Grundlagen für Schutz und Bewirtschaftung der Grundwasser des Kantons Bern

Hydrogeologie Emmental, Teil IV
Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental

Erarbeitet im Rahmen des
Nationalen Forschungsprogrammes Wasserhaushalt

Projektleitung: Dr. R.V. Blau, Wasser- und Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern

Prof. E. Trüeb, Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft, ETH Zürich

Bearbeitung: Geoelektrik: Dr. W. Fisch, Geologe, Wettswil a.A.

Hydrometrie, Grundwasserbilanzen u. -dargebot: Ingenieur- u. Studienbüro A. Werner, Burgdorf

Ermittlung der Durchlässigkeit:
Dipl.-Ing. ETH, P. Hufschmid, Burgdorf
(Doktorand bei Prof. E. Trüeb)
Ingenieur- u. Studienbüro A. Werner, Burgdorf

Wasser- u. Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern (WEA)

Grundlagen für Schutz und Bewirtschaftung der Grundwasser des Kantons Bern

Hydrogeologie Emmental, Teil IV Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental

Erarbeitet im Rahmen des
Nationalen Forschungsprogrammes Wasserhaushalt

Projektleitung: Dr. R.V. Blau, Wasser- und Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern

Prof. E. Trüeb, Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft, ETH Zürich

Bearbeitung: Geoelektrik: Dr. W. Fisch, Geologe, Wettswil a.A.

Hydrometrie, Grundwasserbilanzen u. -dargebot: Ingenieur- u. Studienbüro A. Werner, Burgdorf

Ermittlung der Durchlässigkeit:
Dipl.-Ing. ETH, P. Hufschmid, Burgdorf
(Doktorand bei Prof. E. Trüeb)
Ingenieur- u. Studienbüro A. Werner, Burgdorf

Wasser- u. Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern (WEA)

Herausgeber: Wasser- und Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern (WEA)

Erarbeitet im Rahmen des Nationalen Forschungsprogrammes Wasserhaushalt

Projektleitung: Dr. R. V. Blau, Wasser- und Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern

Prof. E. Trüeb, Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft, ETH Zürich

Bearbeitung: Geoelektrik: Dr. W. Fisch, Geologe, Wettswil a.A.

Hydrometrie, Grundwasserbilanzen u. -dargebot: Ingenieur- u. Studienbüro A. Werner, Burgdorf

Ermittlung der Durchlässigkeit: Dipl.-Ing. ETH P. Hufschmid, Burgdorf (Doktorand bei Prof. E. Trüeb) Ingenieur- u. Studienbüro A. Werner, Burgdorf

Kartographische Technik: P. Eichwald, P. Kunz (WEA) Mitarbeit: D. Hofstetter, Rossens

Schrift: Einband, Beilage 1. IV – 3. IV, Diaset AG Fotosatz, Hinterkappelen/Bern

Reprographie, Druck, Einband: Aerni-Leuch AG, Bern

Ausgabe 1983

Kaufpreis Fr. 50.–

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
VORWORT	V 1
LITERATURVERZEICHNIS (VORWORT)	V 5

TEIL A
GEOELEKTRIK

Kapitel 1: DIFFERENTIALMESSUNGEN FUER DIE GRUNDWASSERPROSPEKTION	A 1
1.1 Grundlagen	A 1
1.2 Auswertung	A 1
1.3 Interpretationsbeispiele von Differentialmessungen	A 2
1.4 Schlussfolgerungen	A 5
Kapitel 2: ZUSAMMENHAENGE SCHICHTWIDERSTAENDE-DURCHLAESSIGKEITEN	A 5
LITERATURVERZEICHNIS	A 5

TEIL B
HYDROMETRIE UND HYDROGRAPHIE

ABSCHNITT I: EINLEITUNG	B 1
Kapitel 1: FORSCHUNGSZIELE	B 1
Kapitel 2: DAS UNTERSUCHUNGSGEBIET	B 1
2. 1 Das Testgebiet	B 1
2. 2 Das topographische Einzugsgebiet	B 1
Kapitel 3: DURCHGEFUEHRTE ARBEITEN	B 3

Seite

ABSCHNITT II: MESSSTELLENNETZ UND HYDROLOGISCHE GRUNDLAGEDATEN B 4

Kapitel 4: MESSSTELLENNETZ B 4

4.1 Vorgehen beim Aufbau eines Messstellennetzes B 4
4.2 Aufbau des Messstellennetzes im Testgebiet B 5
4.3 Stammdaten B 6

Kapitel 5: MESSPERIODEN UND MESSDATEN B 8

5.1 Niederschlags- und Klimadaten B 8
5.2 Oberflächengewässer B 9
5.3 Grundwasser B 9
5.4 Temperatur- und Leitfähigkeit B 10

Kapitel 6: ERMITTLUNG DER HYDROLOGISCHEN GRUNDLAGEDATEN B 13

6.1 Niederschlag B 13
6.1.1 Messung und Genauigkeit der Niederschlagshöhe B 13
6.1.2 Bestimmung der mittleren Niederschlagshöhe eines Gebietes (Gebietsniederschlag) B 14
6.1.3 Schneedecke B 18

6.2 Verdunstung B 19
6.2.1 Bestimmung der Verdunstung B 19
6.2.2 Vergleich verschiedener Verfahren B 24
6.2.3 Räumliche Variabilität der Verdunstung B 26

6.3 Wasserstand in Oberflächengewässern B 27

6.4 Abflussmenge in Oberflächengewässern B 28
6.4.1 Allgemeines zur Genauigkeit von Abflussmessungen B 29
6.4.2 Abflussmessung mit dem hydrometrischen Flügel B 29
6.4.3 Abflussmessung mit dem Tauchstab B 31
6.4.4 Weitere Verfahren zur Bestimmung der Abflussmenge B 38
6.4.5 Die Pegel-Abfluss-Beziehung B 38

