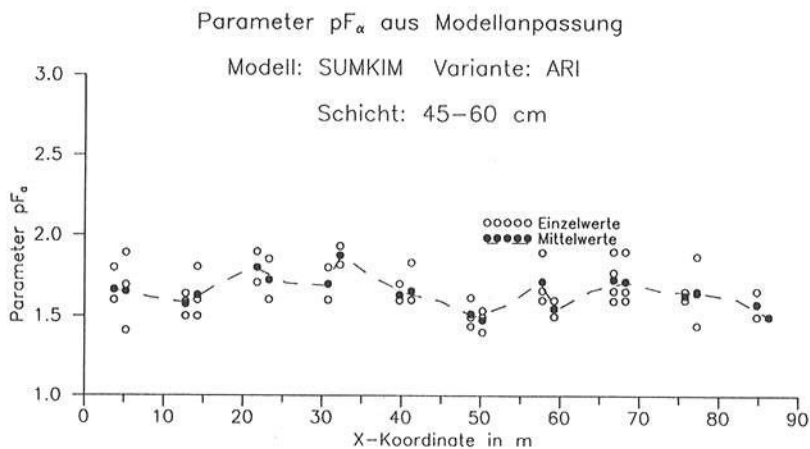
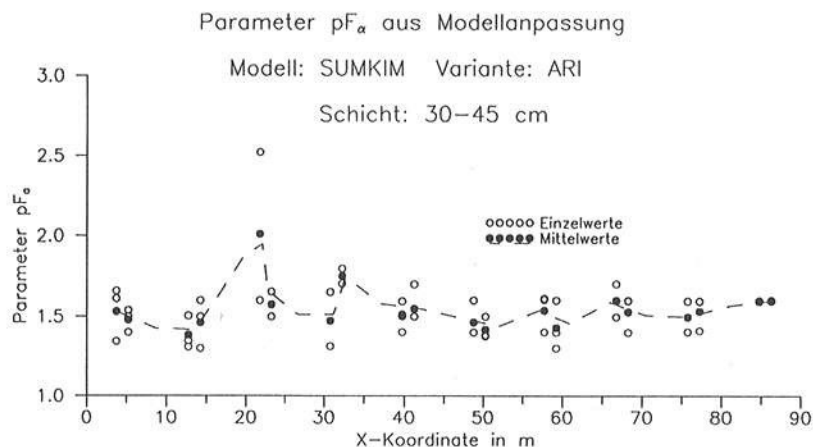
**Bild 4.4.12:** Ungesättigte Leitfähigkeitsfunktionen aus Parameterschätzung Einzelversuche (—), geometrisch gemitteltes  $n$  (Symbole)



**Bild 4.4.13:** Ungesättigte Leitfähigkeitsfunktionen aus Parameterschätzung Einzelversuche (—), geometrisch gemitteltes  $n$  (Symbole)

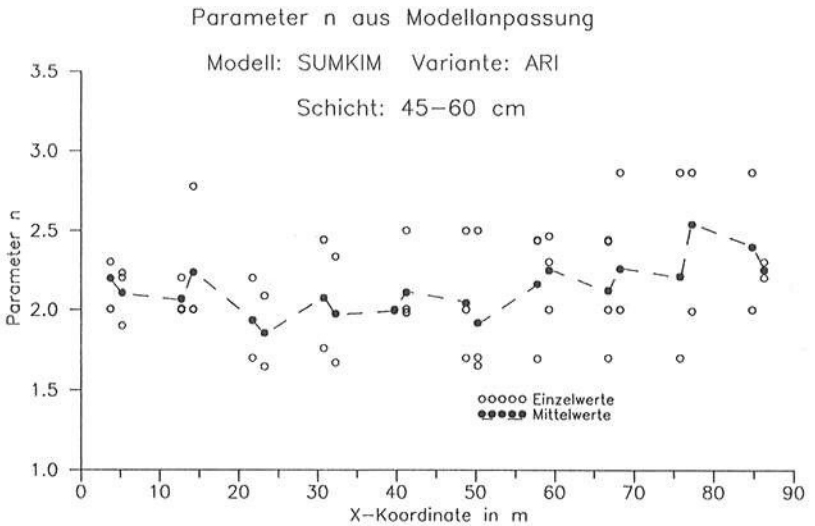
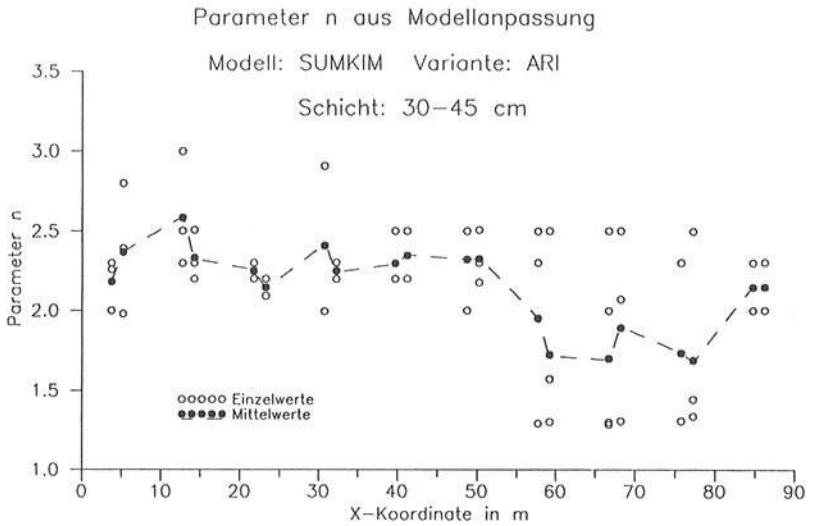


**Bild 4.4.14:** Verteilung des Parameters  $pF_{\alpha}$  über dem Meßstreifen  
Tiefen: 30 - 45 cm (oben) und 45 - 60 cm (unten)

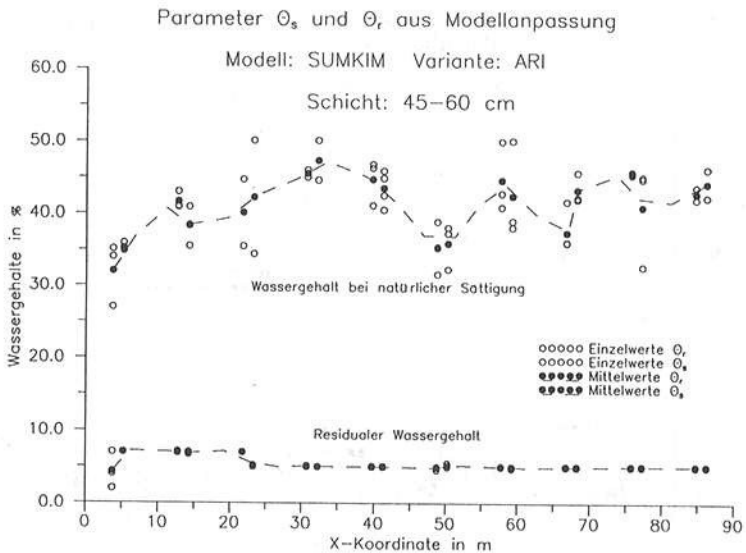
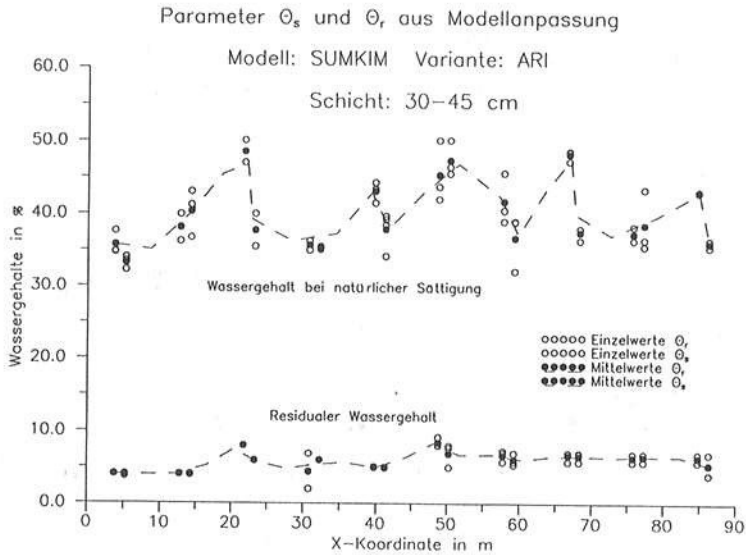


**Bild 4.4.14:** Verteilung des Parameters  $pF_{\alpha}$  über dem Meßstreifen  
Tiefen: 30 - 45 cm (oben) und 45 - 60 cm (unten)

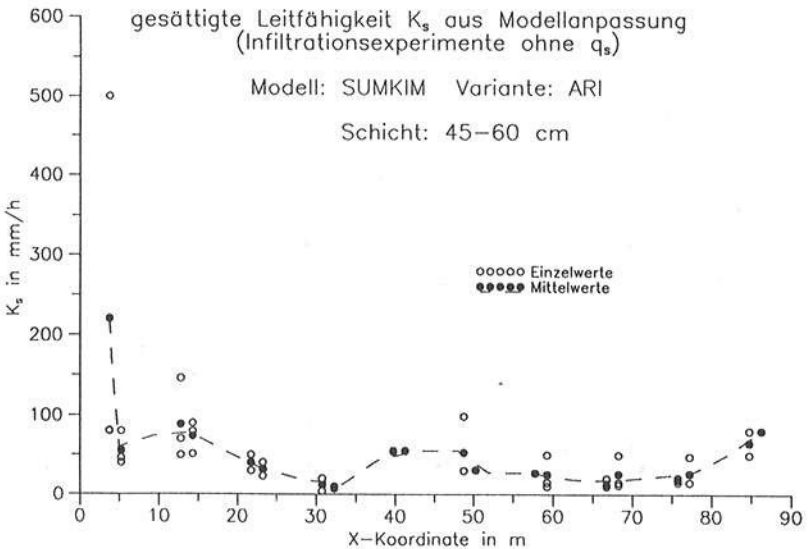
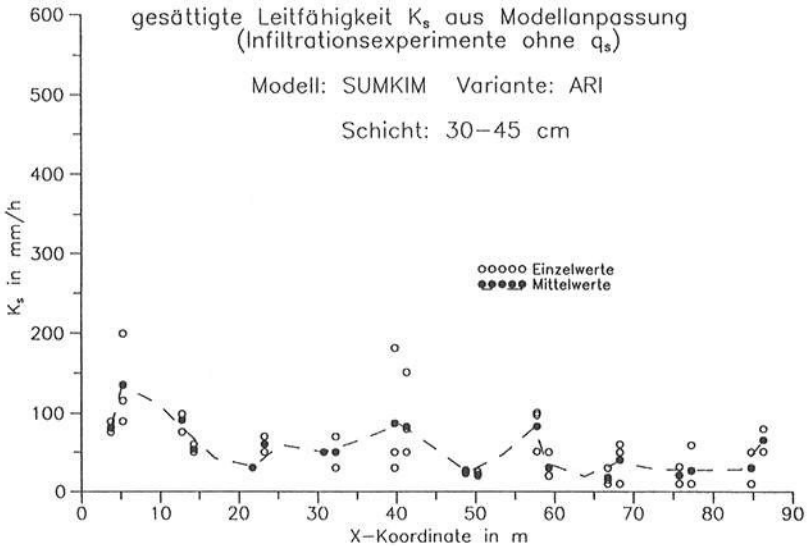




**Bild 4.4.15:** Verteilung des Parameters n über dem Maßstreifen  
Tiefen: 30 - 45 cm (oben) und 45 - 60 cm (unten)



**Bild 4.4.16:** Verteilung der Parameter  $\Theta_r$  und  $\Theta_s$  über dem Meßstreifen  
Tiefen: 30 - 45 cm (oben) und 45 - 60 cm (unten)



**Bild 4.4.17:** Verteilung des Parameters  $K_s$  über dem Meßstreifen  
Tiefen: 30 - 45 cm (oben) und 45 - 60 cm (unten)

#### 4.4.2.6 Ergebnisse der Parameterschätzung aus Infiltrationsversuchen nach Variante A (Versuche mit $q_s$ )

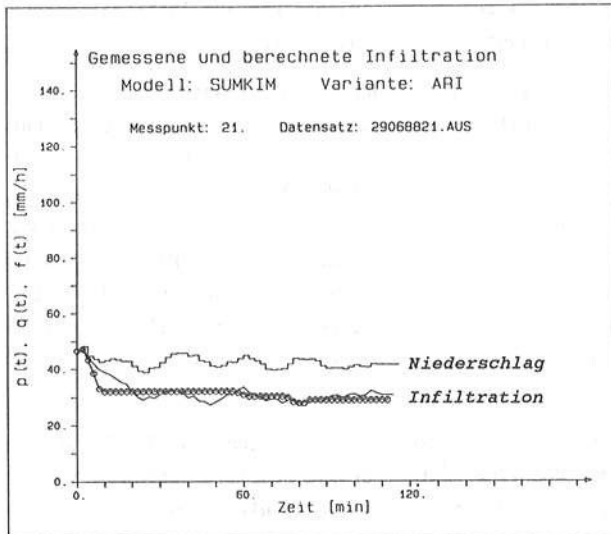
Insgesamt 43 Infiltrationsversuche nach Variante A, d.h. Berechnungsversuch mit Oberflächenabflußbildung und Messung der zeitlichen Entwicklung der Infiltrationsrate, wurden mit dem bereits beschriebenen Infiltrationsmodell ausgewertet. Bei der durchzuführenden Parameterschätzung wurde jedoch lediglich die rechnerische gesättigte Leitfähigkeit  $K_s$  neu bestimmt. Die übrigen Parameter  $pF_\alpha$ ,  $n$ ,  $\Theta_r$  und  $\Theta_s$  wurden aus der Parameterschätzung mit der Modellvariante ARI für die Infiltrationsversuche nach Variante B übernommen und nicht verändert. Mit dieser Vorgehensweise sollte untersucht werden, wie  $K_s$  sich infolge einer vorhandenen Oberflächenabflußbildung bei sonst gleichen Parametern ändert.

Beispiele für den gemessenen und berechneten Infiltrationsverlauf nach Anpassung der Modellparameter für die Modellvariante ARI sind in den Bildern 4.4.18 bis 4.4.21 dargestellt. Die Resultate aus allen Anpassungen sind in Anlage A dokumentiert.

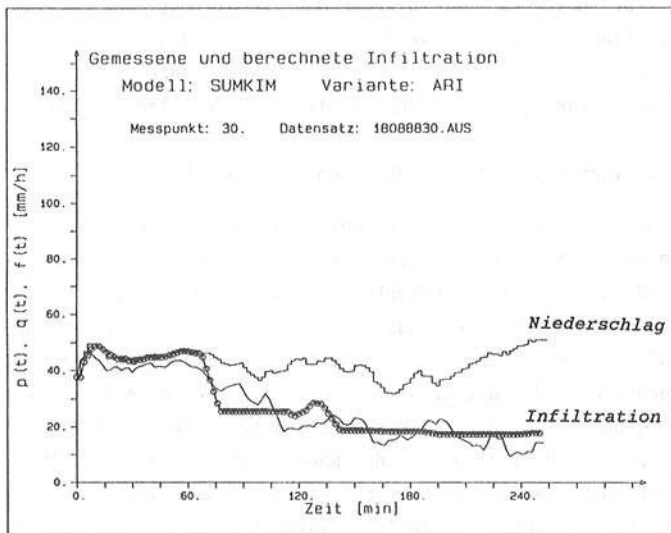
Für die einzelnen Meßstellen lagen durchschnittlich 2 - 3 verwertbare Infiltrationsversuche mit unterschiedlichen Anfangs- und Randbedingungen vor. Zur besseren Darstellung des Verhaltens der  $K_s$ -Werte über dem Infiltrationsteststreifen wurden zusätzlich zu den Einzelwerten die lokalen Mittelwerte berechnet. Die Verteilung der Einzelwerte und der lokalen Mittelwerte für  $K_s$  über dem Meßstreifen ist in Anlage E dokumentiert.

#### 4.4.2.7 Vergleich von Variante A und Variante B

Wie schon erwähnt, war es Ziel der Schätzung des Parameters  $K_s$  aus den Versuchen der Variante A, festzustellen, ob  $K_s$  bei vorhandener Oberflächenabflußbildung (Variante A) wesentlich größer wird als  $K_s$  aus Variante B. Die lokal gemittelten  $K_s$ -Werte aus beiden Varianten sind in Bild 4.4.22 für die kontrollierenden Tiefen 30 - 45 und 45 - 60 cm im Vergleich dargestellt. Es wird deutlich, daß die  $K_s$ -Werte aus Variante A nur etwa in der Hälfte aller Fälle größer sind als die  $K_s$ -Werte aus Variante B. Dies äußert sich vor allem an den Meßstellen mit der Koordinate  $x > 45$  m. Im Mittel über den gesamten Meßstreifen gesehen scheint kein wesentlicher Unterschied zwischen den  $K_s$ -Werten aus Variante A und Variante B zu bestehen. Für jede der 5 Bodenschichten wurde untersucht, ob die Differenz der Mittelwerte für  $K_s$  aus den beiden Versuchsvarianten signifikant ist oder nicht (Tabelle 4.4.3).