6.5 Grundwasserstand B 42
6.5.1 Einzelmessungen B 42
6.5.2 Kontinuierliche Messungen B 43

	Seite
6.6 Temperatur und Leitfähigkeit	B 44
6.6.1 Messung und Genauigkeit	B 44
6.6.2 Die vertikale Verteilung der Temperatur und Leitfähigkeit im Grundwasserleiter	B 45
ABSCHNITT III: DATENVERARBEITUNG	B 48
Kapitel 7: PROGRAMMSYSTEM GEOHYD 2	B 48
7.1 Einsatzarten	B 48
7.2 Programmaufbau	B 49
7.3 Verfügbarkeit	B 50
Kapitel 8: DATENAUFBEREITUNG	B 50
8.1 Stammdaten	B 50
8.2 Feldbeobachtungen	B 54
Kapitel 9: DATENBANK	B 56
9.1 Sicherstellung der Daten auf Magnetbändern	B 56
9.2 Struktur der Magnetbänder	B 56
9.3 Inhalt der Magnetbänder	B 56
9.4 Abrufen einer Datei	B 58
Kapitel 10: DARSTELLUNG DER DATEN	B 59
10.1 Tabellen (OUTPUT)	B 59
10.2 Zeichnungen (PLOT)	B 59
10.2.1 Grundlagepläne	B 60
10.2.2 Ganglinien	B 60
10.2.3 Dauerlinien	B 60
10.2.4 Zeiträumliche Darstellungen	B 60
Kapitel 11: UEBERTRAGUNG DER DATEN	B 61
11.1 Jahresauswertungen	B 61
11.1.1 Berechnen von Abflussmengen aus Pegel-Abflussbeziehungen	B 61
11.1.2 Berechnen von Infiltrations- und Exfiltrationsmengen	B 62
11.1.3 Berechnungen sonstiger Parameter	B 63
11.2 Grundwassermodell	B 63

Seite

ABSCHNITT IV: GRUNDWASSERSPIEGEL B 66

Kapitel 12: STANDROHRSPIEGELHOEHE UND MITTLERES POTENTIAL B 66

Kapitel 13: GRUNDWASSERSPIEGELFLAECHE B 68

13.1 Topographische Gegebenheiten B 68
13.2 Simultanmessung B 68
13.3 Isohypsen des Grundwasserspiegels B 69

Kapitel 14: GRUNDWASSERSPIEGELBEWEGUNGEN B 71

14.1 Schreibpegel und Einzelmessungen B 71
14.2 Grundlegende Auswertung permanent beobachteter Grundwassermessstellen B 72
14.2.1 Ganglinien und Dauerlinien B 73
14.2.2 Einfache statistische Kennwerte B 75
14.2.3 Trendanalysen B 77

14.3 Kosten- Nutzen- Vergleich von Schreibpegelaufzeichnungen und Einzelmessungen B 77
14.3.1 Informationsdichte B 77
14.3.2 Kostenvergleich B 78

Kapitel 15: BESCHREIBUNG DER GRUNDWASSERSTAENDE IN IHRER ZEITLICHEN VARIATION MIT HILFE VON REFERENZPEGELN B 79

15.1 Problemstellung B 79
15.2 Vergleichbarkeit von Messreihen B 80
15.2.1 Vergleichsfunktion B 80
15.2.2 Gütekriterien der Regressionsanalysen B 81
15.2.3 Charakteristische Teilgebiete B 85
15.2.4 Einfluss einer Zeitverschiebung auf die Korrelation B 85

15.3 Beschreibung der Grundwasserstandsbewegungen an beliebigen Orten im Grundwasservorkommen B 87
15.4 Herleitung der Grundwasserstandsschwankungen aus mehreren Referenzpegeln B 87

Seite

ABSCHNITT V: ZU- UND WEGFLUESSE B 88

Kapitel 16: PROBLEMSTELLUNG, ZIELSETZUNG B 88

Kapitel 17: IN- UND EXFILTRATION B 91

17.1 Allgemeines und Begriffe B 91
17.1.1 Infiltration aus Oberflächengewässern B 91
17.1.2 Exfiltration von Grundwasser B 93

17.2 Erkundung und Messung B 93
17.2.1 In- und Exfiltrationsstrecken B 93
17.2.2 Exfiltrationsgebiete B 95
17.2.3 Messung der In- und Exfiltrationsmengen B 95

17.3 Bestimmung der Infiltration bei Hochwasserabflüssen B 98
17.3.1 Grundwasserspiegelanstieg infolge Infiltration B 98
17.3.2 Berechnung der Infiltration aus dem Grundwasserspiegelanstieg B 100

17.4 Zeitliche Veränderung der Infiltration B 102
17.4.1 Einfluss der Abflussmenge auf den benetzten Umfang B 102
17.4.2 Einfluss der Abflussmenge auf die Infiltrationsleistung B 104
17.4.3 Einfluss der Wassertemperatur B 105
17.4.4 Funktionales Modell der perkolativen Infiltration B 105

17.5 Zeitliche Veränderung der Exfiltration B 106
17.5.1 Bezugsbasis B 106
17.5.2 Funktionales Modell der Exfiltration B 106

17.6 Indirekte Methoden zur Bestimmung der In- und Exfiltration B 108

Kapitel 18: GRUNDWASSERNEUBILDUNG AUS NIEDERSCHLAG B 109

18.1 Uebersicht über Methoden zur Bestimmung der direkten und indirekten Grundwasserneubildung B 109
18.1.1 Betrachtungen zum Bilanzierungskörper "BODEN" B 110
18.1.2 Betrachtungen zum Bilanzierungskörper "GRUNDWASSER" B 112

18.2 Im Forschungsprogramm nicht angewandte Methoden B 113
18.2.1 Lysimeter B 113
18.2.2 Tracermethoden B 114
18.2.3 Sättigungsänderung und Darcy-Versickerung B 114

		Seite
18.3	Klimatische Bodenwasserbilanz	B 115
18.3.1	Grundsätzliche Modellvorstellung	B 115
18.3.2	Massgebende Einflussgrössen	B 117
18.3.3	Modellmodifikation für die Bestimmung des Sickerwassers	B 118
18.3.4	Transformation von S_N in G_N	B 120
18.4	Einzellinearspeicher	B 125
18.4.1	Grundsätzliche Modellvorstellung	B 125
18.4.2	Ermittlung der Entwässerungskonstanten α aus der Ganglinienanalyse	B 127
18.4.3	Instationärer Verlauf der direkten Grundwasserneubildungsrate	B 131
18.4.4	Ermittlung des Speicherkoeffizienten	B 133
Kapitel 19:	RANDLICHE UNTERIRDISCHE ZUFLUESSE	B 135
19.1	Konzentrierter Randzufluss	B 137
19.1.1	Querschnitts-Durchfluss nach DARCY	B 137
19.1.2	Hydrologische Bilanz	B 138
19.2	Disperser Randzufluss	B 138
19.2.1	Modifikation des Einzellinearspeichermodells für die Besimmung der indirekten Grundwasserneubildung	B 139
Kapitel 20:	GRUNDWASSERNUTZUNG	B 141
ABSCHNITT VI:	LEITFAEHIGKEIT UND TEMPERATUR	B 143
Kapitel 21:	LEITFAEHIGKEIT	B 143
21.1	Massgebende Einflussfaktoren	B 143
21.2	Die räumliche Verteilung der Leitfähigkeit	B 146
21.3	Die zeitliche Variation der Leitfähigkeit	B 150
21.3.1	Emme	B 150
21.3.2	Grundwasser	B 151
Kapitel 22:	TEMPERATUR	B 153
22.1	Massgebende Einflussfaktoren	B 153
22.2	Die räumliche Verteilung der Temperatur	B 155

Seite

ABSCHNITT VII: LANGFRISTIGE BEOBACHTUNGEN VON GRUNDWASSERVORKOMMEN B 157

Kapitel 23: ZIELE UND AUFGABEN BEI EINER LANGFRISTIGEN GRUNDWASSER-BEOBACHTUNG B 157

23.1 Allgemeine Ziele B 157
23.2 Betreuung von Messstellen-Netzen B 157
23.2.1 Kantone B 157
23.2.2 Bund B 158
23.2.3 Oeffentliche und private Interessengruppen B 158

Kapitel 24: VORSCHLAG FUER DAS PERMANENTE MESSSTELLENNETZ B 159

24.1 Niederschlags- und Klima-Messstationen B 161
24.2 Oberflächenwasser-Messstationen B 161
24.2.1 Oberflächenwasser-Schreibpegel (Abflusspegel) B 161
24.2.2 Emme-Temperatur B 162

24.3 Grundwasser-Messstationen B 163
24.3.1 Grundwasserstand (Potential) B 163
24.3.2 Grundwassernutzung B 164
24.3.3 Grundwasser-Güte und -Temperatur B 164

LITERATURVERZEICHNIS B 165

Seite

TEIL C
DIE ERMITTLUNG DER DURCHLAESSIGKEIT VON LOCKERGESTEINSGRUNDWASSER-LEITERN, EINE VERGLEICHENDE UNTERSUCHUNG VERSCHIEDENER FELDMETHODEN

VORWORT DES PROJEKTLEITERS C I

VORWORT DES AUTORS C III

ABSCHNITT I: PROBLEMSTELLUNG UND GRUNDLAGEN C 1

Kapitel 1: PROBLEMSTELLUNG C 1

Kapitel 2: UNTERSUCHUNGSPROGRAMM C 5

2.1 Voruntersuchungen C 5
2.1.1 Schweizerische Lockergesteins-Grundwasserleiter C 5
2.1.2 Umfrage über Aufschlussbohrungen zur Grundwassererkundung C 5

2.2 Untersuchungen im Testgebiet Emmental C 7
2.2.1 Vorversuche in den Aufschlussbohrungen des WEA C 7
2.2.2 Kleinpumpversuche kombiniert mit Flowmetermessungen C 8

2.3 Vergleich der Bohrverfahren und Durchlässigkeitsversuche im Testareal Aefligen C 8
2.4 Modellversuche am Halbraummodell einer Aufschlussbohrung C 10
2.5 Weiterentwicklung einer Flowmetersonde C 10
2.6 Zeitlicher Ablauf der Forschungsarbeiten C 10

Kapitel 3: TESTAREAL AEFLIGEN C 12

3.1 Hydrogeologische Verhältnisse C 12
3.2 Geotechnische und lithologische Beschreibung der Schotter C 14
3.2.1 Klassifikation nach USCS C 14
3.2.2 Entnahme und Untersuchung der Bodenproben C 17
3.2.3 Vergleich zwischen Emmeschotter und Vorstossschotter C 21

3.3 Lithologische Beschreibung der Schotter (Bohrprofile) C 25
3.3.1 Bohrprofile der Rotationskernbohrungen C 25
3.3.2 Vergleich zwischen Emmeschotter und Vorstossschotter C 28
3.3.3 Bohrprofile der Rotationsspülbohrungen C 29

Seite

3.4 Vergleich der geotechnischen resp. lithologischen Beschreibung der Schotter mit der Durchlässigkeit C 29
3.4.1 Vergleich der nach USCS klassierten Bodenproben mit der Durchlässigkeit C 30
3.4.2 Vergleich der lithologisch klassierten Schichten der Bohrprofile mit der Durchlässigkeit C 31
3.4.3 Zusammenfassung und Ausblick C 32

Kapitel 4: VERGLEICH DER BOHRVERFAHREN C 34

4.1 Anordnung der Versuchsbohrungen C 34
4.1.1 Paarweise Anordnung der Bohrungen C 34
4.1.2 Notwendige Anzahl der Bohrungen C 35
4.1.3 Räumliche Anordnung der Bohrungen C 35

4.2 Verrohrte Rotationskernbohrungen C 36
4.3 Verrohrte Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung C 40
4.4 Unverrohrte Rotationsspülbohrung mit Dickspülung C 43
4.5 Schlussfolgerungen aus dem Vergleich der Bohrverfahren C 46

Kapitel 5: THEORETISCHE GRUNDLAGEN DER FILTERSTROEMUNG C 47

5.1 Das Konzept der Filterströmung C 47
5.2 Ansatz von Darcy C 48
5.3 Ansatz von Forchheimer C 49
5.4 Laminare und nichtlaminare Filterströmung C 49
5.4.1 Kritische Filtergeschwindigkeit C 50
5.4.2 Widerstandskoeffizient b C 51
5.4.3 Beispiele für die praktische Bedeutung der nichtlaminaren Filterströmung C 52