**Bild 4.4.18:** Infiltrationsverlauf gemessen (—) und berechnet (Symbole) für den Versuch vom 29.06.1988



**Bild 4.4.19:** Infiltrationsverlauf gemessen (—) und berechnet (Symbole) den Versuch vom 18.08.1988

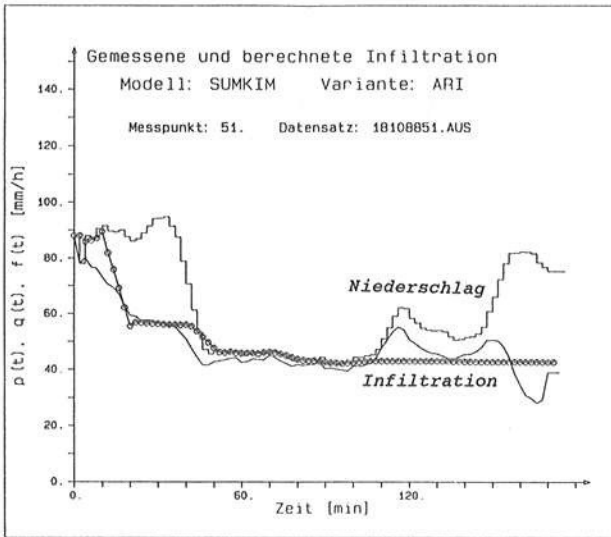


Bild 4.4.20: Infiltrationsverlauf gemessen (—) und berechnet (Symbole) für den Versuch vom 18.10.1988

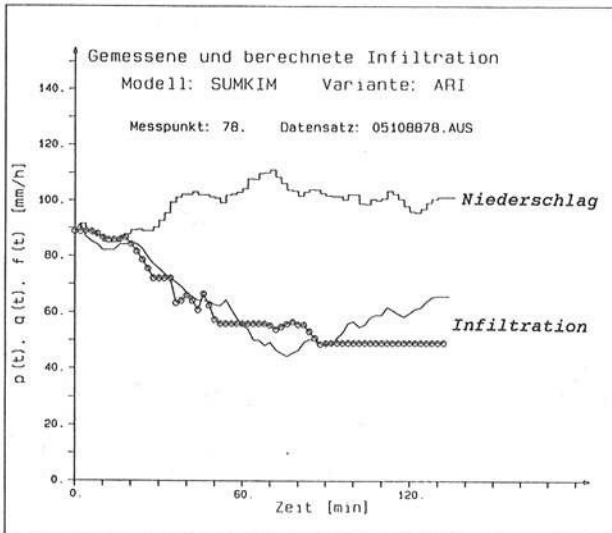
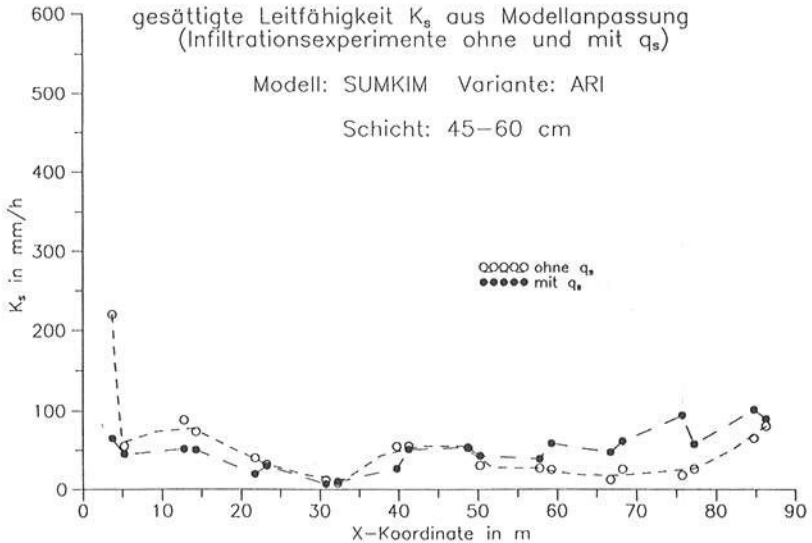
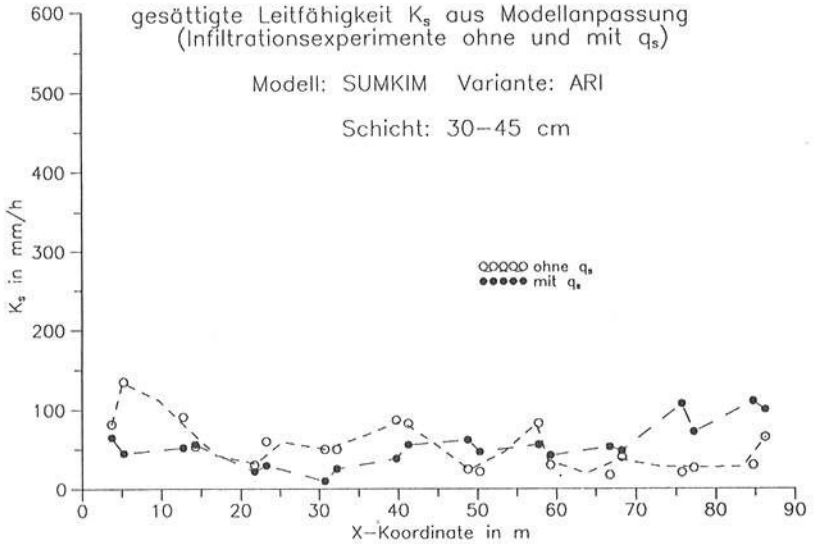


Bild 4.4.21: Infiltrationsverlauf gemessen (—) und berechnet (Symbole) den Versuch vom 05.10.1988



**Bild 4.4.22:** Verteilung des Parameters  $K_s$  auf dem Meßstreifen  
Variante A: mit  $q_s$                       Variante B: ohne  $q_s$   
Tiefen: 30 - 45 cm (oben) und 45 - 60 cm (unten)

Tiefenbereich [cm]	0-15	15-30	30-45	45-60	60-75
Mittelwert $\bar{a}$ (Variante A)	84.23	61.25	54.73	51.77	90.72
Mittelwert $\bar{b}$ (Variante B)	108.00	66.16	54.00	50.10	98.00
Differenz ( $\bar{b}-\bar{a}$ )	23.80	4.90	-0.73	-0.87	7.28
Standardabw. $s_a$ (Variante A)	46.35	27.19	26.80	25.40	21.60
Standardabw. $s_{\bar{a}}$ (Variante A) (n = 20)	10.36	6.08	5.99	5.68	8.23
Standardabw. $s_b$ (Variante B)	41.40	27.46	31.40	46.50	45.70
Standardabw. $s_{\bar{b}}$ (Variante B) (n = 20)	9.26	6.14	7.02	10.39	10.21
Standardabweichung d. Differenz der Mittelwerte (n=20) $s_{(\bar{b}-\bar{a})}$	13.89	8.64	9.23	11.84	13.11
95 % Konfidenzgrenze der Differenz der Mittelwerte ( $\bar{b}-\bar{a}$ ) (Untergrenze) $-1.645 \cdot s_{(\bar{b}-\bar{a})}$	-22.8	-14.2	-15.2	-19.5	-21.6
Hypothese: Differenz = 0 Alternative: Differenz < 0 Hypothese verwerfen ? (ja, wenn < Untergrenze)	nein	nein	nein	nein	nein

**Tabelle 4.4.3:** Test der Hypothese, daß  $K_S$  aus Variante A und B gleich sind, gegen die Alternative, daß Variante A größere  $K_S$ -Werte als Variante B liefert.

Ergebnis des Tests in Tabelle 4.4.3 ist, daß die Versuche mit Oberflächenabflußbildung (Variante A) im Mittel keine höheren rechnerischen Durchlässigkeiten  $K_S$  als die Versuche ohne Oberflächenabflußbildung (Variante B) ergeben. Es kann also gefolgert werden, daß Flächenanteile mit höheren Durchlässigkeiten und Makroporen auch schon ohne meßbare Oberflächenabflußbildung zur Vergrößerung der Infiltration bzw. der rechnerischen Durchlässigkeit  $K_S$  beitragen. Demzufolge ist auch zu erwarten, daß sich die Vergrößerung des  $K_S$ -wertes wahrscheinlich nicht über die Oberflächenabflußbildung parametrisieren läßt.



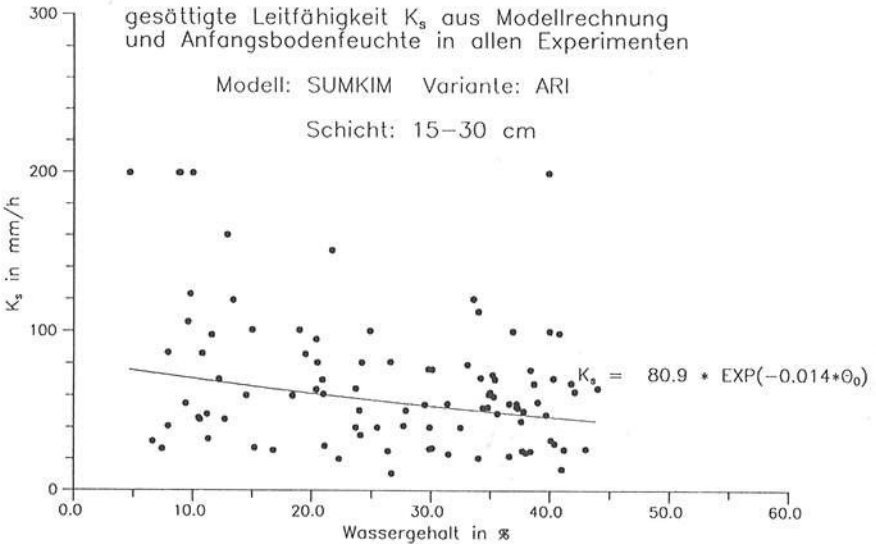
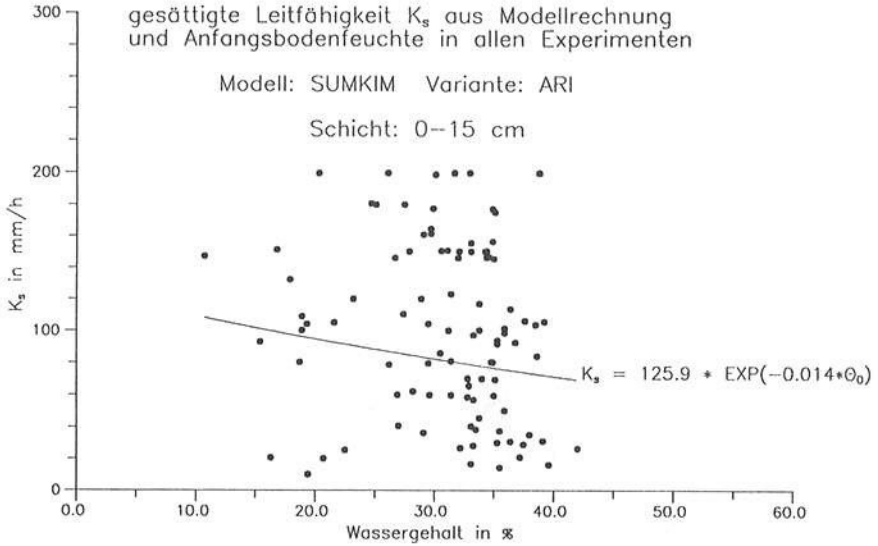
## 5. ANALYSE DER PARAMETER AUS INFILTRATIONSVERSUCHEN

### 5.1 Abhängigkeit von Ereignisgrößen

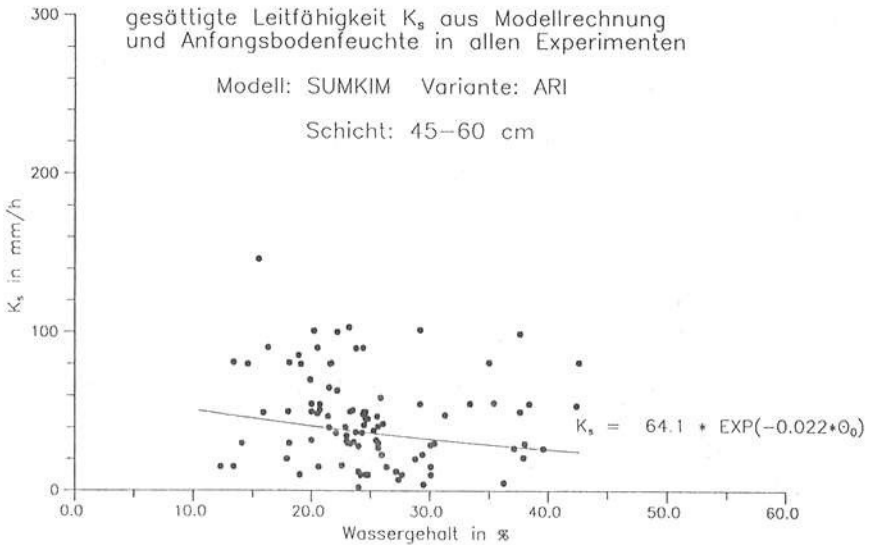
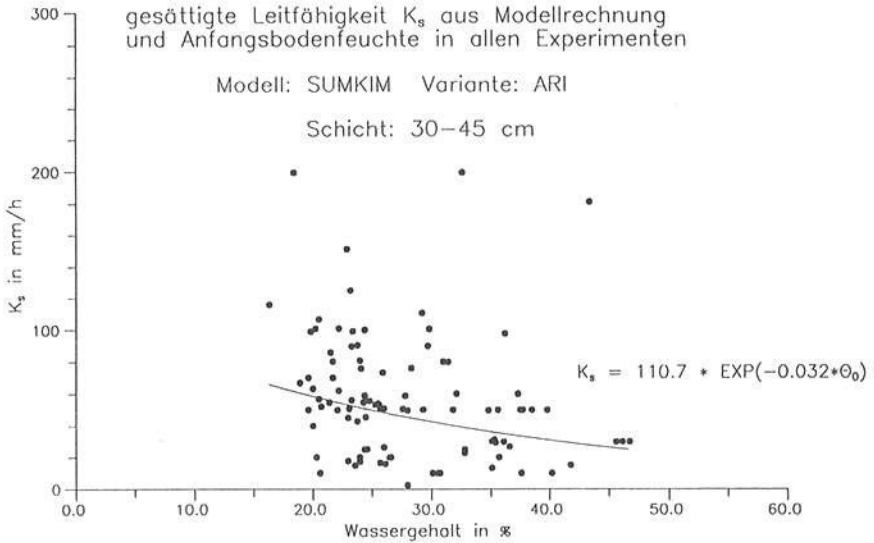
Als gemessene Ereignisgrößen stehen die Wassergehalte der 5 Bodenschichten vor Beginn des Infiltrationsversuchs und die verwendete Niederschlagsintensität bei der Berechnung zur Verfügung. In der Auswertung der einzelnen Versuche mit dem Infiltrationsmodell sind diese Größen bereits berücksichtigt worden. Infolge der bei trockenen Anfangsbodenfeuchten beobachteten Schrumpfrisse und der aus der Literatur bekannten Wirkungsweise von Makroporen war eine zusätzliche Abhängigkeit der rechnerischen  $K_S$ -Werte vom Anfangswassergehalt  $\Theta_0$  und von der Niederschlagsintensität  $p$  zu erwarten. Diese Abhängigkeiten werden in den folgenden Abschnitten exemplarisch untersucht.

#### 5.1.1 Anfangswassergehalt

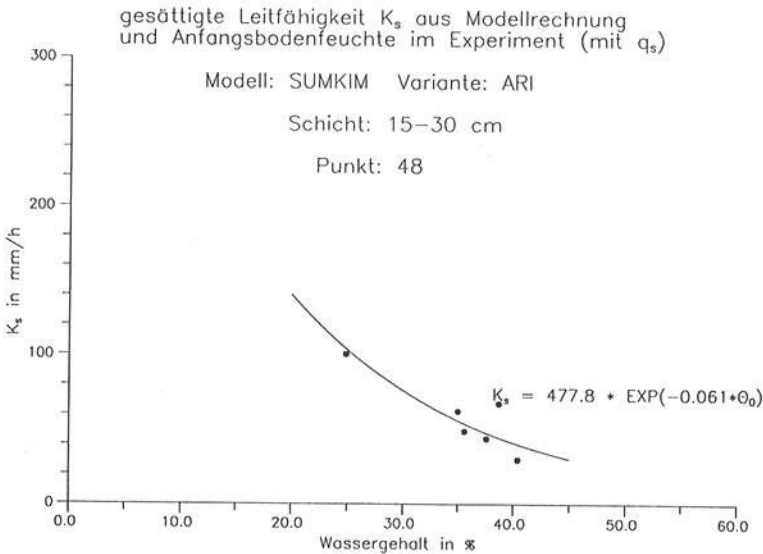
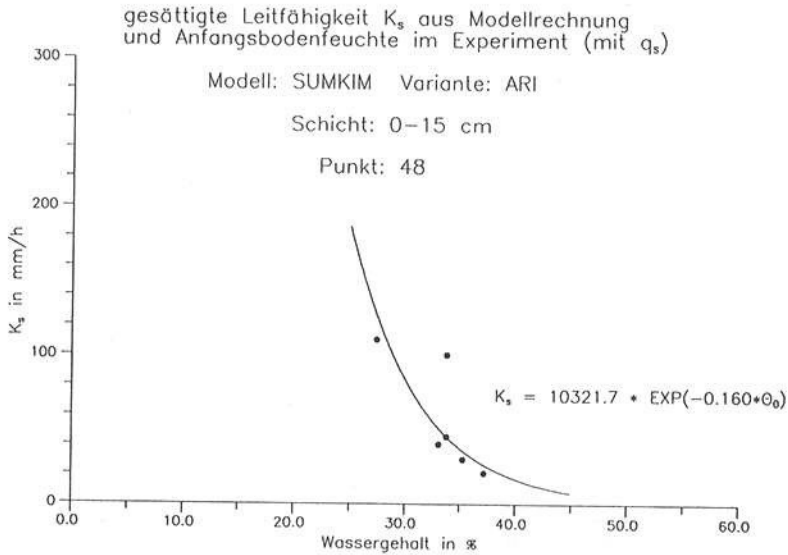
In den Bildern 5.1.1 und 5.1.2 sind für alle Meßstellen auf dem Infiltrationsteststreifen und für alle Einzelversuche (Varianten A und B) die rechnerischen gesättigten Leitfähigkeiten  $K_S$  der jeweiligen Schichten in Abhängigkeit der Wassergehalte zu Beginn der Infiltrationsversuche aufgetragen. Die Punktwolken streuen sehr stark, zeigen aber alle einen schwachen Trend zu größeren  $K_S$ -Werten bei kleinen Anfangswassergehalten und zu kleineren  $K_S$ -Werten bei größeren Anfangswassergehalten. Ursache für die große Streuung ist vermutlich die von Meßstelle zu Meßstelle unterschiedliche Abhängigkeit des  $K_S$ -Wertes vom Anfangswassergehalt und von der Art des Infiltrationsversuchs (Variante A oder B). Daß es an der einzelnen Meßstelle eine gute Abhängigkeit zwischen Anfangsbodenfeuchte und gesättigter Leitfähigkeit  $K_S$  geben kann, wird in den Bildern 5.1.3 und 5.1.4 am Beispiel des Meßpunktes 48 verdeutlicht. Darstellungen für einige andere Meßstellen, an welchen diese Abhängigkeit beobachtet werden konnte, sind in Anlage F dokumentiert. Ein Modell für die Abhängigkeit des  $K_S$ -Wertes vom Anfangswassergehalt, das für den gesamten Meßstreifen gültig wäre, kann nicht aufgestellt werden, da die Anzahl der Einzelversuche je Meßstelle zu klein ist und zudem die Abhängigkeit des  $K_S$ -Wertes von der Niederschlagsintensität noch überlagert werden müßte.