5.5 Der Durchlässigkeitsbeiwert C 53

ABSCHNITT II: DURCHLAESSIGKEITSVERSUCHE IM BOHRLOCH C 54

Kapitel 6: THEORIE UND METHODIK DER BOHRLOCHVERSUCHE C 54

6.1 Die verschiedenen Bohrloch-Versuchstypen C 54
6.2 Ermittlung der Punkt-k-Werte bei Laminarströmung C 55
6.2.1 Versuche mit konstanter Druckhöhe C 55
6.2.2 Versuche mit variabler Druckhöhe C 56
6.2.3 Anströmfaktor C C 56

		Seite
6.3	Ermittlung der Punkt-k-Werte bei nichtlaminarer Strömung	C 59
6.3.1	Kugelförmige Aequipotentialflächen	C 59
6.3.2	Zylinderförmige Aequipotentialflächen	C 59
6.3.3	Praktisches Vorgehen bei der Auswertung der Versuche	C 60
Kapitel 7:	VERGLEICHENDE BOHRLOCHVERSUCHE IM TESTAREAL AEFLIGEN	C 61
7.1	Konzept und praktische Durchführung der Versuche	C 61
7.1.1	Räumliche Anordnung der Versuche	C 61
7.1.2	Untersuchte Typen von Vorbohrungen	C 62
7.1.3	Versuchsinstallationen, Messgeräte und erhobene Messwerte	C 63
7.1.4	Zeitlicher Ablauf der mehrstufigen Pump- und Einspülversuche	C 67
7.2	Charakteristischer Verlauf der Pump- und Einspülversuche	C 68
7.2.1	Versuche mit Entsandung der Vorbohrung	C 68
7.2.2	Versuche mit Versturz der Vorbohrung	C 69
7.2.3	Versuche mit Aufschwimmen der Bohrlochsohle	C 70
7.3	Charakteristischer Verlauf der Bohrlochversuche in den Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung	C 70
7.4	Ermittlung der massgebenden Länge der Vorbohrung	C 71
7.5	Schlussfolgerungen und Vorschläge für die praktische Durchführung von Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch	C 72
ABSCHNITT III:	KLEINPUMPVERSUCHE IM FILTERROHR: PROFIL- UND BEREICHS-K-WERTE	C 75
Kapitel 8:	METHODIK UND THEORETISCHE GRUNDLAGEN DER KLEINPUMPVERSUCHE	C 75
8.1	Zu den Begriffen Kleinpumpversuch, Profil- und Bereichs-k-Wert	C 75
8.2	Die Brunnenströmung im homogenen, isotropen und anisotropen Aquifer	C 76
8.2.1	Die stationäre Brunnenströmung	C 77
8.2.2	Das Problem der Reichweite im stationären Strömungsfall	C 85
8.2.3	Die instationäre Brunnenströmung	C 87
8.2.4	Mehrphasige Kleinpumpversuche	C 89
8.3	Die Brunnenströmung im Aquifer mit horizontaler Schichtung	C 91
8.3.1	Bekannte Untersuchungen an geschichteten Systemen	C 91
8.3.2	Die Brunnenströmung für einen vertikalen Abschnitt des Aquifers	C 94
8.3.3	Ermittlung der Bereichs-k-Werte im Aquifer mit schichtweise veränderlichem Ruhewasserspiegel	C 96
8.3.4	Ermittlung des ursprünglichen Ruhewasserspiegels im Aquifer	C 99
8.3.5	Die Brunnenergiebigkeit in einem geschichteten Aquifer	C 103

Seite

Kapitel 9: BEDEUTUNG UND MOEGLICHKEITEN FUER DIE ELIMINATION DER BRUNNENVERLUSTE C 106

9.1 Zum Begriff der Brunnenverluste C 106
9.2 Bisher übliche Verfahren für die Berechnung der Brunnenverluste C 107
9.2.1 Verfahren mit Stufenpumpversuchen C 107
9.2.2 Analytische und numerische Modelle für den homogenen Aquifer C 107

9.3 Ermittlung der Brunnenverluste gestützt auf Flowmetermessungen C 108

Kapitel 10: STROEMUNGSVERLUSTE IN DER FILTERSCHUETTUNG UND AM UEBERGANG ZWISCHEN AQUIFER UND BRUNNEN C 110

10.1 Berechnung der Strömungsverluste in der Filterschüttung C 110
10.1.1 Der Durchlässigkeitsbeiwert der Filterschüttung C 111
10.1.2 Der Widerstandskoeffizient der Filterschüttung C 112
10.1.3 Strömungsverluste der im Testareal Aefligen verwendeten Filterschüttung C 112

10.2 Strömungsverluste am Uebergang zwischen Aquifer und Brunnen C 115
10.2.1 Definition des Skin-Effektes C 115
10.2.2 Skin-Effekt bei den untersuchten Bohrverfahren C 117

Kapitel 11: STROEMUNGSVERLUSTE IM FILTERROHR C 122

11.1 Beschreibung der gebräuchlichen Brunnenfilterrohre C 122
11.1.1 Einteilung der handelsüblichen Brunnenfilterrohre C 122
11.1.2 Verwendung der Filterrohre in Aufschlussbohrungen in der Schweiz C 122
11.1.3 Glatte Kunststoffilterrohre mit horizontaler Schlitzung C 123

11.2 Berechnung der Filtereintrittsverluste C 125
11.2.1 Die Reibungszahl des Filterschlitzes C 126
11.2.2 Untersuchungen von Klotz an handelsüblichen Brunnenfilterrohren C 129
11.2.3 Der Widerstandsbeiwert des Filterschlitzes C 132
11.2.4 Untersuchungen von Petersen, Rohwer und Albertson C 132
11.2.5 Untersuchungen von Kirschmer und Ueker C 135
11.2.6 Vergleich der Untersuchungen und praktisches Vorgehen bei der Berechnung der Filtereintrittsverluste C 137

11.3 Berechnung der Strömungsverluste im Filterrohr C 144
11.3.1 Grundgleichung der Strömung im Filterrohr C 144
11.3.2 Strömungsverluste für einen Filterrohrabschnitt mit konstanter Zuströmung C 146
11.3.3 Rohrreibungszahlen für Filterrohre C 148
11.3.4 Praktisches Vorgehen bei der Berechnung der Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr C 152

Seite

Kapitel 12: ERMITTLUNG DES VERTIKALEN VOLUMENSTROMES IM FILTERROHR MIT EINER FLOWMETERSONDE C 157

12.1 Wahl einer geeigneten Messmethode C 157
12.2 Bisherige Anwendungen und Typen von Flowmetersonden C 159
12.3 Beschreibung des verwendeten Flowmeter-Messgerätes C 162
12.4 Das Messprinzip des Impellers C 164
12.4.1 Geometrische Beziehungen am Impeller C 165
12.4.2 Geschwindigkeitsfeld des Fluids und Relativgeschwindigkeit am Impellerblatt C 166
12.4.3 Der reibungsfreie Impeller im idealen Fluid C 167
12.4.4 Der reibungsbehaftete Impeller im idealen Fluid C 168
12.4.5 Der reibungsbehaftete Impeller im realen Fluid C 170
12.4.6 Vergleich der theoretischen Geschwindigkeits-Drehzahl Beziehungen mit Messergebnissen C 172

12.5 Die Durchflussmessung mit der Flowmetersonde C 174
12.5.1 Geschwindigkeitsfeld und Durchfluss im Messquerschnitt C 174
12.5.2 Berührungslose Messung im Geschwindigkeitsprofil C 176
12.5.3 Durchflussmessung mit einer reibungsbehafteten und querschnittsverdrängenden Sonde C 181
12.5.4 Der Einfluss sondenbedingter Druckverluste auf den Durchfluss im Messquerschnitt C 184

12.6 Eichmessungen und empirische Eichbeziehungen C 190
12.6.1 Möglichkeiten für die Ermittlung empirischer Eichbeziehungen C 190
12.6.2 Eichmessungen im Schleppkanal der Landeshydrologie C 192
12.6.3 Eichmessungen in einem vertikalen Schacht C 196
12.6.4 Flowmeter-Eichanlage Aefligen C 197
12.6.5 Vergleich und Schlussfolgerungen C 201

Kapitel 13: MODELLVERSUCHE UEBER DIE STROEMUNGSVERHAELTNISSE IM BEREICH DER WASSERENTNAHMESTELLE: HALBRAUMMODELL C 202

13.1 Beschreibung des Halbraummodelles C 202
13.2 Ergebnisse der Standrohrspiegelmessungen und Farbtracerversuche C 206
13.3 Abschätzung der Ringraumverluste C 209
13.3.1 Ermittlung der Widerstandszahlen C 210
13.3.2 Ermittlung der Volumenstrom-Komponenten Q_u und Q_o C 212

13.4 Schlussfolgerungen aus den Modellversuchen C 214

Seite

Kapitel 14: KLEINPUMPVERSUCHE UND FLOWMETERMESSUNGEN C 215

14.1 Vergleichende Versuche im Testareal Aefligen C 215
14.1.1 Ausbau der Versuchsbohrungen im Testareal C 215
14.1.2 Ergebnisse der ersten Versuche und Konsequenzen C 216
14.1.3 Vergleich verschiedener Berechnungsverfahren für die Ermittlung von Profil-k-Werten C 216

14.2 Wiederholung der Kleinpumpversuche in den wichtigsten Aufschlussbohrungen im Testgebiet Emmental C 219
14.2.1 Natürliche Vertikalströmungen in den Aufschlussbohrungen C 219
14.2.2 Vergleich zwischen alten und neuen Profil-k-Werten C 222

14.3 Praktische Durchführung und Auswertung kombinierter Kleinpumpversuche und Flowmetermessungen C 223
14.3.1 Stammdaten und Feldbeobachtungen C 224
14.3.2 Darstellung der Resultate C 225

14.4 Praktische Schlussfolgerungen aus Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen C 227

ABSCHNITT IV: GROSSPUMPVERSUCHE: GEBIETS-K-WERT C 228

Kapitel 15: GROSSPUMPVERSUCH IM TESTAREAL AEFLIGEN C 228

15.1 Versuchsinstallationen und Messdaten C 228
15.2 Auswertung des Grosspumpversuches C 231
15.2.1 Variation der Randbedingungen C 231
15.2.2 Ergebnisse in Bezug auf die Durchlässigkeit C 231
15.2.3 Ergebnisse in Bezug auf den Speicherkoeffizienten C 234

15.3 Vergleich zwischen den verschiedenen Durchlässigkeitsversuchen im Testareal Aefligen C 238
15.3.1 Die Ermittlung hydraulisch repräsentativer Mittelwerte C 238
15.3.2 Zusammenhang zwischen Profil- und Bereichs-k-Werten im statistisch homogenen Aquifer C 241
15.3.3 Ermittlung der hydraulisch repräsentativen Durchlässigkeit im Testareal Aefligen C 242
15.3.4 Vergleich zwischen Punkt-k-Werten und Bereichs-k-Werten C 243

		Seite
Kapitel 16:	ZUSAMMENFASSENDE SCHLUSSFOLGERUNGEN, EMPFEHLUNGEN UND AUSBLICK	C 244
16.1	Modellierung der Filterströmung und des Aquifers	C 244
16.2	Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch	C 245
16.3	Kleinpumpversuche in verfilterten Aufschlussbohrungen	C 246
16.3.1	Kleinpumpversuche kombiniert mit Flowmetermessungen	C 246
16.3.2	Kleinpumpversuche mit inneren oder äusseren Manometerleitungen ohne Flowmetermessungen	C 249
16.3.3	Ausbau von Aufschlussbohrungen	C 249
16.4	Ausblick	C 250
Zusammenfassung		C 253
Abstract		C 255
Anhang		C 256
LITERATURVERZEICHNIS		C 292

Seite

TEIL D
GRUNDWASSERMODELL

ABSCHNITT I: EINLEITUNG D 1

Kapitel 1: FORSCHUNGSZIELE D 1

Kapitel 2: UEBERSICHT UEBER DIE DURCHGEFUEHRTEN ARBEITEN D 1

ABSCHNITT II: WASSERBILANZEN D 4

Kapitel 3: OBERFLAECHENWASSERBILANZIERUNG D 6

3.1 Emme und Kanalsystem D 10
3.1.1 Niederwasserabfluss D 12
3.1.2 Jahresabflüsse D 21

3.2 Seitenbäche und Grundwasseraustritte D 25
3.2.1 Urtenen D 25
3.2.2 Limpach D 26
3.2.3 Oesch (und Chrümelbach) D 27
3.2.4 Utzenstorf D 29
3.2.5 Wiler-Zielebach D 30
3.2.6 Zielebach-Recherswil D 31