**Bild 5.1.1:**  $K_s$ -Wert in Abhängigkeit des Anfangswassergehalts für alle Experimente und Meßstellen (oben: 0-15 cm, unten: 15-30 cm)

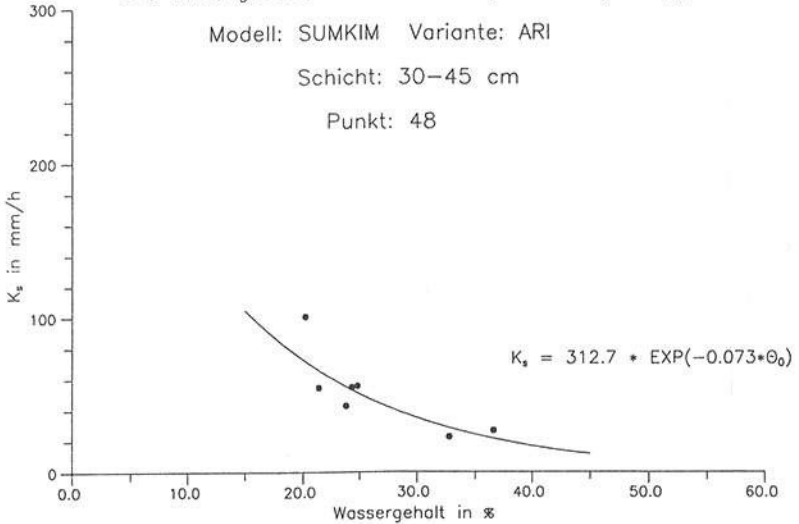


**Bild 5.1.2:**  $K_s$ -Wert in Abhängigkeit des Anfangswassergehalts für alle Experimente und Meßstellen (oben: 30-45 cm, unten: 45-60 cm)

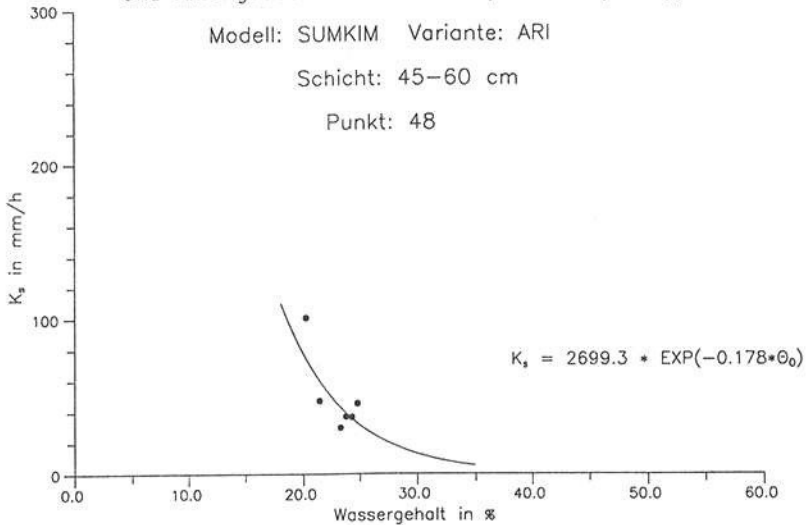


**Bild 5.1.3:**  $K_s$ -Wert in Abhängigkeit des Anfangswassergehalts für Experimente mit  $q_s$  an Meßstelle 48 (oben: 0-15 cm, unten: 15-30 cm)

gesättigte Leitfähigkeit  $K_s$  aus Modellrechnung  
und Anfangsbodenfeuchte im Experiment (mit  $q_s$ )



gesättigte Leitfähigkeit  $K_s$  aus Modellrechnung  
und Anfangsbodenfeuchte im Experiment (mit  $q_s$ )



**Bild 5.1.4:**  $K_s$ -Wert in Abhängigkeit des Anfangswassergehalts für Experimente mit  $q_s$  an Meßstelle 48 (oben: 30-45 cm, unten: 45-60 cm)

### 5.1.2 Niederschlagsintensität

Eine deutliche Abhängigkeit der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit  $K_S$  von der Niederschlagsintensität  $P$  liegt bei den Ergebnissen aus Infiltrationsversuchen nach Variante A (mit  $q_s$ ) vor. In den Bildern 5.1.5 und 5.1.6 ist diese Abhängigkeit für alle Meßstellen getrennt nach Bodenschichten dargestellt. Die Abhängigkeit  $K_S$  von  $P$  an einer einzelnen Meßstelle ist exemplarisch für Meßstellen 48 in den Bildern 5.1.7 und 5.1.8 dargestellt. Darin sind auch Wertepaare aus Versuchen nach Variante B enthalten. Aus diesen Bildern sowohl für alle Meßstellen als auch für Punkt 48 wird ersichtlich, daß die  $K_S$ -Werte mit zunehmender Niederschlagsintensität  $P$  fast exponentiell mit  $P$  zunehmen. Einige weitere Beispiele für die Abhängigkeit von der Niederschlagsintensität sind in Anlage G dargestellt.

### 5.2 Variabilität und räumliche Struktur mittlerer lokaler Parameter

Die Variabilität und räumliche Struktur der lokal gemittelten Werte der Parameter  $pF_\alpha$ ,  $n$ ,  $\theta_r$ ,  $\theta_s$  und  $K_S$  wird mit gewöhnlichen statistischen Kenngrößen und mit Hilfe der Variogrammparameter Nugget, Sill und Range quantifiziert. Die zugehörigen Variogramme sind in Anlage H dokumentiert.

#### 5.2.1 Formparameter der Bodenkennlinien

$pF_\alpha$  und  $n$  sind die Parameter der Wasserspannungskurve und der relativen ungesättigten Leitfähigkeitsfunktion in der Formulierung nach Van Genuchten (1980). Ihre statistischen Kenngrößen sowie die Variogrammparameter sind in den Tabellen 5.2.1 und 5.2.2 angegeben.

Die Formparameter  $pF_\alpha$  und  $n$  zeigen in den Tiefenbereichen bis 60 cm einen räumlichen Zusammenhang, was sich im zum Teil verschwindenden Nugget und im deutlichen Range  $R$  äußert. Eine Ausnahme bildet  $pF_\alpha$  in der Schicht 0-15 cm. Dort ist die Varianz so klein, daß sich praktisch kein Range ablesen läßt. Ansonsten treten Range-Werte zwischen 10 und 30 m auf, die der Größenordnung nach gut mit dem beobachteten Range für die untere Einhüllende der Doppelring-Endraten übereinstimmen. Die größten Range-Werte treten in den Schichten 30-45 und 45-60 cm auf. Am deutlichsten verschwindet der Nugget-Effekt in den Schichten 15-30 und 30-45 cm.

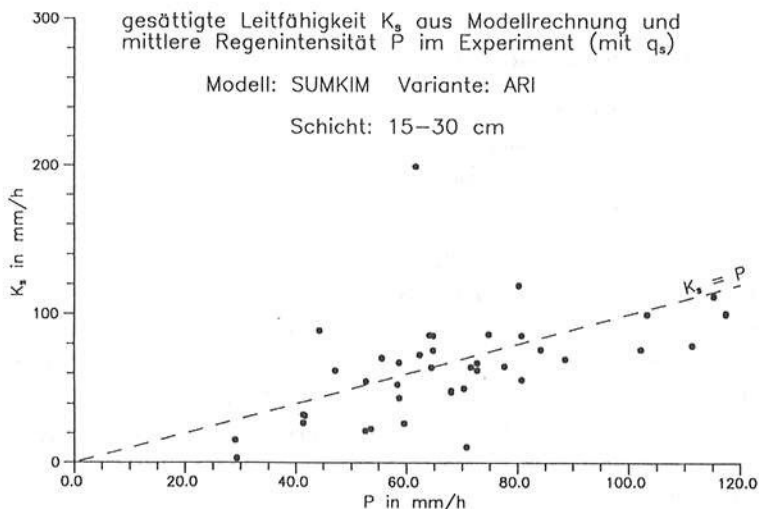
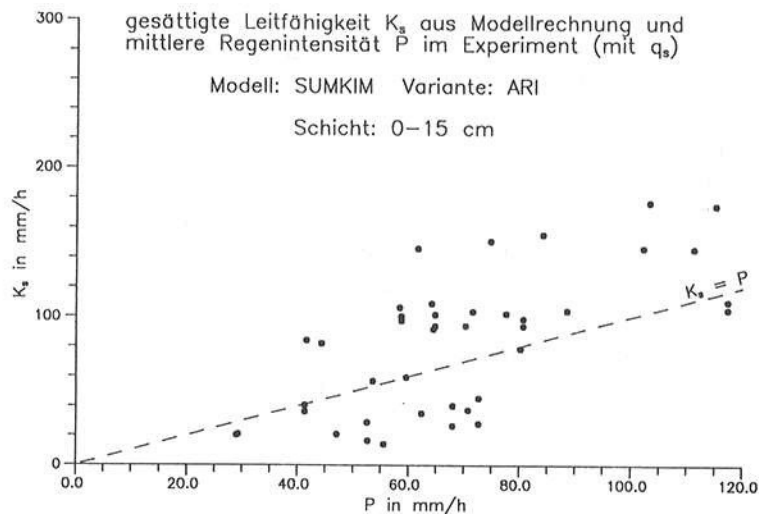
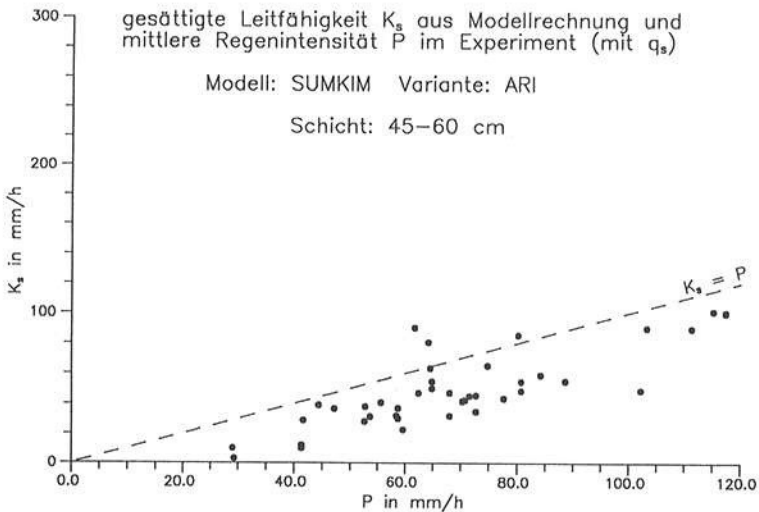
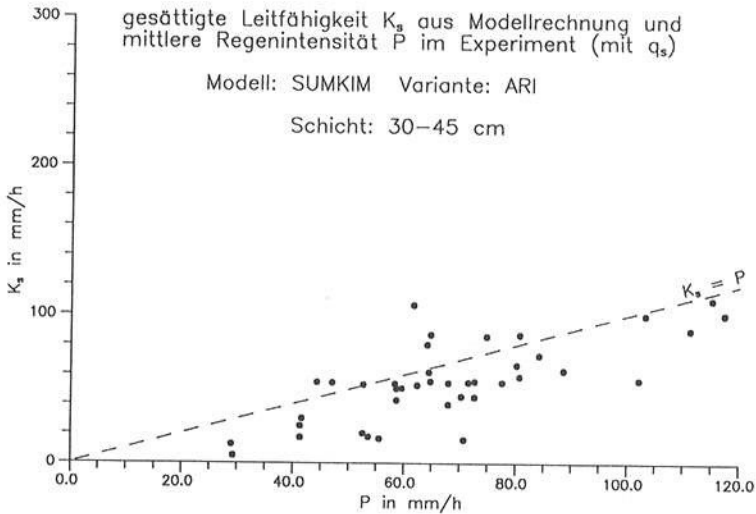


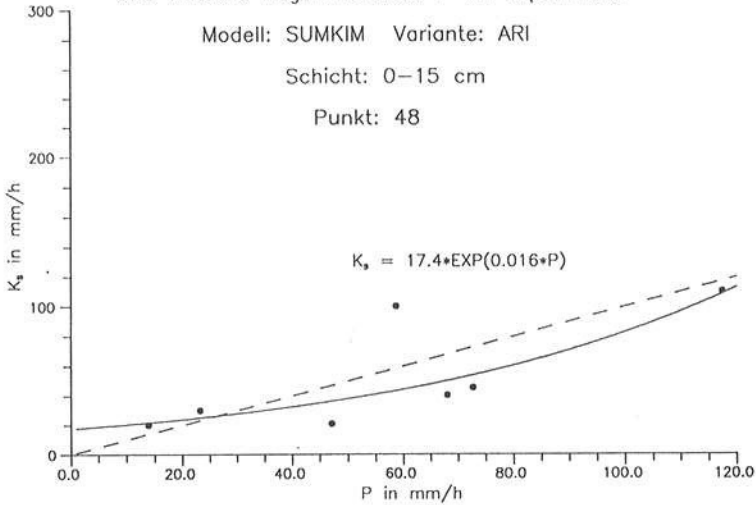
Bild 5.1.5:  $K_s$ -Wert in Abhängigkeit der Niederschlagsintensität für Experimente mit  $q_s$  (oben: 0-15 cm, unten: 15-30 cm)



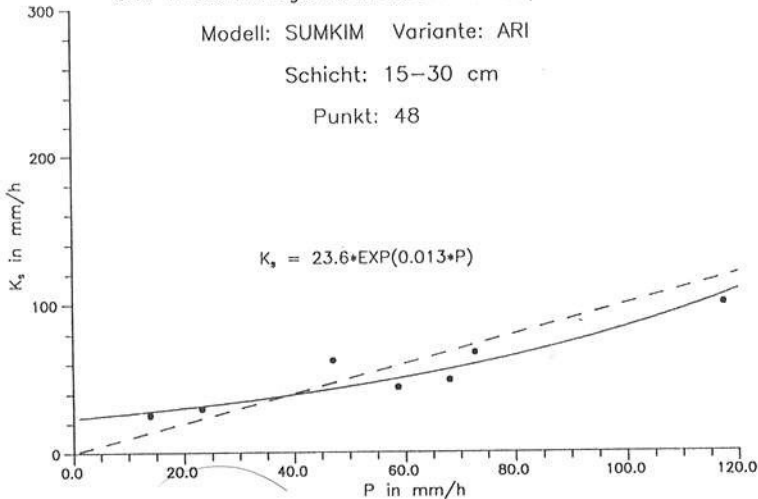
**Bild 5.1.6:**  $K_s$ -Wert in Abhängigkeit der Niederschlagsintensität für Experimente mit  $q_s$  (oben: 30-45 cm, unten: 45-60 cm)



gesättigte Leitfähigkeit  $K_s$  aus Modellrechnung  
und mittlere Regenintensität  $P$  im Experiment

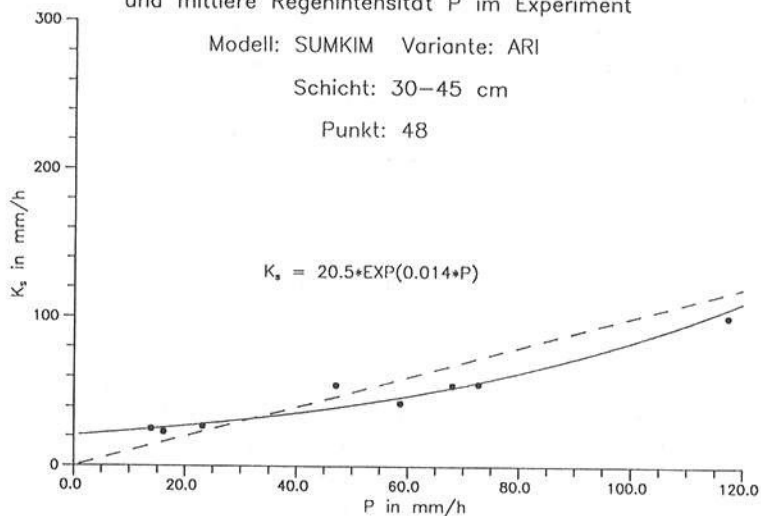


gesättigte Leitfähigkeit  $K_s$  aus Modellrechnung  
und mittlere Regenintensität  $P$  im Experiment

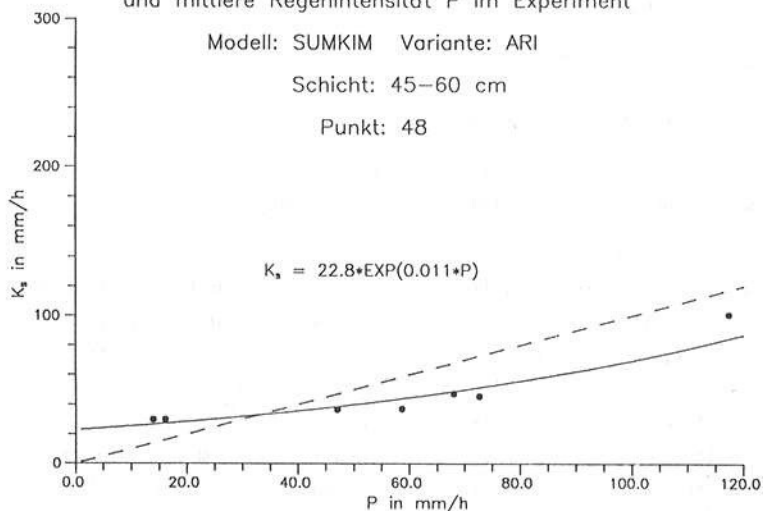


**Bild 5.1.7:**  $K_s$ -Wert in Abhängigkeit der Niederschlagsintensität  
für Meßstelle 48 (oben: 0-15 cm, unten: 15-30 cm)

gesättigte Leitfähigkeit  $K_s$  aus Modellrechnung  
und mittlere Regenintensität  $P$  im Experiment



gesättigte Leitfähigkeit  $K_s$  aus Modellrechnung  
und mittlere Regenintensität  $P$  im Experiment



**Bild 5.1.8:**  $K_s$ -Wert in Abhängigkeit der Niederschlagsintensität  
für Meßstelle 48 (oben: 30-45 cm, unten: 45-60 cm)

Parameter: $pF_{\alpha}$ [-]	Tiefenbereich [cm]				
	0-15	15-30	30-45	45-60	60-75
Mittelwert $\bar{x}$ [-]	1.53	1.64	1.54	1.65	1.49
Standardabweichung $s_x$ [-]	0.04	0.10	0.14	0.10	0.05
Variationskoeffizient $C_V$ [%]	2.5	6.1	8.8	6.1	3.5
Schiefe $C_S$ [-]	0.37	0.77	2.10	0.26	-0.29
Nugget $N$ [-]	0.0014	0.0040	0.0150	0.0020	0.0020
Sill $S$ [-]	0.0002	0.0060	0.0046	0.0080	0.0005
Range $R$ [m]	$\approx 0$	$\approx 10$	$\approx 10$	$\approx 20$	$\approx 0$

Tabelle 5.2.1: Statistische Kenngrößen und Variogrammparameter für  $pF_{\alpha}$

Parameter: $n$ [-]	Tiefenbereich [cm]				
	0-15	15-30	30-45	45-60	60-75
Mittelwert $\bar{x}$ [-]	2.71	2.39	2.13	2.13	2.06
Standardabweichung $s_x$ [-]	0.16	0.35	0.27	0.16	0.09
Variationskoeffizient $C_V$ [%]	6.0	14.7	12.5	7.7	4.3
Schiefe $C_S$ [-]	-1.00	-0.17	-0.52	-0.51	0.47
Nugget $N$ [-]	0.02	0.0	0.0	0.012	0.008
Sill $S$ [-]	0.0056	0.1225	0.0729	0.0136	0.0001
Range $R$ [m]	$\approx 10$	$\approx 15$	$\approx 30$	$\approx 25$	$\approx 0$

Tabelle 5.2.2: Statistische Kenngrößen und Variogrammparameter für  $n$

### 5.2.2 Wassergehalt bei Sättigung und residualer Wassergehalt

Die statistischen Kenngrößen und Variogrammparameter für den Sättigungswassergehalt  $\theta_s$  und den residualen Wassergehalt  $\theta_r$  sind in den Tabellen 5.2.3 und 5.2.4 angegeben.

Der Parameter  $\theta_s$  zeigt in allen Tiefenbereichen einen räumlichen Zusammenhang, was sich vor allem im deutlichen Range äußert. Die Nugget-Effekte variieren sehr stark: von 0 in Schicht 15-30 cm bis 17.0 in Schicht 30-34 cm. Ein räumlicher Zusammenhang für den Parameter  $\theta_r$  ist nur in den Schichten bis 45 cm Tiefe erkennbar. Bei vorhandenem räumlichem Zusammenhang treten für beide Parameter Range-Werte zwischen 10 und 20 m auf, die gut mit dem beobachteten Range für die untere Einhüllende der Doppelring-Endraten und mit den Range-Werten für  $pF_{\alpha}$  und  $n$  übereinstimmen. Die größten Range-Werte treten für  $\theta_s$  in den Schichten 15-30, 30-45 und 45-60 cm sowie für  $\theta_r$  in den Schichten 15-30 und 30-45 cm auf.

Parameter: $\Theta_s$ [%]	Tiefenbereich [cm]				
	0-15	15-30	30-45	45-60	60-75
Mittelwert $\bar{x}$ [%]	41.3	39.8	39.7	41.1	34.5
Standardabweichung $s_x$ [%]	1.77	3.29	4.90	4.11	3.80
Variationskoeffizient $C_V$ [%]	4.3	8.3	12.2	10.0	11.1
Schiefe $C_S$ [-]	-0.28	-0.26	0.47	-0.66	0.10
Nugget $N$ [% <sup>2</sup> ]	1.80	0.0	17.00	3.00	2.00
Sill $S$ [% <sup>2</sup> ]	1.33	10.82	7.01	13.89	12.44
Range $R$ [m]	≈ 10	≈ 20	≈ 18	≈ 20	≈ 10

Tabelle 5.2.3: Statistische Kenngrößen und Variogrammparameter für  $\Theta_s$

Parameter: $\Theta_r$ [%]	Tiefenbereich [cm]				
	0-15	15-30	30-45	45-60	60-75
Mittelwert $\bar{x}$ [%]	5.9	5.0	5.8	5.4	5.2
Standardabweichung $s_x$ [%]	0.95	1.68	1.32	0.83	1.67
Variationskoeffizient $C_V$ [%]	16.1	33.9	22.7	15.4	32.4
Schiefe $C_S$ [-]	-0.10	0.17	0.06	1.30	0.47
Nugget $N$ [% <sup>2</sup> ]	0.40	1.00	0.40	0.60	0.80
Sill $S$ [% <sup>2</sup> ]	0.50	1.82	1.34	0.09	2.00
Range $R$ [m]	≈ 10	≈ 18	≈ 20	≈ 0	≈ 0

Tabelle 5.2.4: Statistische Kenngrößen und Variogrammparameter für  $\Theta_r$

### 5.2.3 Gesättigte hydraulische Leitfähigkeit

Die lokal gemittelten Werte der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit  $K_S$  aus den Versuchsvarianten A (mit  $q_s$ ) und B (ohne  $q_s$ ) werden getrennt behandelt. Ihre statistischen Kenngrößen und Variogrammparameter sind in den Tabellen 5.2.5 und 5.2.6 angegeben.

Auch die  $K_S$ -Werte weisen in den 4 Bodenschichten 0-15, 15-30, 30-45 und 45-60 einen guten räumlichen Zusammenhang auf. Es treten dort Range-Werte von 10 bis 25 m für Versuche nach Variante B und von 20 bis 35 m für Versuche nach Variante A auf, d.h. die Range-Werte für Variante A sind durchweg größer als für Variante B. Die Nugget-Werte sind hingegen bei Variante A deutlich kleiner als bei Variante B. Aus beiden Sachverhalten kann gefolgert werden, daß die aus Infiltrationsversuchen mit hoher Intensität und Oberflächenabflußbildung (Variante A) ermittelten  $K_S$ -Werte zuverlässiger sind als die nach Variante B ermittelten. Dies scheint plausibel, da bei Ver-

Parameter: $K_S$ [mm/h] (A)	Tiefenbereich [cm]				
	0-15	15-30	30-45	45-60	60-75
Mittelwert $\bar{x}$ [mm/h]	84.2	61.2	54.7	49.9	90.7
Standardabweichung $s_x$ [mm/h]	46.3	27.2	26.8	25.4	21.6
Variationskoeffizient $C_V$ [%]	55.0	44.4	49.0	50.9	23.8
Schiefe $C_S$ [-]	0.81	0.84	0.67	0.32	-0.61
Nugget $N$ [(mm/h) <sup>2</sup> ]	0.	200.	100.	150.	400.
Sill $S$ [(mm/h) <sup>2</sup> ]	2144.	540.	618.	495.	67.
Range $R$ [m]	≈ 20	≈ 35	≈ 30	≈ 35	≈ 0

Table 5.2.5: Statistische Kenngrößen und Variogrammparameter für  $K_S$  aus Versuchsvariante A (mit  $q_S$ )

Parameter: $K_S$ [mm/h] (B)	Tiefenbereich [cm]				
	0-15	15-30	30-45	45-60	60-75
Mittelwert $\bar{x}$ [mm/h]	108.0	66.2	54.0	50.1	98.1
Standardabweichung $s_x$ [mm/h]	41.4	27.5	31.4	46.5	45.7
Variationskoeffizient $C_V$ [%]	38.3	41.5	58.1	92.7	46.6
Schiefe $C_S$ [-]	-0.17	0.65	0.84	2.55	0.43
Nugget $N$ [(mm/h) <sup>2</sup> ]	1000.	300.	450.	0.	2000.
Sill $S$ [(mm/h) <sup>2</sup> ]	714.	456.	536.	750.	88.
Range $R$ [m]	≈ 10	≈ 20	≈ 20	≈ 20	≈ 0

Table 5.2.6: Statistische Kenngrößen und Variogrammparameter für  $K_S$  aus Versuchsvariante B (ohne  $q_S$ )

suchsvariante A modellunabhängige Endinfiltrationsraten direkt gemessen wurden und somit die mögliche Größenordnung der  $K_S$ -Werte eingegrenzt werden konnte, während bei Variante B die  $K_S$ -Werte als modellabhängige Anpassungsparameter geschätzt wurden. Vor diesem Hintergrund können die Ergebnisse aus Variante B dennoch als befriedigend angesehen werden.

### 5.3 Mittleres Infiltrationsverhalten einer Fläche

In diesem Abschnitt soll das Zustandekommen des mittleren Infiltrationsverhaltens einer größeren Fläche infolge der Variabilität der Modellparameter unter idealisierten Bedingungen untersucht werden. Als größere Fläche wird der gesamte beprobte Infiltrationsteststreifen gewählt. Verglichen werden

die Ergebnisse des Infiltrationsmodells mit mittleren Parametern und die Ergebnisse einer Simulation des mittleren Infiltrationsverhaltens unter Berücksichtigung der tatsächlichen Parametervariabilität. Die an den Einzelpunkten beobachtete ereignisbezogene Abhängigkeit der Durchlässigkeit vom Anfangswassergehalt und der Niederschlagsintensität wird nicht berücksichtigt; es wird mit den lokalen Mittelwerten gerechnet, die bereits in Abschnitt 5.2 verwendet wurden.

### 5.3.1 Infiltrationsmodell mit mittleren Parametern

Für das Infiltrationsmodell mit mittleren Parametern werden die Mittelwerte aus den Tabellen 5.2.1 bis 5.2.4 verwendet. Die Durchlässigkeiten  $K_S$  für die 5 Bodenschichten werden entsprechend der Ergebnisse aus Versuchsvariante A gewählt. Der kleinste  $K_S$ -Wert von 49.9 mm/h tritt in der Schicht 45-60 cm auf. Demzufolge dürften erst Niederschlagsintensitäten  $\geq 50$  mm/h zu einer Oberflächenabflußbildung führen. Bei deutlich höheren und lang anhaltenden Intensitäten ist für das Infiltrationsmodell mit mittleren Parametern eine Endinfiltrationsrate von  $\approx 50$  mm/h zu erwarten.

### 5.3.2 Simulation der mittleren Infiltration auf der Versuchsfläche

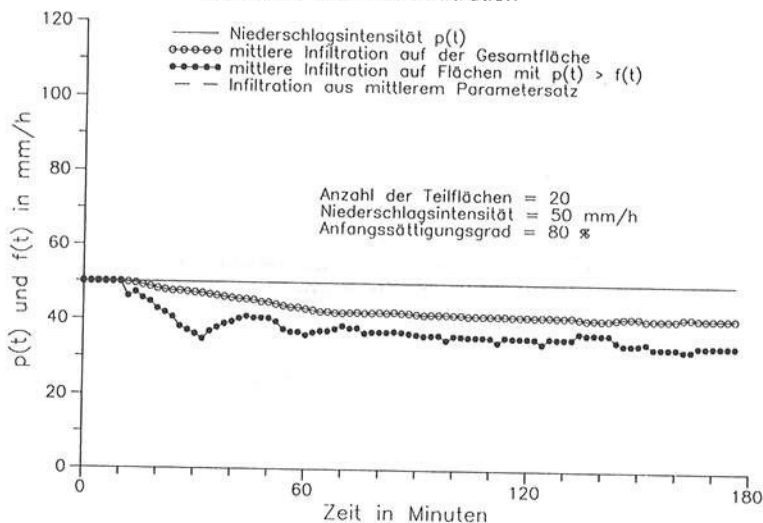
Infolge der prinzipiell immer vorliegenden Variabilität der Parameter, insbesondere der  $K_S$ -Werte, ist in der Realität ein vom mittleren Modell abweichendes Verhalten der flächenhaften mittleren Infiltration zu erwarten. Bei der Simulation des mittleren Verhaltens wird die Variabilität durch die an 20 Meßstellen und in 5 Tiefenbereichen geschätzten Parameter  $p_{F\alpha}$ ,  $n$ ,  $\Theta_r$ ,  $\Theta_s$  und  $K_S$  dargestellt. Die Durchlässigkeiten  $K_S$  für die 5 Bodenschichten werden entsprechend der Ergebnisse aus Versuchsvariante A gewählt. Es werde 20 Modellsäulen mit den geschätzten Parametern der 20 Meßstellen gerechnet und anschließend für jeden Zeitschritt die Infiltrationsrate für die Gesamtfläche und für den Flächenanteil, dessen Infiltrationskapazität überschritten ist, gemittelt. Die wichtigste Idealisierung besteht in der Annahme, daß die Modellsäulen unabhängig voneinander arbeiten und die Umverteilung der auf einem Flächenanteil entstehenden Oberflächenabflußbildung nicht möglich ist. Bei den durchgeführten Simulationsrechnungen wurde die Niederschlagsintensität zeitlich konstant angesetzt und zwischen 10 und 120 mm/h variiert. Die Anfangsbodenfeuchte wurde in Form des Sättigungsgrads vorgegeben, so daß sich in jeder Schicht ein unterschiedlicher Anfangswassergehalt ergab. Die Berechnungen wurden durchgeführt für Sättigungsgrade von 70 % und 80 %.

Die Bilder 5.3.1 und 5.3.2 zeigen die simulierte mittlere Infiltration und den Flächenanteil, dessen Infiltrationskapazität überschritten ist, in ihrer zeitlichen Entwicklung für die Niederschlagsintensitäten 50 mm/h und 70 mm/h bei einem Anfangssättigungsgrad von 80 %. Die Ergebnisse für andere Intensitäten und die Anfangssättigung 70 % sind in Anlage I angegeben.

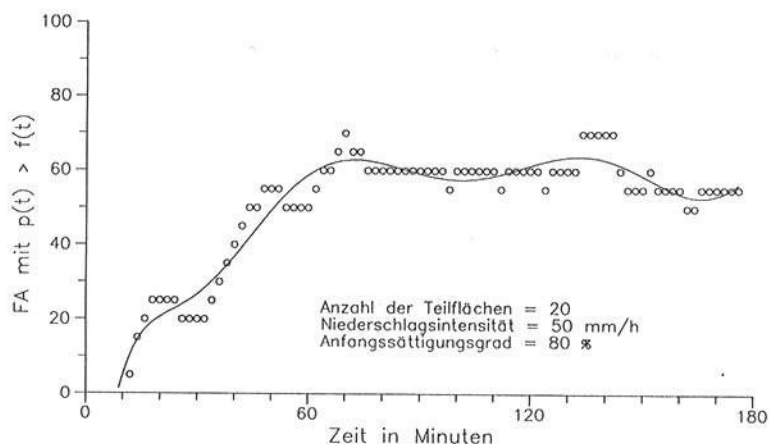
Die gestrichelte Linie in den Bildern 5.3.1 bis 5.3.2 zeigt den Infiltrationsverlauf aus der Modellrechnung mit mittleren Parametern. Im Fall der Niederschlagsintensität 50 mm/h dürfte nach diesem Modell noch gar keine Abminderung der Infiltration eingetreten sein. Das Simulationsergebnis zeigt jedoch bereits einen Rückgang der mittleren Infiltration auf ca. 40 mm/h. Bei einer Niederschlagsintensität von 70 mm/h liefert das Modell mit mittleren Parameter eine Endrate von 52 mm/h, das Simulationsergebnis liegt jedoch bei 47 mm/h. Viel wesentlicher ist aber das grundsätzlich unterschiedliche Verhalten zu Beginn der Oberflächenabflußbildung. Das Modell mit mittleren Parametern weist einen ausgeprägten, scharfen Sättigungszeitpunkt nach 23 - 24 min auf. Die Mittelwertsimulation zeigt dagegen einen kontinuierlichen Übergang, der schon praktisch nach 3-4 min beginnt. Ursache dafür ist der schon früh einsetzende Beitrag von Flächenanteilen geringer Durchlässigkeit zur Oberflächenabflußbildung (vgl. Kurve des Flächenanteils).