Kapitel 4: GRUNDWASSERBILANZIERUNG D 32

4.1 Bilanzierungsgleichungen D 33
4.1.1 Begriffe D 33
4.1.2 Einzellenmodell D 34
4.1.3 Einfaches Mehrzellenmodell D 36

4.2 Lösungsverfahren D 39
4.2.1 "Trial and Error"-Verfahren D 39
4.2.2 Ausgleichungsrechnung D 40

4.3 Grundwasserbilanzen im Testgebiet D 44
4.3.1 Bilanzierungskörper D 44
4.3.2 Grundwasserbilanzierung vom 3. Oktober 1978 D 47
4.3.3 Instationäre Monatsbilanzen der Jahre 1976 bis 1980 D 50

		Seite
Kapitel 5:	HYDROLOGISCHE BILANZIERUNG	D 54
5.1	Wasserhaushaltsgleichung	D 54
5.2	Hydrologische Bilanzen im Einzugsgebiet Unteres Emmental	D 56
5.2.1	Luterbach	D 57
5.2.2	Urtenen	D 59
5.2.3	Limpach	D 61
5.2.4	Oesch	D 64
5.2.5	Emme, Burgdorf	D 67
5.2.6	Emme, Wiler	D 68
5.2.7	Einzugsgebiet Unteres Emmental	D 70
ABSCHNITT III:	AUFBAU DES NUMERISCHEN GRUNDWASSERMODELLS	D 74
Kapitel 6:	NUMERISCHE SIMULATION DUPUIT'SCHER GRUNDWASSERSTROEMUNGEN	D 74
6.1	Mathematische Grundlagen	D 74
6.1.1	Strömungsgleichungen	D 74
6.1.2	Räumliche Diskretisierung	D 76
6.1.3	Zeitliche Diskretisierung	D 76
6.2	Modellparameter	D 76
6.2.1	Mittleres Grundwasserpotential Φ	D 76
6.2.2	Grundwasserstauer z_u	D 77
6.3.3	Zu- und Wegflüsse Q	D 78
6.2.4	Elementdurchlässigkeitsbeiwerte k_E	D 79
6.2.5	Speicherkoeffizient S	D 79
6.3	Diskretisierungsfehler	D 80
6.3.1	Räumlicher Diskretisierungsfehler	D 80
6.3.2	Zeitlicher Diskretisierungsfehler	D 82
Kapitel 7:	COMPUTERPROGRAMM NSDG2	D 83
7.1	Indirekte Bestimmung der Elementdurchlässigkeitsbeiwerte	D 83
7.1.1	Stromstreifenverfahren	D 83
7.1.2	Gradientenverfahren	D 85
7.2	Zeitliche Verzögerung der direkten Grundwasserneubildung in Abhängigkeit des Flurabstandes	D 86
7.3	Transferfunktionen	D 86
7.3.1	Modell- und Kontrollparameter	D 87
7.3.2	Modellkennziffern	D 90

Seite

7.4 Variation der Speicherkoeffizienten D 91
7.5 Statistische Nachauswertung der Modellgrössen D 92
7.5.1 Flächenbezogene Auswertungen D 92
7.5.2 Zeitbezogene Auswertungen D 93

Kapitel 8: STRUKTURELLER AUFBAU DES MODELLS "UNTERES EMMENTAL" D 95

8.1 Grundsätze D 95
8.1.1 Grösse und Berandung eines Modellgebietes D 95
8.1.2 Anordnung und Dichte von Knoten D 96

8.2 Diskretisierung des Modellgebietes D 99
8.2.1 Modellrand und Randbedingungen D 100
8.2.2 Knoten und Elemente D 101
8.2.3 Gewässerknoten D 103

Kapitel 9: MODELLGROESSEN D 103

9.1 Zeitunabhängige Modellparameter D 103
9.1.1 Die Terrainoberfläche D 103
9.1.2 Der Grundwasserstauer D 104
9.1.3 Anfangsabschätzung der Elementdurchlässigkeitsbeiwerte D 104
9.1.4 Anfangsabschätzung der Elementspeicherkoeffizienten D 106

9.2 Zeitabhängige Modell- und Kontrollparameter D 107
9.2.1 Grundwasserpotentiale D 107
9.2.2 Zu- und Wegflüsse D 109

ABSCHNITT IV: EICHUNG DES GRUNDWASSERMODELLS D 111

Kapitel 10: MODELLEICHUNG D 111

10.1 Problematik D 111
10.2 Arbeitsweise D 112
10.2.1 Stationäre Modelleichung D 112
10.2.2 Instationäre Modelleichung D 114

		Seite
Kapitel 11:	ERGEBNISSE DER STATIONAEREN MODELLEICHUNG	D 116
11.1	Berechnete Durchlässigkeitsverteilung	D 116
11.1.1	Durchschnittliche Durchlässigkeit	D 116
11.1.2	Variation der Durchlässigkeit	D 117
11.1.3	Durchlässigkeit und Stratigraphie	D 117
11.1.4	Durchlässigkeit aus Klein-und Grosspumpversuchen	D 119
11.2	Berechnete Grundwasserpotentiale vom 3. Oktober 1978	D 121
11.2.1	Abweichungen zwischen Potentialen und Wasserständen	D 121
11.2 2	Isohypsen des Grundwasserspiegels und der Potentiale	D 122
11.3	Modellkennziffern vom 3. Oktober 1978	D 122
11.3.1	Modellkennziffern und Oberflächenwasserbilanz	D 124
11.3.2	Modellkennziffern und Grundwasserbilanz	D 125
11.4	Flurabstände	D 126
Kapitel 12:	ERGEBNISSE DER INSTATIONAEREN MODELLEICHUNG	D 127
12.1	Speicherkoeffizient	D 127
12.1.1	Durchschnittlicher Speicherkoeffizient	D 127
12.1.2	Flächenbezogene Verteilung der Speicherkoeffizienten	D 128
12.1.3	Speicherkoeffizient und Durchlässigkeit	D 130
12.1.4	Speicherkoeffizient aus der Ganglinienanalyse und den Grosspumpversuchen	D 131
12.2	Berechnete Grundwasserpotentiale der Jahre 1976 bis 1978	D 132
12.2.1	Differenzen zwischen Potentialen und Grundwasserständen	D 132
12.2.2	Berechnete und gemessene Ganglinien	D 134
12.3	Modellkennziffern 1976 bis 1978	D 138
12.3.1	Direkte Grundwasserneubildung	D 139
12.3.2	Indirekte Grundwasserneubildung	D 141
12.3.3	In- und Exfiltrationsmengen, Jahresabflussbilanzen	D 142
12.3.4	Ganglinien der In- und Exfiltrationsmengen	D 143
12.3.5	Grundwasserentnahme	D 145
12.3.6	Profil Zu- und Wegflüsse	D 146