Die Ergebnisse aus der Mittelwertsimulation für einen Anfangssättigungsgrad von 80 % sind für alle Niederschlagsintensitäten in den 3D-Grafiken in Bild 5.3.3 dargestellt. Die obere Grafik in Bild 5.3.3 zeigt den zeitlichen Infiltrationsverlauf für alle Intensitäten von 10 bis 120 mm/h, die untere Grafik zeigt die zugehörige zeitliche Entwicklung des Flächenanteils mit  $p(t) > f(t)$ . Trägt man diesen Flächenanteil für sehr große Zeitpunkte (z.B. 180 min) über der Intensität auf, so erhält man die durch einen Polygonzug angenäherte Verteilungsfunktion der minimalen Infiltrationskapazität. Diese ist in Bild 5.3.4 angegeben.

Simulierte mittlere Infiltration



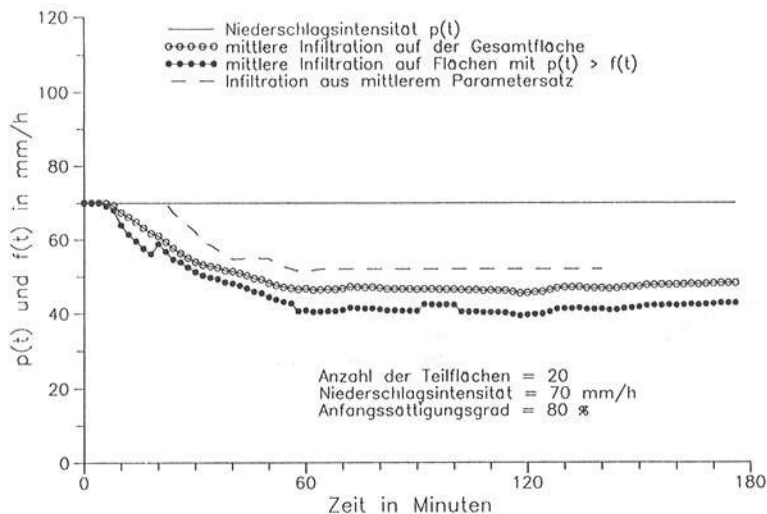
Flächenanteil FA mit  $p(t) > f(t)$



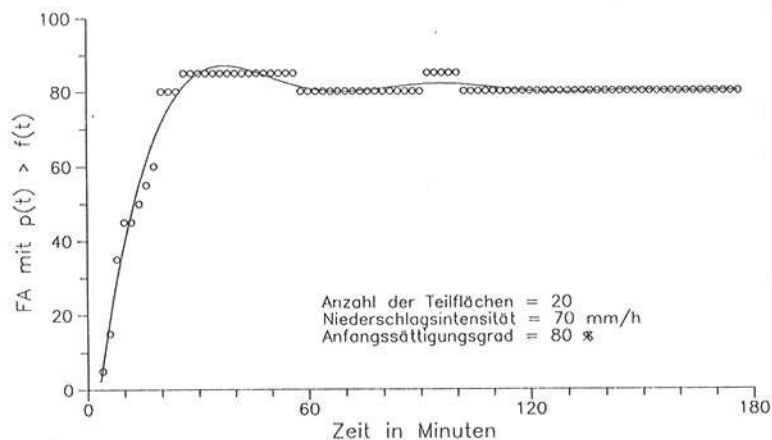
**Bild 5.3.1:** Simulierte mittlere Infiltration (oben) und Flächenanteil mit  $p(t) > f(t)$  (unten) ( $P = 50 \text{ mm/h}$ ;  $\theta_0^* = 80 \%$ )



Simulierte mittlere Infiltration

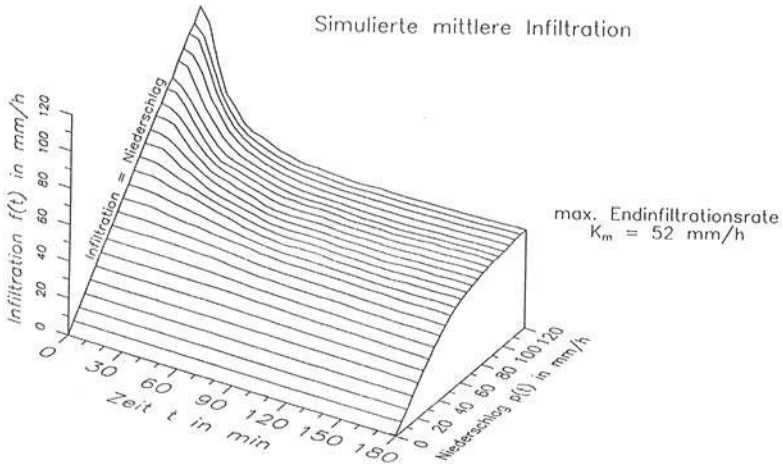


Flächenanteil FA mit  $p(t) > f(t)$

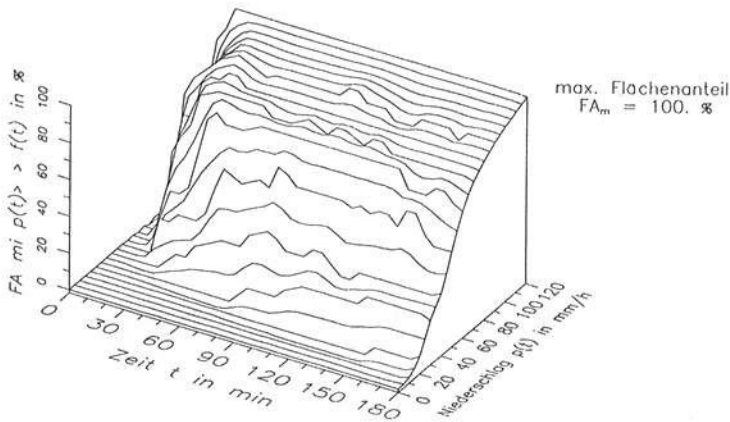


**Bild 5.3.2:** Simulierte mittlere Infiltration (oben) und Flächenanteil mit  $p(t) > f(t)$  (unten) ( $P = 70$  mm/h;  $\theta_0^* = 80$  %)

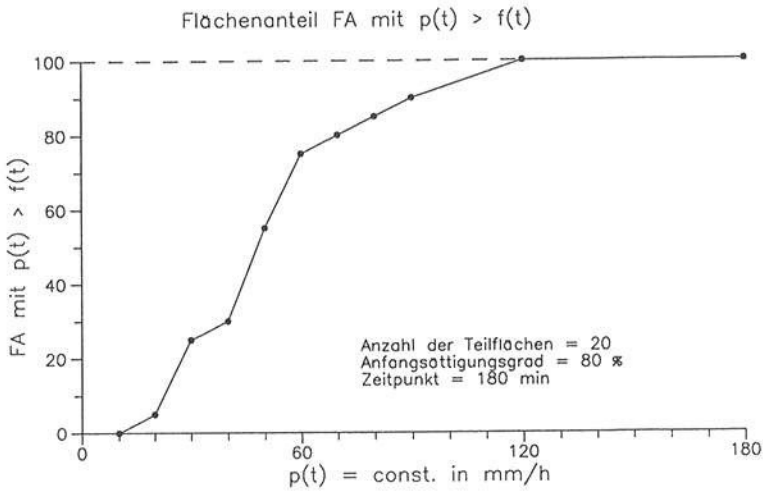
Simulierte mittlere Infiltration



Simulierter Flächenanteil mit  $p(t) > f(t)$



**Bild 5.3.3:** Simulierte mittlere Infiltration (oben) und Flächenanteil mit  $p(t) > f(t)$  (unten) ( $P = 10 - 120 \text{ mm/h}$ ;  $\theta_0^* = 80 \%$ )



**Bild 5.3.4:** Flächenanteil mit  $p(t) > f(t)$  als Funktion der Niederschlagsintensität = Verteilungsfunktion der minimalen Infiltrationsrate

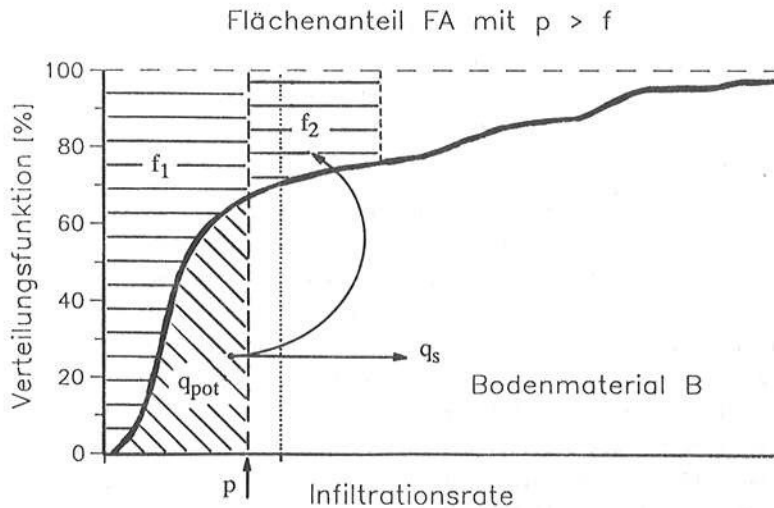
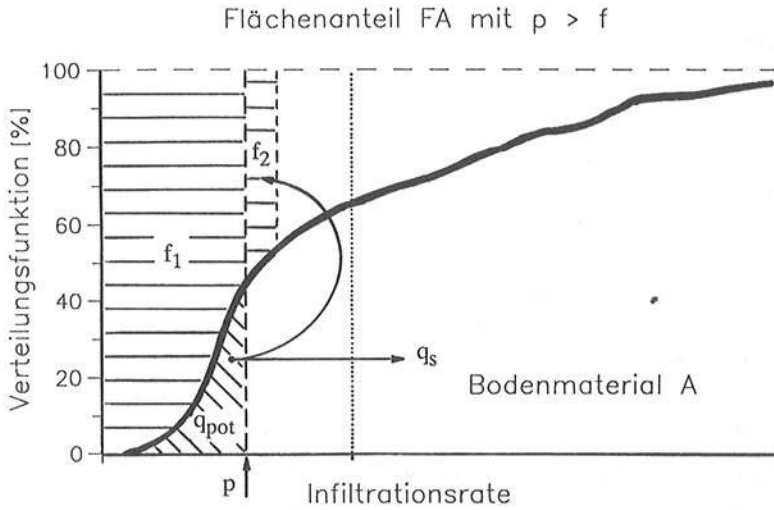
## 6. REGIONALISIERUNG DER INFILTRATION - DISKUSSION UND AUSBLICK

### 6.1 Homogenisierung der kleinmaßstäblichen Infiltrationsmodellierung durch Modelle mit integrierter $K_S$ -Verteilung

Die Regionalisierung von Infiltrationsparametern im Sinne einer Aggregation kleinmaßstäblich (punktuell) erhobener Messdaten auf eine Fläche im nächstgrößeren Skalenbereich (sog. "upscaling") setzt die Existenz eindeutiger und homogener Punktwerte für die Parameter voraus (vgl. Abschn. 1.1). Die in Abschnitt 5.1 beschriebenen Abhängigkeiten des für die Infiltration stärkerer Niederschläge wesentlichen Parameters  $K_S$  von der Niederschlagsintensität und von der Anfangsbodenfeuchte zeigen, daß  $K_S$ -Werte aus Infiltrationsversuchen nicht ohne weiteres als homogenisierte Punktwerte angesehen und weiterverwendet werden dürfen. Es ist vielmehr erforderlich, die Abhängigkeit  $K_S = f(p, \theta_a)$  kleinflächig zu erfassen und zu modellieren, bevor die Parameter für  $f(p, \theta_a)$  auf die Fläche übertragen werden können.

Modelle zur Erfassung der Abhängigkeit  $K_S = f(p)$  sind z.B. die in Abschnitt 4.3.6 vorgestellten Ansätze von Siegert (1978) und Worreschk (1985), die in wesentlichen Teilen auf einem linearen, d.h. gleichverteilten, Flächenanteilsmodell für die Variabilität der Durchlässigkeit beruhen. Wie in Abschnitt 5.3.2 gezeigt wurde, führt die Variabilität innerhalb einer Fläche, über die gemittelt werden soll, zum Ansteigen der mittleren Infiltrationsrate mit wachsender Niederschlagsintensität. Wollte man dieses Phänomen mit einem mittleren Modell nachvollziehen, so benötigte man eine Aussage über die Abhängigkeit  $K_S = f(p)$ .

Umgekehrt liegt der Schluß nahe, daß der Hauptgrund für die Abhängigkeit  $K_S = f(p)$ , die für die einzelnen Infiltrationsmeßflächen in Abschnitt 5.1 festgestellt wurde, in der vor allem durch verschiedene Arten von Makroporen (Wurzelkanäle, Schrumpfrisse, Wurmkanäle, große Tiergänge usw.) verursachten hohen Variabilität der Infiltrationskapazität innerhalb der jeweiligen Meßfläche zu suchen ist. Da Makroporen i.d.R. sehr kleine Flächenanteile beanspruchen, aber dennoch sehr hohe Infiltrationsraten aufweisen, kann davon ausgegangen werden, daß statistische Verteilungsfunktionen zur Beschreibung der Variabilität der momentanen Infiltrationskapazität innerhalb eines Flächenelements (z.B. Meßfläche) den Charakter von Extremwertverteilungen, d.h. ausgeprägt linksschief und nach unten begrenzt, zeigen müssen. Qualitativ ist diese Modellvorstellung in Bild 6.1.1 für ein durchlässigeres Bodenmaterial A und ein weniger durchlässigeres Bodenmaterial B illustriert.



**Bild 6.1.1:** Qualitative Verteilungsfunktionen für die momentane Infiltrationskapazität innerhalb eines Flächenelements (z.B. Meßfläche) (Bodenmaterial A durchlässiger als Bodenmaterial B)

Anhand der qualitativen Verteilungsfunktionen in Bild 6.1.1, die - in anderen Worten ausgedrückt - den Flächenanteil darstellen, der bei "Belastung" mit einer Niederschlagsintensität  $p$  eine Infiltrationskapazität  $f \leq p$  aufweist, kann die Zunahme der mittleren Infiltration einer Fläche mit wachsender Niederschlagsintensität erklärt werden. Auf dem Flächenanteil mit  $f \leq p$  kontrolliert der Boden die Infiltration, d.h. der Niederschlag kann nicht vollkommen infiltrieren und es entsteht die potentielle Oberflächenabflußbildung  $q_{pot}$ . Auf dem Flächenanteil mit  $f > p$  kontrolliert der Niederschlag die Infiltration, d.h. die Infiltrationsrate ist dort gleich  $p$ . Die mittlere Infiltrationsrate auf der gesamten Fläche ergibt sich somit zunächst zu  $f_1 = p - q_{pot}$ . Bei steigender Niederschlagsintensität  $p$  wächst nicht nur  $q_{pot}$  sondern auch  $f_1$ . Die potentielle Oberflächenabflußbildung  $q_{pot}$  wird räumlich umverteilt und kann in Bereichen größerer Infiltrationskapazität als Infiltrationsrate  $f_2$  wieder teilweise versickern. Als tatsächliche Oberflächenabflußbildung bleibt  $q_s = q_{pot} - f_2$  übrig. Durch die teilweise Umverteilung der potentiellen Oberflächenabflußbildung entsteht die Gesamtinfiltration  $f_{ges} = f_1 + f_2$ . Es ist leicht einzusehen, daß  $f_1$  und  $f_2$  mit wachsender Niederschlagsintensität zunehmen und daß dieser Prozeß durch die Form der Verteilungsfunktion gesteuert wird.

In Bild 6.1.1 sind Verteilungsfunktionen für die momentane Infiltrationskapazität eines Flächenelements dargestellt. Wie könnte man nun solche Verteilungsfunktionen durch Erweiterung der im Rahmen der vorliegenden Arbeit verwendeten bzw. weiterentwickelten hydrologischen Infiltrationsmodelle erzeugen ?

Im ungesättigten DARCY-Gesetz, in der GREEN-AMPT-GLEICHUNG oder auch in dem im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelten Modell SUMKIM ist die Berechnung eines momentanen ungesättigten vertikalen Feuchteflusses bzw. der momentanen Infiltrationsrate  $f$  zu einem Zeitpunkt  $t$  prinzipiell wie folgt aufgebaut:

$$f(t) = K_S \cdot K_r(\theta(t)) \cdot PG(\theta\text{-Profil}(t), \psi\text{-}\theta\text{-Beziehung}) \quad (6.1.1)$$

oder

$$f(t) = K_S \cdot C(t)$$

wobei  $K_S$  = gesättigte hydraulische Leitfähigkeit  
 $K_r$  = relative ungesättigte Leitfähigkeitsfunktion  
 $PG$  = Ausdruck für den vertikalen Potentialgradienten

Von den Faktoren in Gl. (6.1.1) bestimmt  $K_S$  die absolute Größe der Infiltrationsrate am stärksten. Zudem zeigt  $K_S$  erfahrungsgemäß die größte räumliche Variabilität (Wurzelkanäle, Schrumpfrisse, Wurmkanäle, große Tiergänge usw. und Bodenmaterial selbst). Es liegt also nahe, nicht den mittleren Wert von  $K_S$  auf einem Flächenelement zu verwenden, sondern dort eine Wahrscheinlichkeitsdichte  $f_K(K_S)$  für  $K_S$  (z.B. Log-Normalverteilung) anzusetzen. Die momentane Wahrscheinlichkeitsdichte  $f_f(f,t)$  für die Infiltrationsrate  $f$  zu einem Simulationszeitpunkt  $t$  ergäbe sich dann aus der linearen Transformation von  $f_K(K_S)$  zu:

$$f_f(f,t) = \frac{f_K(K_S)}{C(t)} \quad (6.1.2)$$

Die Aufstellung von  $f_f(f,t)$  gemäß Gl.(6.1.2) in einem hydrologischen Infiltrationsmodell muß während der Simulation dann erfolgen, wenn neu  $C(t)$  neu berechnet wurde. In jedem Simulationszeitschritt  $t$  muß anschließend eine Auswertung der in Bild 6.1.1 illustrierten Zusammenhänge vorgenommen werden: aus  $f_f(f,t)$  wird durch Integration die Verteilungsfunktion  $F_f(f,t)$  der momentan möglichen Infiltrationsrate bestimmt, aus der dann durch Vergleich mit der momentanen Niederschlagsintensität  $p$  die tatsächliche mittlere Infiltrationsrate  $f_1$  und die potentielle Oberflächenabflußbildung  $q_{pot}$  für das betrachtete Flächenelement ermittelt werden kann.