Seite

ABSCHNITT V: ANWENDUNG DES GRUNDWASSERMODELLS D 147

Kapitel 13: GRUNDWASSERDARGEBOT D 147

13.1 Mittleres Grundwasserdargebot D 147
13.1.1 Jährliche Aenderungen 1976 bis 1978 D 147
13.1.2 Kurzfristige Speicheränderungen D 148
13.1.3 Spezifische Grundwassermengen D 149
13.1.4 Strömungsbereiche D 151
13.1.5 Strömungsrichtung und Filtergeschwindigkeit D 153

13.2 Totales Grundwasserdargebot D 154
13.3 Nutzbares Grundwasserdargebot D 155
13.3.1 Ausgangslage D 155
13.3.2 Grundwasserentnahme von 20'000 l/min im Raum Utzenstorf - Koppigen D 156
13.3.3 Nutzbares Grundwasserdargebot des Testgebietes D 159

Kapitel 14: UEBERWACHUNG DES GRUNDWASSERDARGEBOTES UND DER GRUNDWASSERGUETE D 159

14.1 Langfristige Ueberwachung D 159
14.2 Auswirkungen einer Gewässerkorrektion auf das Grundwasser D 160

Kapitel 15: SCHLUSSFOLGERUNGEN D 163

LITERATURVERZEICHNIS D 164

BEILAGENVERZEICHNIS

Grundlagen für Schutz und Bewirtschaftung der Grundwasser des Kantons Bern
Hydrogeologie Emmental Teil IV

Beilage IV, 1 Hydrographie
Beilage IV, 2 Aufbau des Grundwassermodells
Beilage IV, 3 Resultate des Grundwassermodells

HYDROGEOLOGIE EMMENTAL, TEIL IV

MODELLSTUDIE ZUR BESTIMMUNG DES GRUNDWASSERDARGEBOTES IM TESTGEBIET EMMENTAL

VORWORT

1968 hat der Kanton Bern begonnen, seine für die Trink- und Brauchwasserversorgung wichtigen Grundwasservorkommen systematisch zu erforschen. Erste Ergebnisse haben bald gezeigt: Grundwasserleiter können nur ausreichend geschützt und optimal bewirtschaftet werden, ohne andere Nutzungsinteressen am Boden unnötig einzuschränken, wenn ihre Lage im Raum und ihre Eigenschaften genügend genau bekannt sind. Gestützt auf diese Erkenntnisse ist der Auftrag, Unterlagen für den Schutz und die Bewirtschaftung unserer Grundwasservorkommen zu erarbeiten, 1971 im bernischen Wassernutzungsgesetz (Art. 127a) verankert worden. Mit einer Wasserzinserhöhung sind 1971 die dafür nötigen finanziellen Mittel bereitgestellt worden. Die Lage der Ballungszentren sowie der grössten Siedlungsdichten und die durch sie hervorgerufenen Versorgungs- und Schutzprobleme haben uns bewogen, zuerst die in den eiszeitlichen und nacheiszeitlichen Schotterfüllungen unserer übertieften Talläufe des Mittellandes fliessenden Grundwasserströme zu erkunden. Die gestellte Aufgabe, mit einem vom Nutzen her gesehen vertretbaren finanziellen Aufwand, zuverlässig Grundwasser-Dargebote zu bestimmen, sowie Bewirtschaftungs- und Schutzkonzepte zu entwickeln, erwies sich als bedeutend komplexer als erwartet. Schwierigkeiten bereitete einerseits der oft extrem heterogene und anisotrope Aufbau unserer nahe des Alpenrandes im Vorland der Gletscher oder in Deltas und Flutebenen der heutigen Flüsse abgelagerten Schotter-Grundwasserleiter (V 1)[1]. Ihre Eigenschaften wechseln sowohl lateral wie auch vertikal häufig und rasch, entsprechend dem lithologischen Aufbau, der Korngrössenverteilung (Hauptfraktion Kies, mögliche Nebenfraktionen in der Reihenfolge ihrer Bedeutung: Sand, Steine, Silt, Blöcke, Ton), dem Sortierungsgrad, den Strukturen der Sedimente sowie den Diskordanzen, erzeugt durch den steten Wechsel von Erosions- und Sedimentationsphasen während der Genese. Von der Prospektionsmethodik her gesehen, bereiteten andererseits vor allem folgende Wissenslücken Schwierigkeiten:

- Zuverlässige Verfahren zur Bestimmung von Durchlässigkeitsbeiwerten mit Kleinpumpversuchen, die wir als nötig erachten, um über ausreichende Berechnungs- und Kontrollparameter zu verfügen, fehlen (V 1).

- Die bis heute bei unseren komplex gebauten Grundwasserleitern verwendeten Methoden, um Speisungs- und Zuflusskomponenten zu bestimmen, genügen nicht, Betrachtungen über Aufwand-Nutzenverhältnisse fehlen.

---

1) Regeln für Hinweise:

B 45	siehe Literaturverzeichnis Teil B, Nr. 45
F/T-A 1.1	siehe Figur/Tabelle 1.1 im Teil A
Be 2	siehe Beilage IV, 2
B-3/6.4.5	vgl. Teil B, Kapitel 3, Abschnitt 6.4.5

- Methoden zur zuverlässigen wirtschaftlichen Dargebotsermittlung bei derartigen Verhältnissen sollten weiter entwickelt werden.