Das oben konzipierte Infiltrationsmodell mit integrierter  $K_S$ -Verteilung für ein Flächenelement ("Punkt") wäre ein Ansatz, der die erfahrungsgemäß hohe kleinräumige Variabilität von  $K_S$  zur flexiblen Modellierung mit der Niederschlagsrate wachsender Infiltrationsraten nutzen würde. Bei der Eichung eines solchen Modells anhand gemessener Infiltrations- oder Bodenfeuchteganglinien würden nicht mehr mittlere  $K_S$ -Werte, sondern Verteilungen für  $K_S$  geeicht. Bei der Anpassung an Feldexperimente, die - wie in der vorliegenden Arbeit - auf der Messung der tatsächlichen Oberflächenabflußbildung  $q_s$  basieren, wäre in den Verteilungen automatisch die infolge Umverteilung von  $q_{pot}$  vergrößerte Infiltrationsrate enthalten, d.h. es würden Verteilungen geeicht, die im Vergleich zu den in Bild 6.1.1 gezeigten in Richtung steigender Infiltrationsraten verschoben wären.

Der Einfluß der Anfangsbodenfeuchte  $\Theta_a$  wäre in der oben konzipierten Vorgehensweise als Abhängigkeit der Verteilungsparameter von  $\Theta_a$  zu berücksichtigen. Das Analoge gilt für den Einfluß von Vegetation und Bodenbearbeitung.

## 6.2 Effektive Modellierung im größeren Maßstab auf der Basis ähnlicher Teilflächen

Zur effektiven Modellierung der Infiltration stärkerer Niederschläge im größeren Maßstab (z.B. kleines Einzugsgebiet) werden die folgenden Informationen aus Messungen oder Schätzungen in flächenhafter Darstellung für mehrere Tiefenbereiche des Oberbodens benötigt:

- Wassergehalt bei (natürlicher) Sättigung:  $\theta_s$
- Parameter der Bodenkennlinien für Adsorption:  $\theta_r$ ,  $n$ ,  $pF_\alpha$
- rechnerische gesättigte Leitfähigkeit als Funktion von Niederschlagsintensität, Anfangswassergehalt und Vegetation:  $K_S = \text{Fkt}(p, \theta_a, \text{Vegetation})$   
(z.B. als Infiltrationsmodell mit integrierter  $K_S$ -Verteilung, parametrisiert für Bodenart, Bewuchs und Anfangsbodenfeuchte)
- Anfangswassergehalt:  $\theta_a$
- Niederschlagsintensität:  $p$

Vereinfachend könnte z.B. mit gleichverteiltem Niederschlag  $P$  und mit mittleren Werten für  $\theta_r$ ,  $n$  und  $pF_\alpha$  je Tiefenbereich gearbeitet werden. In ihrer tatsächlichen räumlichen Verteilung auf jeden Fall zu erfassen sind  $\theta_s$ ,  $K_S$  und  $\theta_a$ , da diese sich erfahrungsgemäß am stärksten auf die Berechnungsergebnisse eines Infiltrationsmodells auswirken.

Zur Festlegung von Teilflächen, auf die das Elementmodell mit festen Werten für  $\theta_s$ ,  $K_S(p, \theta_a)$  und  $\theta_a$  angewandt werden kann, müssen die verschiedenen flächenhaften Informationen miteinander "verschnitten" bzw. so überlagert werden können, daß bezüglich der relevanten Größen als ähnlich einzustufende Gebiete gefunden werden können (z.B. mit Hilfe von Geographischen Informationssystemen). Die Anzahl der bezüglich Sättigungswassergehalt  $\theta_s$ , gesättigter Leitfähigkeit  $K_S(p, \theta_a)$  und Anfangswassergehalt  $\theta_a$  ähnlichen Bereiche ergibt dann die Anzahl von Teilflächen, die mit dem Elementmodell separat gerechnet werden müssen.

Zur Berücksichtigung der lateralen Umverteilungsprozesse in einem Einzugsgebiet (Oberflächenabfluß, Zwischenabfluß) müßten die Teilflächen zudem noch gekoppelt werden.

Zur Erfassung der flächenhaften Verteilung der relevanten Größen in kleinen Einzugsgebieten sind großangelegte Meßprogramme wünschenswert. Neben der Messung von Infiltrationsparametern - wie in dieser Untersuchung durchgeführt - kommt dabei der regelmäßigen Messung des Bodenfeuchtezustands der oberen



Bodenschichten eine besondere Bedeutung zu.

Zur mobilen und schnellen Messung der Bodenfeuchte ist die im Rahmen dieser Arbeit verwendete TDR-Technik bestens geeignet. Seit Herbst 1989 wird im Rahmen eines größeren BMFT-Forschungsprojektes (s. Plate et al., 1991) ein TDR-Bodenfeuchtemeßnetz in einem kleinen ländlichen Einzugsgebiet des Kraichgaus betrieben (Schiffler, 1990). Insgesamt sind dort ca. 90 Meßstellen auf einer Fläche von ca. 6 km<sup>2</sup> installiert. Wöchentlich werden ca. 55-60 Punkte mit jeweils 5 Tiefenbereichen (bis 75 cm Tiefe) beprobt, wobei allerdings im 4-wöchigem Rhythmus wechselnde Teilmengen des Gesamtnetzes gemessen werden. Die dadurch entstehenden Lücken in der raum-zeitlichen Datenmatrix können über Korrelationsrechnungen "aufgefüllt" werden. Daß überraschend hohe Korrelationen zwischen einer Vielzahl von Bodenfeuchtemeßpunkten in diesem ca. 6 km<sup>2</sup> großen Einzugsgebiet bestehen, ist in Schiffler (1990), Schiffler (1991) sowie in Schiffler und Bardossy (1991) dokumentiert.

Es wird u.a. im Rahmen des o.g. Projektes angestrebt, die wöchentlich anfallenden Daten aus dem TDR-Bodenfeuchtemeßnetz auf der Basis von Informationen über Topographie, Bodentyp bzw. Bodenart, Landnutzung usw. so zu korrelieren, daß aus weniger aufwendigen Messungen des mittleren Feuchtezustands im ca. 6 km<sup>2</sup> großen Einzugsgebiet mit Hilfe eines Disaggregierungsmodells die im Mittel zu erwartende flächenhafte Verteilung der Bodenfeuchte geschätzt werden kann (s. Berggötz, 1991). Damit wäre neben der im Mittel zu erwartenden, zeitabhängigen Verteilungsfunktion oder Flächenanteilsfunktion der Bodenfeuchte auch die zur Festlegung von Teilflächen mit ähnlichem  $\theta_a$  und  $\theta_s$  erforderliche Information verfügbar.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß eine bessere flächenhafte Darstellung der Infiltration nur zu erwarten ist, wenn 1. im kleinen Maßstab (Infiltrationsmeßfläche) eine eindeutige und homogenisierte Modellierung erreicht wird (z.B. durch Modelle mit integrierter  $K_s$ -Verteilung) und wenn 2. im großen Maßstab (Feld, kleines Einzugsgebiet) Modellparameter und Anfangsbodenfeuchte räumlich detaillierter dargestellt werden (z.B. auf der Basis ähnlicher Teilflächen).

## 7. ZUSAMMENFASSUNG

Auf der Grundlage eigener Felduntersuchungen wurden ein experimentelles Verfahren zur Messung und ein Computermodell zur Simulation der Infiltration stärkerer Niederschläge auf kleinen Flächen ( $\approx 1 \text{ m}^2$ ) entwickelt. Aus einer Reihe von kleinflächigen Infiltrationsversuchen auf einer eigens dafür eingerichteten Testfläche wurden Parametersätze für das Rechenmodell geschätzt und hinsichtlich ihrer Variabilität analysiert. Die Frage der Transformation von Punktmessungen in die effektive Modellierung des mittleren Verhaltens einer Fläche wurde anhand exemplarischer Simulationsrechnungen untersucht.

Die einzelnen Arbeitsschritte und die dabei erzielten Ergebnisse lassen sich in den folgenden Punkten zusammenfassen:

1. Die Literaturobwertung zu den Einflußfaktoren für Infiltration und Bodenwasserbewegung bei stärkeren Niederschlägen ergab, daß es angebracht ist, zwischen einem idealen Boden mit reiner Mikrostruktur (Abschnitt 2.2.1) und natürlichem Boden (Abschnitt 2.2.2) zu unterscheiden. Bei letzterem sind es vor allem die Wirkung von Makroporen und Gefügehohlräumen, das Vorhandensein von Vegetation, die kinetische Energie des Regens und Verschlammungs- bzw. Verkrustungseffekte, die es erschweren, Modellvorstellungen, die für das Idealbild eines porösen Mediums mit reiner Mikrostruktur (keine nicht-kapillaren Poren) entwickelt wurden (z.B. Richardsgleichung), mit vertretbarem Aufwand zur hydrologischen Simulation des Infiltrationsprozesses einsetzen zu können. Hinzu kommen die Problematik der hohen Nichtlinearität der Bodenkennlinien (2.2.1.1) sowie die naturgemäß vorhandene Variabilität der Kennwerte des Bodenwasserhaushalts. Die Variabilität gemessener Infiltrationsraten kann zudem von den gewählten experimentellen Randbedingungen abhängen (2.2.2.7).
2. Aus den Einflußfaktoren für die Infiltration in den natürlichen Boden ergaben sich Anforderungen an die Gestaltung kleinflächiger Infiltrationsexperimente. Auf Beregnung basierende Verfahren (2.3.1.2) sind überstauenden Verfahren (2.3.1.1) vorzuziehen. Wichtigste Anforderungen sind hierbei die Erzeugung variabler Niederschlagsintensitäten, die Wahl einer ausreichenden Meßflächengröße und die Nachbildung der Tropfenspektren des natürlichen Niederschlags (2.3.2).
3. In der Diskussion der Anforderungen an das Infiltrationsmodell war es nötig, zu unterscheiden zwischen dem Elementmodell zur Simulation des

Infiltrationsprozesses im Maßstab des kleinflächigen Experiments (Erkundungsmaßstab) (2.4.1) und dem Flächenmodell für die Simulation im größeren Maßstab (2.4.2). Das Elementmodell sollte diejenige Variabilität, die innerhalb eines Flächenelementes im Erkundungsmaßstab auftritt, in homogenisierter Form wiedergeben. Das Flächenmodell sollte aus einer großen Anzahl von Flächenanteilen, auf die das Elementmodell angewandt wird, bestehen. Daher dürfen Speicherplatzbedarf und Rechenzeit des Elementmodells nicht zu groß werden.

4. Zur kleinflächigen Infiltrationsmessung wurde ein Sprinkler-Infiltrometer konstruiert. Damit kann lokal ein Regenereignis simuliert werden; Oberflächenabflußbildung und Infiltrationsverlauf können unter praktisch ungestörten Bodenverhältnissen gemessen werden. Der Sprinkler-Infiltrometer ist mobil einsetzbar; die Regen- und Abflußdaten werden automatisch erfaßt (3.2.1). Zur Messung der Anfangsbodenfeuchte und der zeitlichen Entwicklung der Bodenfeuchte bei Infiltrationsversuchen ohne Oberflächenabflußbildung konnte ein modernes TDR-Bodenfeuchtemeßgerät verwendet werden (3.2.2).
5. Auf dem ehemaligen LfU-Testgelände "Saalbach/Saugraben" (3.3.1) wurde ein Infiltrationsteststreifen eingerichtet; Voruntersuchungen bezüglich relevanter Bodenparameter wurden für den Oberboden (Auengley) durchgeführt (3.3.2). Unter anderem wurden auch in engem räumlichem Abstand an 60 Punkten Messungen der Endinfiltrationsrate mit Doppelringinfiltrometer durchgeführt. Die Ergebnisse zeigten eine hohe Varianz, eine geringe räumliche Abhängigkeit und eine räumlich strukturierte untere Begrenzung der Werte (3.3.2.7).
6. Auf 20 Meßstellen von jeweils  $1 \text{ m}^2$  auf dem Infiltrationsteststreifen wurden in 2 Varianten Infiltrationsmessungen mit Sprinkler-Infiltrometer durchgeführt. Variante A bezeichnet Messungen mit hoher Niederschlagsintensität und Erzeugung von Oberflächenabflußbildung (3.4.2.1); Variante B bezeichnet Messungen mit niedriger Niederschlagsintensität unter Vermeidung von Oberflächenabflußbildung aber mit Messung der zeitlichen Entwicklung der Bodenfeuchte in den oberen Bodenschichten (3.4.2.2). Damit sollte untersucht werden, wie sich die rechnerische Durchlässigkeit der Meßfläche in den Fällen mit und ohne Oberflächenwasserfilm unterscheidet.

7. Eine erste modellunabhängige Bewertung der Sprinkler-Meßergebnisse konnte anhand der Endinfiltrationsraten ( $\approx$  Durchlässigkeit) aus Variante A versucht werden. Es zeigte sich, daß die unter Beregnung erzielten Durchlässigkeiten erheblich größer sind als Durchlässigkeiten aus Stechzylinderproben (3.5.1) und daß sie erheblich kleiner sind als die Durchlässigkeiten aus Doppelring-Messungen (3.5.2). Zudem ist die Varianz geringer und der räumliche Zusammenhang deutlich besser. Die Überlegenheit der Infiltrationsmessung unter künstlicher Beregnung gegenüber den anderen Verfahren konnte damit nachgewiesen werden.
8. Die Sichtung von Modellen umfaßte sowohl die zur numerischen Lösung der (vertikal-eindimensionalen) Richardsgleichung notwendigen Verfahrensschritte (4.2) als auch die rechentechnisch weniger aufwendigen hydrologischen Infiltrationsmodelle (4.3). Zur numerischen Lösung der Richardsgleichung wurde ein eigenes Programm erstellt, in dem auch die Beschreibung der Hysterese enthalten ist (4.2.11). Beispielrechnungen wurden durchgeführt (4.2.12). Für die vorgesehene Anwendung (Element- bzw. Flächenmodell) stellt die numerische Lösung der Richardsgleichung jedoch zu hohe Anforderungen an Speicherplatz und Rechenzeit. Deshalb wurde ein weniger aufwendiges Infiltrationsmodell angestrebt.
9. Auf der Grundidee von Green-Ampt basierend wurde zunächst eine Mehr-Schichten-Modell für gesättigte Infiltration (4.4.1) und schließlich ein Mehr-Schichten-Modell für gesättigte und ungesättigte Infiltration (SUMKIM) (4.4.2) entwickelt. Es ist in der Lage, sowohl das gesättigte als auch ungesättigte Vordringen der Feuchte in 5 Bodenschichten zu simulieren, so daß die Infiltrationsversuche nach beiden Varianten (A und B) mit einem Modell nachgerechnet werden konnten. Dabei werden auf einem PC nur wenige Minuten Rechenzeit benötigt. Eine Modellversion, welche die Parameterschätzung aus Infiltrationsversuchen durch einen Optimierungsalgorithmus unterstützt, wurde ebenfalls erstellt (4.4.2.4).
10. Mit Hilfe des neuen Modells wurden Parameterschätzungen aus Infiltrationsversuchen nach beiden Varianten (A und B) durchgeführt (4.4.2.5 und 4.4.2.6). Die Durchlässigkeiten aus Variante A sind nicht signifikant größer als diejenigen aus Variante B (4.4.2.7). Daraus kann die wichtige Schlußfolgerung gezogen werden, daß Makroporen und Gefügehohlräume auch schon dann einen wesentlichen Beitrag zur Gesamtdurchlässigkeit einer kleinen Fläche leisten, wenn insgesamt von dieser Fläche noch keine Oberflächenabflußbildung ausgeht.

11. Die Parameter aus den Infiltrationsversuchen wurden hinsichtlich ihrer Abhängigkeit von Ereignisgrößen analysiert (5.1). Außerdem wurden Variabilität und räumliche Struktur mittlerer lokaler Parameter untersucht (5.2). Es zeigte sich, daß die rechnerische gesättigte Leitfähigkeit mit zunehmendem Anfangswassergehalt abnimmt und mit wachsender Niederschlagsintensität zunimmt. Die Abhängigkeit vom Anfangswassergehalt ist auf den hohen Tongehalt und damit verbundenes Quellen und Schrumpfen des Bodens zurückzuführen. Die Abhängigkeit von der Niederschlagsintensität kann nur durch die kleinsträumige Umverteilung von Oberflächenwasser, das auf Flächenanteilen mit geringer Infiltrationskapazität entsteht, zu Bereichen höherer Infiltrationskapazität (Makroporen) erklärt werden. Bei der Untersuchung der räumlichen Variabilität mit Hilfe von Variogrammen zeigten die meisten der lokal gemittelten Parameter (Formparameter der pF-Kurve und der ungesättigten hydraulischen Leitfähigkeit, Sättigungswassergehalt und residualer Wassergehalt, gesättigte hydraulische Leitfähigkeit, jeweils für 5 Bodenschichten) einen guten räumlichen Zusammenhang auf dem Infiltrationsteststreifen. Mit wenigen Ausnahmen werden Reichweiten (Range) in der Größenordnung zwischen 10 und 35 m erzielt. Dies ist ein Indiz dafür, daß mit den Sprinkler-Infiltrationsversuchen zuverlässige kleinflächige Messungen gelungen sind.
12. Bei der Analyse des mittleren Infiltrationsverhaltens der Testfläche wurden Berechnungen mit dem Elementmodell und mittleren Parametern (über alle 20 Meßflächen gemittelt) (5.3.1) der flächenanteilmäßigen Simulation der mittleren Infiltration (für jede der 20 Meßfläche ein Modell mit lokal gemittelten Parametern, Mittelung der Ergebnisse in jedem Zeitschritt) (5.3.2) gegenübergestellt. Die Ergebnisse verdeutlichen die Überlegenheit der flächenanteilmäßigen Simulation und zeigen, daß es grundsätzlich nicht erlaubt ist, das mittlere Verhalten einer Fläche mit einem Elementmodell und mittleren (effektiven) Parametern nachzubilden.
13. Ein Ausblick auf zukünftige Konzepte zur Regionalsierung der Infiltration wurde skizziert (Kap. 6). Eine bessere Darstellung der Infiltration ist demnach nur zu erwarten, wenn 1. im kleinen Maßstab (Meßfläche) eine eindeutige und homogenisierte Modellierung erreicht wird (z.B. durch Modelle mit integrierter  $K_S$ -Verteilung) (6.1) und wenn 2. im großen Maßstab (Feld, kleines Einzugsgebiet) Modellparameter und Anfangsbodenfeuchte räumlich detaillierter modelliert werden (z.B. auf der Basis ähnlicher Teilflächen) (6.2).

## 8. LITERATURVERZEICHNIS

- Adams, E. (1981): Skriptum zur Vorlesung "Angewandte Mathematik im Wasserbau", Institut für Angewandte Mathematik, Universität Karlsruhe, Kaiserstr. 12.
- Agassi, M., I. Shainberg, and J. Morin (1981): Effect of electrolyte concentration and soil sodicity on infiltration rate and crust formation. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 45: 848-851, 1981.
- Ahuja, L.R. (1974): Applicability of the Green-Ampt approach to water infiltration through surface crust. *Soil Sci.*, 118(5), 283-288, 1974.
- Auerswald, K. (1984): Die Bestimmung von Faktorenwerten der Bodenabtragsgleichung durch künstlichen Starkregen. Diss. TU München/Weihenstephan Institut für Bodenkunde.
- Bear, J. (1979): *Hydraulics of Groundwater*. McGraw-Hill International Book Comp.
- Bear, J.; Verruijt, A. (1987): *Modelling Groundwater Flow and Pollution*. D. Reidel Publ. Comp., Dordrecht.
- Becker, A. (1986): Neue Anforderungen und Lösungen bei der großflächigen hydrologischen Modellierung. *Wasserwirtschaft-Wassertechnik*, Heft 7, S. 150-152.
- Ben-Hur, M. and J. Letey (1989): Effect of polysaccharides, clay dispersion and impact energy on water infiltration. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 53: 233-238.
- Berggötz, I. (1991): Analyse und Darstellung der räumlichen und zeitlichen variation der oberflächennahen Bodenfeuchte in einem kleinen Kraichgau-Einzugsgebiet. Vertiefungsarbeit am Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft der Universität Karlsruhe, 1991, unveröffentlicht
- Beven, K. (1982): On subsurface stormflow: Predictions with simple kinematic theory for saturated and unsaturated flow. *Water Resour. Res.* 18(6).
- Beven, K.J.; German, P.F (1982): Macropores and Water Flow in Soils, *Water Resources Research*, 18(5), 1311-1325., October 1982
- Beven, K. (1984): Infiltration into a class of vertically nonuniform soils. *Hydro. Sci. J.* 29(4), 425-434, 12/1984.
- Beven, K. & Clarke, R.T. (1986): On the Variation of Infiltration into a homogeneous soil matrix containing a population of macropores, *Water Resour. Res.* 22(3), pp. 383-388.
- Bischofsberger (1982): Lehrstuhl für Wassergütewirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, TU München, Skriptum, Teil: Landwirtschaftlicher Wasserbau.

- Bork, H.R. (1980): Oberflächenabfluß und Infiltration, Landschaftsgenese und Landschaftsökologie, Heft 6, Hrsg. Lehrst. Physische Geogr. Landschaftsökol., TU Braunschweig.
- Bouwer, H. (1964): Unsaturated flow in ground-water hydraulics. J. Hydraul. Div. Amer. Soc. Civil Eng., 90 (HYS), 121-144.
- Bouwer, H. (1966): Rapid field measurement of air entry value and hydraulic conductivity of soil as significant parameters in flow system analysis. Water Resour. Res. 2(4), 729-738.
- Bouwer, H. (1969): Infiltration of water into nonuniform soil. J. Irrig. Drain. Div. Amer. Soc. Civil Eng., 102 UIR 1), 127-136, 1976.
- Brakensiek, D.L. (1977): Estimating the effective capillary pressure in the Green and Ampt infiltration equation. Water Resour. Res., 12(3), 680-682, 1977.
- Brakensiek, D. L.; Rawls, W. J. (1981): An Infiltration Based Rainfall-Runoff Model for a SCS Type III Distribution, ASAE Paper No. 81-2504.
- Bronstein, I.N.; Semendjajew, K.A. (1981): Taschenbuch der Mathematik, BSB B.G. Teubner Verlagsgesellschaft, Leipzig.
- Brooks, R.H.; Corey, A.T. (1966): Properties of porous media affecting fluid flow. Proc. Am. Soc. Civ. Eng., J. Irrigation Drainage Division IR2, pp. 61-68.
- Childs, E.C.; Collis-George, N. (1950): The permeability of porous materials. Proc. Roy. Soc. (London), 201A, 293-405.
- Childs, E. C.; Bybordi, M. (1969): The vertical movement of water in stratified porous material. 1: infiltration. Water Resour. Res., 5(2), 446-459, 1969.
- Chu, S.T. (1978): Infiltration during an unsteady rain. Water Resour. Res., 14(3), 461-466, 1978.
- Cressie, N. and Hawkins, D. (1980): Robust estimation of the Variogram, I., Mathematical Geology, Vol. 12, No. 2, pp. 115-125, 1980.
- Dahlblom, P. (1987): Mathematical modelling of soil water movement at Värpinge. Lund University, Institute of Science and Technology, Report No. 3114.
- Diem, R.; Strantz, R. (1971): Typen der Regentropfenspektren II: Abhängigkeit von der Regenintensität. Meteorol.Rundschau, 24.Jg., Heft 1, S.23-26.
- Diestel, H. (1986): Bodengefüge und Bodenwasserbewegung, Morphometrische und hydromechanische Untersuchungen an Bodensäulen mit Fragmentgefüge und mit undurchlässigen Inklusionen, Habil.schrift im Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen der TU Braunschweig (unveröffentlicht).

- Diestel, H. (1991): Morphologische Parameter, die die Wasserbewegung auf der Bodenoberfläche und in größeren Bodenhohlräumen beeinflussen. Beitrag zum DFG-Rundgespräch "Regionalisierung hydrologischer Parameter" am 1./2. Februar 1990 in Bonn. Kommission für Wasserforschung, Mitteilung N.N., VCH-Verlag Weinheim, 1991. (in Vorbereitung)
- Dixon, R.M. (1975): Design and use of closed-top infiltrometers, in: Soil Sci.Soc.Amer.Proc., Vol 39, 755-763
- Dyck, S. (1978): Angewandte Hydrologie, Teil 2. VEB, Verlag für Bauwesen, Berlin 1978.
- Dyck, S. (1983): Grundlagen der Hydrologie. VEB, Verlag für Bauwesen, Berlin 1983.
- Engeln-Müllges, G.; Reuter, F. (1984): Formelsammlung zur Numerischen Mathematik mit Standard - FORTRAN - Programmen. B.I. Wissenschaftsverlag.
- Feddes, R.A.; Kowalik, P.J.; Zaradny, H. (1978): Simulation of field water use and crop yields. Wageningen, Centre for Agricultural Publishing and Documentation, Netherlands.
- Freeze, A.R.; Cherry, J.A. (1979): Groundwater. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 07632.
- Freeze, R.A. (1969): The Mechanism of Natural Ground-water Recharge and Discharge 1. One-dimensional, Vertical, Unsteady, Unsaturated Flow above a Recharging or Discharging Ground-water Flow System. Water Resour. Res., Vol. 5, No. 1, 153-171.
- Figlus, J. (1981): Abflußwirksamer Niederschlag von Teilflächen, DVWK-Lehrgang, Bad Herrenalb
- Flühler, H. (1988): Tiefensickerung aus Böden über einer Schotterunterlage. Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr.6, 4.Feb.1988, S.145-148.
- Gardner, W.R. (1960): Soil water relations in arid and semi arid conditions. UNESCO15, 37-61.
- Gardner, W.R.; Hillel, D.; Benyamini, Y. (1970): Post irrigation movement of soil water: I. Redistribution. Water Resources Research, Vol. 6, No. 3, 851-861 II. Simultaneous redistribution and evaporation. Water Resources Research, Vol. 6, No. 4, 1148-1153.
- Gardner, W.R.; Gardner, W.H.; Baver, L.D. (1972): Soil Physics. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Geol. Landesamt Baden-Württemberg (1982/83): Boden- und Deckschichtkarte 1:25000, Testgebiet Saugraben, aufgenommen und bearbeitet vom Geologischen Landesamt Baden-Württemberg, Freiburg i. Br., 1981/82, im Auftrag der Landesanstalt für Umweltschutz B.-W., unveröffentlicht.
- Gonsowski, P. (1987): Der Einfluß der Bodenluftkompression auf die vertikale Infiltration von Wasser in Sanden, Wasserbau-Mitteilungen, Institut für Wasserbau, TH Darmstadt, Nr. 28.



- Green, I.R.A. (1986): An explicit solution of the modified Horton-equation. *J. Hydrology*, 89 (1986), 165-167.
- Green, W.H.; Ampt, G.A. (1911): Studies of soil physics. 1 The flow of air and water through soils. *J. Agric. Science* 4, 1-24.
- Gupta, S.C.; Larson, W.E. (1979): Estimating soil water retention characteristics from particle size distribution, organic matter percent, and bulk density. In: *Water Resources Research*, Vol.15, No.6, Dec.1979
- Hartge, K.H.; Bohne, H.; Extra, M. (1986): Die Bestimmung der Wasserspannungskurve aus Körnungssummenkurven und Porenvolumen mittels Nomogrammen. *Z.f.Kulturtechnik und Flurbereinigung* 27(2),83-87 (1986)
- Hartge, K.H. (1978): Einführung in die Bodenphysik. Stuttgart, Enke-Verlag, 1978.
- Haverkamp, R.; Vauclin, M. (1979): A note estimating finite difference interblock hydraulic conductivity values for transient unsaturated flow problems. *Water Resources Research*, Vol. 15, No. 1, 181-187.
- Haverkamp, R.; Vauclin, M.; Touma, J.; Wierenga, P.J.; Vachaud, G. (1977): A comparison of numerical simulation models for one dimensional infiltration. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 41, 285-294.
- Hendrickx, J.M.H.; Wierenga, P.J.; Nash, M.S. and Nielsen, D.R. (1985): Boundary Location From Texture, Soil Moisture and Infiltration Data. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 56.
- Herrling, B. (1984): Numerische Berechnung von Grund- und Sickerströmungen. Institut für Hydromechanik, Universität Karlsruhe, Kaiserstr. 12.
- Hillel, D.; Gardner, W.R. (1970): Transient infiltration into crust-topped profiles. *Soil Sci.* 109(2), 68-76, 1970.
- Hillel, D. (1980a): *Application of Soil Physics*, Academic Press. Inc., New York.
- Hillel, D. (1980b): *Fundamentals of Soil Physics*. Academic Press, Inc., Orlando.
- Hörmann, G. (1988): Der Einfluß von Schrumpfrissen auf die Dränung eines Tonbodens, Schriftenreihe, Institut für Wasserwirtschaft und Landschaftsökologie der Christian-Albrechts-Universität Kiel, Heft 9.
- Holtan, H.N. (1961): A concept for infiltration estimates in watershed engineering. U.S. Department of Agric. publication ARS 41-51, 25pp, October 1961.
- Hogarth W.L.; Hopmans, J.; Parlange, J.-Y.; Haverkamp, R. (1988): Application of a simple Soil-Water Hysteresis Model. *J. of Hydrology*, 98, 21-29.
- Hornung, U.; Messing, W. (1984): Poröse Medien - Methoden der Simulation. Verlag Beiträge zur Hydrologie Ilse Nippes, Kirchzarten.

- Horton, R.E. (1939): Analysis of runoff plot experiments with varying infiltration capacity. Trans. Am. Geophys. Union, Part IV, 693-694, 1939.
- Hoyningen-Huene (1983): Die Interzeption des Niederschlags in landwirtschaftlichen Pflanzenbeständen. DVWK-Schriften, Nr. 57, Teil 2.
- Hudson, R.B. (1981): Instrumentation for studies of the erosive power of rainfall. Florence Symposium, June 1981, IAHS Publ. No.133
- Irmay, S. (1954): On the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Trans. Am. Geophys. Un. 35, 463-468.
- James, L.G.; Larson, G.L. (1967): Modelling infiltration and redistribution of soil water during intermittent application. Trans. Am. Soc. Agric. Eng. 19(3), 482-488, 1976.
- Jaynes, D.B. (1985): Comparison of soil-water hysteresis models. J. of Hydrology, 75, 287-299.
- Jensen, K.H. (1983): Simulation of Water Flow in the Unsaturated Zone including the Root Zone. Technical University of Denmark, Series Paper No. 33.
- Kamarga, A. (1989): Experimentelle Überprüfung eines TDR-Bodenfeuchtemeßgeräts im Hinblick auf die hydrologische Anwendung der Bodenfeuchtmessung im Oberboden unter Feldbedingungen. Diplomarbeit am Inst.f. Hydrologie u. Wasserwirtschaft TU Karlsruhe (unveröffentlicht)
- Karl, J. und Toldrian, H. (1973): Eine transportable Berechnungsanlage für die Messung von Oberflächenabfluß und Bodenabtrag. Wasser und Boden, 25.Jg, H3, 63-65.
- Kobus, H. (1974): Anwendung der Dimensionsanalyse in der experimentellen Forschung des Bauingenieurwesens. Die Bautechnik 51, 1974, 3, 88-94.
- Kostiakov, A.N. (1932): On the dynamics of the coefficient of water-percolation in soils and on the necessity for studying it from a dynamic point of view for purposes of amelioration. Trans. 6th Comm. Intern. Soil Sci. Soc., Russian Part A, 17-21.
- Klaghofer, E. (1985): Einfluß der Landwirtschaftlichen Bodennutzung auf den Oberflächenabfluß bei Starkregen. Mitteilung aus der Bundesanstalt für Kulturtechnik und Bodenwasserhaushalt Petzenkirchen, Österreich No. 30
- Kool, J.B.; Parker, J.C.; Van Genuchten, M.Th. (1986): The Inverse Problem for Hysteretic Unsaturated Flow, VI Int. Conf. on Finite Elements in Water Resources, Lisabonn, Portugal, June 1986.
- Kool, J.B.; Parker, J.C. (1987): Development and evaluation of Closed-Form Expressions for Hysteretic Soil Hydraulic Properties, WRR, Vol. 23, No. 1, 105-114.
- Leismann, H.M.; Herrling, B. (1984): Numerische Berechnung wasserungesättigter und wassergesättigter, vertikal eindimensionaler und vertikal ebener, instationärer Sickerströmungen. Institutsbericht des Instituts für Hydromechanik, Universität Karlsruhe, Kaiserstr. 12.

- Maniak, U. (1983): Abflußbildung bei Niederschlag-Abflußprozessen. Vortrag zum 15. Fortbildungslehrgang: Abflußbildung und Wasserbewegung in der ungesättigten Bodenzone, unveröffentlicht.
- Marshall, J.S.; Palmer, W. (1948): Mck.: The distribution of raindrops with size. *J. Meteorol.* 5.165 (1948)
- Marsily, C. (1984): Spatial variability of properties in porous media; a stochastic approach. In: *Fundamentals of transportphenomena in porous media*, 1984, S.719-769
- Marthaler, H.P. et.al (1983): A pressure transducer for field-tensiometer. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 47, S. 624-627
- Mein, R.G.; Larson, C.L. (1973): Modelling infiltration during a steady rain. *Water Resour. Res.* 9(2).
- Meyer, L.D.; Harmon, W.C. (1979): Multiple intensity rainfall simulator for erosion research on row sideslopes. *Transactions of the ASAE.*
- Mishra, S.; Parker, J.C.; Singhal, N. (1989): Estimation of soil hydraulic properties and their uncertainty from particle size distribution data. *Journal of Hydrlogy*, Vol. 108.
- Morel-Seytoux, H.J. (1981): Application of infiltration theory for the determination of excess rainfall hyetograph. *Water Resour. Bulletin*, 17(6), 1012-1022, 1981.
- Morel-Seytoux, H.J., Billica, J.A. (1985): A Two-Phase Numerical Model for Prediction of Infiltration: Applications to a Semi-Infinite Soil Column. *WRR*, Vol. 21, No. 4, 604-615, April 1985.
- Morel-Seytoux, H.J.; Khanji, J. (1974): Derivation of an equation of infiltration. *Water Resour. Res.* 10(4), 795-800, 1974.
- Morin, J.; Benyamini, Y. (1977): Rainfall infiltration into bare soils. *Water Resour. Res.*, 13(5) 795-800, 1977.
- Mualem, Y. (1976): A new modell for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resour. Res.*, Vol. 12, 513-522.
- Mualem, Y. (1984): A modified Dependent Domain Theory of hysteresis. *Soil Sci. J.*, 137, 283-291.
- Müller, Ch. (1989): Durchführung und Auswertung von Feldversuchen zur Schätzung von Infiltrationsparametern mit einem Sprinkler-Infiltrometer. Vertiefearbeit, Inst. f. Hydrologie u. Wasserwirtschaft, TH Karlsruhe (unveröffentlicht).
- Namuth, M. (1986): Die Infiltration bei intermittierender Bewässerung eines homogenen Bodens. *Mitt. d. Leichtweiß-Institut für Wasserbau, TU Braunschweig*, H. 90.
- Neumann, W. (1976): Der Oberflächenabfluß in städtischen Einzugsgebieten. Ein Beitrag zur Kanalnetzberechnung, in: *Berichte aus Wassergütwirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen*, TU München, Nr. 11, 1976.

- Neuman, S.P. (1976): Wetting front pressure head in the infiltration model of Green and Ampt. *Water Resour. Res.* 12(3), 564-566, 1976.
- Panikar, J.T. (1977): Suction head at wet front in unsaturated-flow problems - A new definition. *J. Hydrol.* 33, 1-14.
- Parlange, J.-Y. (1971): Theory of Water Movement in Soils: 1. One-dimensional absorption. *Soil Sci.* 111, 134-137; 2. One-dimensional infiltration. *Soil Sci.*, 111, 170-174.
- Peschke, G. (1981): Die Berechnung des Effektivniederchlages natürlmcher Regen mit Hilfe einfacher Infiltrationsmodelle. *Wissensch. Zeitschr. TU Dresden* 30(1), 165-170.
- Peschke, G. (1982): Die mathematische Modellierung des Infiltrationsprozesses unter dem Gesichtspunkt ihrer hydrologischen Nutzung. *Dissertation, TU Dresden.*
- Peschke, G. (1985): Zur Bildung und Berechnung von Regenabfluß. *Wissensch. Zeitschrift der TU Dresden*, Nr. 34(4), 195-200.
- Peschke, G. (1987): Soil moisture and runoff components from a physically founded approach, *Acta hydrophys.*, 31, 3/4, S. 191-205, Berlin.
- Peschke, G. & Richter, K.: Zum Einfluß von Makroporen auf die Wasserverteilung im Boden, *Wissenschaftliche Zeitschrift der Tu Dresden*, Nr. 37, Heft 4, S. 313-316, Berlin.
- Philip, J.R. (1955): Numerical solution of equations of the diffusion type with diffusivity concentration-dependent. *Trans. Faraday Soc.* 51, 885-892.
- Philip, J.R. (1957a): Numerical solution of equations of the diffusion type with diffusivity concentration-dependent: II. *Austral. J. Phys.* 10, 29-42.
- Philip, J.R. (1957b): The theory of infiltration: 1. The infiltration equation and its solution. *Soc. Sic.*, Vol. 83, 345-357.
- Philip, J.R. (1957c): The theory of infiltration: 5. The influence of the initial moisture content. *Soil Soci.*, Vol. 83, No. 4, 329-339.
- Philip, J.R. (1969): The theory of infiltration, In: *Advances in Hydrosciences*. Ed. by Ven Te Chow, Academic Press, New York, 216-296.
- Plate, E.J. (1991): Skalen in der Hydrologie: Zur Definition von Begriffen. Beitrag zum DFG-Rundgespräch "Regionalisierung hydrologischer Parameter" am 1./2. Februar 1990 in Bonn. Kommission für Wasserforschung, Mitteilung N.N., VCH-Verlag Weinheim, 1991. (in Vorbereitung)
- Plate, E., Buck, W., Bronstert, A., Schiffler, G.R. (1991): A multidisciplinary project for modelling transport processes in a small rural catchment. In: *Hydrological Basis of Ecologically Sound Management of Soil and Groundwater*, Proc. of the Vienna Symp., Aug. 1991; IAHS Publication No. 202, 1991, pp. 61-70.

- Poreh, M. und Mechrez, E. (1984): The Combined Effect of Wind and Topography on Rainfall Distribution. *Journal of Hydrology*, 72 (1984), 1-23
- Quimpo, R.G.; Brohi, A.-B. (1984): Rainfall energy from drop size data. In: *Wat.Sci.Techn.*, Vol.16, S.271-283
- Rawls, W.J.; Brakensiek, D.L.; Saxton, K.E. (1982): Estimation of soil water properties. *Trans. ASAE*, 1316-1320.
- Renner, H. (1973): Zur Frage der Berücksichtigung nicht bindender überdeckender Schichten bei der Bemessung von Wasserschutzgebieten. *GWf* 114, H. 10, S. 461.
- Rohdenburg, H.; Dieckkrüger, B. (1984): Zur Beschreibung von Hystereseschleifen bei der Bodenwasser-Modellierung. *Zeitschr. f. Landschafts-ökologische Untersuchungsmethoden TU Braunschweig-Abt.f. Geographie u. Landschaftsökologie*
- Rohdenburg, H.; Dieckkrüger, B.; Bork, H.R. (1986): Deterministic hydrological site and catchment Models for the Analysis of Agroecosystems, *CATENA*, Vol. 13, 119-137, Braunschweig.
- Russo, D.; Bresler, E. (1982): Soil hydraulic properties as stochastic processes: I. An analysis of field spatial variability, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 45, pp. 682-687, 1982.
- Scheffer, F.; Schachtschabel, P. (1976): *Lehrbuch der Bodenkunde*. 9. Auflage, Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart.
- Schiffler, G.R. (1990): Design of a soil moisture measuring network in a small rural catchment. In: *Hydrological Research Basins and the Environment*, Proc. of the Intern. Conf., 24-28 Sept. 1990 at Wageningen; ed. by J.C. Hooghart, C.W.S. Posthumus and P.M.M. Warmerdam, TNO Committee on Hydrological Research, The Hague, 1990, pp. 101-110.
- Schiffler, G.R. (1991): Concept for the investigation of the spatial variability of infiltration parameters in a small rural catchment. In: *Geostatistical Methods: Recent Developments and Applications in Surface and Subsurface Hydrology*. Ed.: A. Bardossy, Paris: Unesco 1991, pp. 120-130.
- Schiffler, G.R., Bardossy, A. (1991): Geostatistical assessment of space-time distributed data: Application to soil moisture measurements in an experimental catchment. In: *Hydrological Basis of Ecologically Sound Management of Soil and Groundwater*, Proc. of the Vienna Symp., Aug. 1991; IAHS Publication No. 202, 1991, pp. 279-287.
- Schmid, B. (1988): Zur Infiltrationsmessung mittels Beregnungsanlage: Konzeption eines neuen Verfahrens der Datenauswertung. *Z.f. Kulturtechnik und Flurbereinigung* 29, S. 8-16, Paul Parey, Berlin und Hamburg, 1988.
- Schmitt, P. (1987): Implementierung eines vertikal-eindimensionalen Finiten Differenzenverfahrens zur Berechnung der Infiltration in die ungesättigte Bodenzone auf der Basis der Richardsgleichung. Diplomarbeit am Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft der Universität Karlsruhe, 1987, unveröffentlicht.

- Schwarzendruber, D. (1963): Non - Darcy Behavior and the Flow of Water in Unsaturated Soils, Soils. Soil Sci. Soc. Am., Proc. 27, 491-495.
- Siegert, K. (1978): Oberflächenabfluß von landwirtschaftlichen Nutzflächen infolge von Starkregen. Mitt. d. Leichtweiß-Institutes für Wasserbau der TU Braunschweig, Heft 58.
- Sivapalan, M. & E.F. Wood (1986): Spatial heterogeneity and scale in the infiltration response of catchments. In: Scale problems in Hydrology, V.K. Gupta et al. (editors), D. Reidel Publishing Company, 1986, pp. 81-106.
- Swartzendruber, D.S. (1974): Infiltration of constant-flow rainfall into soil as analyzed by the approach of Green and Ampt. Soil Sci. 117, 272-281, 1974.
- Tamai, N.; Asaeda, T. & Jeevaraj, C.G. (1987): Fingering in two-dimensional, homogeneous, unsaturated porous media. Soil Sci. 144, 2, pp. 107-112, 1987.
- Theile, K. (1971): Untersuchungen zur Abflußbildung für Vorwiegend bewaldetes und geneigtes Gelände. Diss. Sektion 10 1971, TU Dresden.
- Topp, G.C.; Davis, J.L.; Annan, A.P. (1980): Electromagn. determination of soil water content: Measurements in coaxial transmission lines. WRR 16, 1980, 3, 574-582
- Topp, G.C.; Davis, J.L.; Annan, A.P. (1982): Electromagnetic Determination of Soil Water Content Using TDR :  
I: Applications to Wetting Fronts and Steep Gradients  
II: Evaluation of Installation and Configuration of Parallel Transmission Lines.  
In: Soil Sci. Soc. Am. J. 46, S. 672-678 u. S.678-684
- Topp, G.C.; Davis, J.L.; Chinnic, J.H. (1983): Using TDR water content measurements for infiltration studies. In: ASAE 11-83, "Advances in Infiltration", 1983
- Topp, G.C., Davis, J.L. (1985): Measurements of soil water content using time-domain reflectometry (TDR): A field evaluation. In: Soil Sci. Soc. Am. J. 49: S.19-24
- Touma, J.; Vauclin, M. (1986): Experimental and Numerical Analysis of Two - Phase Infiltration in Partially Saturated Soil. Transport in Porous Media No. 1, 27-55.
- Van der Molen, W.H. (1986): A predictor-corrector solution of the modified Horton-equation. J. Hydrol. 89 (1986), 165-167.
- Van Genuchten, M. Th. (1980): A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Sci. Soc. Am. J. 44, 892-898.
- Vauclin, M. (1984): Infiltration in Unsaturated Soils, Fundamentals of Transport Phenomena in Porous Media. Ed. by Bear, J. and Corapcioglu, Y., NATO ASI Series, Series E. Applied Sciences No. 82.

- Vieira, S.R.; Nielsen, D.R.; Biggar, J.W. (1981): Spatial variability of field-measured infiltration rate. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 45, pp. 1040-1048, 1981.
- Wischmeier, W.H.; Smith, D.D. (1978): Predicting rainfall erosion losses. *Agriculture Handbook No. 537.*
- Wösten, J.H.M. & Van Genuchten, M. Th. (1988): Using texture and other soil properties to predict the unsaturated soil hydraulic functions. *Soil Sc.Soc.Am.J.*, 52, pp. 1762-1770, 1988.
- Worreschk, B. (1985): Beitrag zur Berechnung der Abflußbildung in landwirtschaftlich genutzten Einzugsgebieten. *Mitt. d. Leichtweiß-Institutes f. Wasserbau der TU Braunschweig, Heft 85.*
- Zimmermann, Th. (1989): Effekte der kinetischen Energie natürlicher Starkregen - Konsequenzen für die technische Gestaltung von Regensimulatoren zur kleinflächigen Infiltrationsmessung. *Vertiefungsarbeit Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft der Universität Karlsruhe (unveröffentlicht).*
- Zöbisch, M.A. (1977): The effects of intermittent water applications on soil infiltration. *National College of Agric. Eng., Granfiled Institute of Technology.*
- Zuidema, P.K. (1985): *Hydraulik der Abflußbildung während Starkniederschlägen, ETH Zürich, Diss. ETH Nr. 7667.*

9. SYMBOLVERZEICHNIS

Symbol	Einheit	Bedeutung
$A_{i,k}$	L/L/T	Koeffizient der Tridiagonalmatrix
$B_i$	L/T	Koeffizient der Tridiagonalmatrix
$b_v$	-	Vegetationsparameter nach Siegert (1978)
$C = \partial\theta/\partial\psi$	L/L	spezifische Wasserkapazität
$C_v$	%	Variationskoeffizient
$C_s$	-	Schiefe
$D = \theta_s - \theta_0$	Vol.-%	Feuchtedefizit
$f$	L/T	Infiltrationsrate
$f(t)$	L/T	zeitlicher Verlauf der Infiltrationsrate
$f_i$	L/T	Infiltrationsrate im i-ten Zeitschritt
$f_0$	L/T	Anfangsinfiltrationsrate
$f_\infty$	L/T	Endinfiltrationsrate
$f_B$	L/T	Infiltrationsintensität in die Bodenmatrix
$f_M$	L/T	Infiltrationsintensität in das Makroporensystem
$fd(k)$	L/T	Infiltrationsratendifferenz $f_0(k) - f_u(k)$ in ges./unges. Feuchtefront der Schicht k
$fd(k)^j$	L/T	... im j-ten Berechnungszeitpunkt
$fo(k)$	L/T	Gesamtinfiltrationsrate in Schicht k
$fo(k)^j$	L/T	... im j-ten Berechnungszeitpunkt
$fu(k)$	L/T	Feuchtefluß durch Schicht k
$fu(k)^j$	L/T	... im j-ten Berechnungszeitpunkt
$F$	L	kumulativ infiltrierte Wassermenge
$F_i$	L	... im i-ten Zeitschritt
$Fd(k)$	L	kum. Infiltration in ges./unges. Feuchtefront der Schicht k
$Fd(k)^j$	L	... im j-ten Berechnungszeitpunkt
$h$	L	kapillare Steighöhe
$h_\alpha = 1/\alpha$	L	Kehrwert des Parameters $\alpha$ nach Van Genuchten
$k$	-	Schichtnummer im Infiltrationsmodell
$K$	L/T	aktuelle hydraulische Leitfähigkeit
$K_{FAK}$	-	Korrekturfaktor für $K_s$ nach Worreschk (1985)
$K_f$	L/T	gesättigte Wasserleitfähigkeit aus Bodenproben
$K_s$	L/T	rechnerische gesättigte Wasserleitfähigkeit
$K_E$	L/T	Endinfiltrationsrate (Sprinkler-Infiltrrometer)
$K_D$	L/T	Endinfiltrationsrate (Doppelring-Infiltrrometer)



$k_r = K/K_S$	-	relative hydraulische Leitfähigkeit
$n$	-	Porosität (aus dem Kontext ersichtlich)
$n$	-	Parameter nach Van Genuchten
$N$	-	"Nugget"-Variogramm-Wert
$p$	L/T	Niederschlagsintensität
$p(t)$	L/T	zeitlicher Verlauf der Niederschlagsintensität
$pF_\alpha = \log(1/\alpha)$	-	( $\alpha$ = Parameter nach Van Genuchten (1980))
$p_M$	-	Makroporenanteil
$q$	$L^3/T/L^2$	Volumenstrom pro Flächeneinheit
$q_S$	L/T	Oberflächenabflußbildung
$q_S(t)$	L/T	zeitlicher Verlauf der Oberflächenabflußbildung
$R$	L	"Range" (Einflußbereich) aus Variogramm
$s_x$	-	Standardabweichung von $x$
$s_{\bar{x}}$	-	Standardabweichung des Mittelwerts $\bar{x}$
$S$	L	Speicherung des Regens an der Bodenoberfläche
$S'$	1/T	Senkenterm in der Richardsgleichung
$S_{av}$	L	effektive Saugspannung an der Feuchtefront, berechnet nach Mein und Larson (1973)
$S_{av}(\theta_0, \theta_a)$	L	effektive Saugspannung an der Feuchtefront, berechnet zwischen den Grenzen $\theta_0$ und $\theta_a$
$S_f$	L	effektive Saugspannung an der Feuchtefront
$t$	T	Zeit
$t_S$	T	Sättigungszeit
$\Delta t$	T	Zeitschrittweite
$v$	L/T	Filtergeschwindigkeit
$v_p$	L/T	Porengeschwindigkeit
$z$	L	vertikale Koordinate (+t)
$z_f$	L	Tiefe der Befeuchtungsfront
$z_i$	L	.... im $i$ -ten Zeitschritt
$z_S$	L	.... zum Zeitpunkt der Oberflächensättigung
$z_{\ddot{u}}$	L	Höhe der überstauenden Wasserschicht
$\Delta z$	L	Schrittweite im $z$ -Richtung, Schichtdicke
$\alpha$	1/L	Parameter nach Van Genuchten (1980)
$\theta$	Vol.-%	Wassergehalt, Bodenfeuchte
$\theta$	Vol.-%	Wassergehalt, Bodenfeuchte
$\theta^*$	-	effektiver Wassergehalt = Sättigungsgrad
$\theta^*$	-	effektiver Wassergehalt = Sättigungsgrad
$\theta_0$	Vol.-%	Anfangswassergehalt

$\theta_0$	Vol.-%	Anfangswassergehalt
$\theta_0^*$	-	Anfangssättigungsgrad
$\theta_a$	Vol.-%	Wassergehalt in ungesättigter Feuchtefront
$\theta_r$	Vol.-%	residualer Wassergehalt
$\theta_r$	Vol.-%	residualer Wassergehalt
$\theta_s$	Vol.-%	Wassergehalt bei Sättigung
$\theta_s$	Vol.-%	Wassergehalt bei Sättigung
$\bar{\theta}_s$	Vol.-%	Wassergehalt, ab dem keine Luft mehr aus dem Boden entweicht (sog. natürliche Sättigung)
$\alpha_3$	-	Faktor für Makroporeninfiltration (Worreschk)
$\phi = z - \psi$	L	hydraulisches Potential
$\psi$	L	Saugspannung
$\psi_m$	L	mittleres $\psi$ am oberen Rand einer Schicht
$\Delta\psi$	L	Saugspannungsdifferenz in einer Schicht
$\Delta z$	L	Dicke einer Schicht