Ungefähr 73% des Trink- und Brauchwasserbedarfes (einschliesslich der Eigenförderung der Industrie) der Schweiz werden aus Grundwasservorkommen (einschliesslich der Quellen) gedeckt, wobei der grösste Teil aus Schottergrundwasserleitern gefördert wird. Wie eine Prognose für das Jahr 2000 zeigt, wird auch künftig der prozentuale Anteil des Grundwassers an der Bedarfsdeckung nur unwesentlich, d.h. auf ca. 66%, zurückgehen (V 2). Denken wir einerseits an die wirtschaftliche, hygienische und ökologische Bedeutung unserer Grundwasser, an ihre wichtige Rolle bei der Notstandsversorgung, andrerseits an die wachsende quantitative und qualitative Gefährdung (V 3,4) müssen wir fordern: Es ist dringend nötig, ausreichende Kenntnisse der Eigenschaften unserer Grundwasservorkommen zu gewinnen, um sie optimal bewirtschaften und ausreichend schützen, um ihre Bedeutung für die Oekosysteme und den Lebensraum des Menschen darlegen zu können. Ausgehend von dieser Forderung hat gemeinsam mit Herrn Prof. E. Trüeb[2] das bernische Wasser- und Energiewirtschaftsamt (WEA)[3] im Rahmen des Nationalen Forschungsprogrammes (NFP) Wasserhaushalt 1977 dem Schweiz. Nationalfonds ein Forschungsgesuch eingereicht und zugesprochen erhalten mit folgenden Schwerpunkten:

GEOELEKTRIK
- Erproben einer verfeinerten geoelektrischen Messmethode (Differentialmessung), die bessere Tiefen- und Widerstandsbestimmungen zulässt.

- Festhalten der Rahmenbedingungen, innerhalb welcher geoelektrische Schichtwiderstände zur Prognostizierung von Durchlässigkeitsbeiwerten verwendet werden können.
  Bearbeitung Dr. W. Fisch, Geologe, Wettswil a.A.

HYDROMETRIE UND HYDROGRAPHIE
- Vergleichen und Erarbeiten von geeigneten Methoden, um randliche unterirdische Zuflüsse, Infiltrationen aus Oberflächengewässern und Exfiltrationen von Grundwasser zu bestimmen.

- Ergänzen von Kriterien für die Anordnung, den Betrieb und die Auswertung signifikanter Grundwasser-Beobachtungsstellen (B 25).

- Ueberprüfen geeigneter Methoden, um die Grundwasserneubildung aus direkt versickernden Niederschlägen zu ermitteln.
  Bearbeitung: Ingenieur- und Studienbüro A. Werner, Burgdorf

ERMITTELN DER DURCHLAESSIGKEIT
- Grundlagestudien zur Verbesserung der Versuchs- und Auswertmethoden bei der Durchlässigkeitsbestimmung mit Gross- und Kleinpumpversuchen.

- Vergleichende Untersuchungen verschiedener Bohrverfahren im Hinblick auf ihre Anwendung bei der Grundwassererkundung.
  Bearbeitung: Dipl.Ing. ETH P. Hufschmied, im Rahmen einer Dissertation bei Prof. E. Trüeb; Ingenieur- und Studienbüro A. Werner, Burgdorf

2) Professur für Siedlungswasserwirtschaft der ETH Zürich
3) Projektleitung Dr. R.V. Blau

GRUNDWASSERBILANZEN UND -DARGEBOT

- Erstellen einer Grundwasserbilanz, gestützt auf Durchflussberechnungen durch Bilanzierungsprofile; Vergleich mit den Ergebnissen numerischer Simulationen der instationären Grundwasserströmung; ausgegangen wird von dem im Auftrage des Bundesamtes für Wasserwirtschaft entwickelten EDV-Programm zur Simulation Dupuit'scher Grundwasserströmungen (B 94).

- Ausarbeiten einer umfassenden Methodik für die Ermittlung des Grundwasserdargebotes.
  Bearbeitung: Ingenieur- und Studienbüro A. Werner, Burgdorf.

Als Testgebiet ist das Untere Emmental gewählt worden (Be 1). Das sich von Oberburg über Burgdorf, Kirchberg, Utzenstorf, Koppigen bis zur Kantonsgrenze südlich Gerlafingen (Kt. Solothurn) erstreckende, ung. 76 km^2 grosse Untersuchungsgebiet liegt 20 km nordöstlich von Bern. Es wird gebildet durch den rezenten Talboden der Emme. Der Grundwasserstauer wird hauptsächlich aufgebaut von Sandsteinen und Mergeln der Molasse, daneben finden sich vereinzelte Moränenrelikte und Seeablagerungen. Der Grundwasserleiter, würmeiszeitliche Schotter (Kies, sandig, selten siltig, mit zahlreichen Steinen und Blöcken) bis zu 50 m mächtig, ist im allgemeinen gut durchlässig. Stellenweise wird er überlagert von Moräne. Das Grundwasser spiegelt im allgemeinen frei, abgesehen von wenigen Stellen, wo die Moräne unter die Grundwasseroberfläche hinabreicht. Seine Oberfläche liegt 0,5 bis 18 m unter OK Terrain. Zwischen dem Grundwasservorkommen und dem Oberflächenwassernetz bestehen enge Wechselbeziehungen. Das Gebiet ist gewählt worden, weil hier der Kanton Bern 1968 - 1981 erste Grundlagen für die Bewirtschaftung und den Schutz des Grundwasservorkommens erarbeitete (B 7). Damit war gewährleistet, dass das Erreichen der anspruchsvollen Ziele des Forschungsprogrammes nicht scheiterte an fehlenden Basisdaten oder ungenügender Infrakstruktur.

Angestrebt wurde, den sich mit der Grundwasserprospektion befassenden Fachleuten in der Schweiz Unterlagen zur Verfügung zu stellen, die erlauben, die Erkundung unserer Aquifere zielgerechter, zuverlässiger und preisgünstiger auszuführen. Aehnliche Eigenschaften der Grundwasserleiter wie im Testgebiet, finden wir auch in den meisten Grundwasser führenden Lockergesteinsablagerungen des Mittellandes aber auch in denen der übertieften Täler der Alpen und, etwas weniger ausgeprägt, des Juras. Die gewonnenen Erkenntnisse sind deshalb allgemein verwendbar bei der Prospektion gebirgsrandnaher Grundwasservorkommen in Lockergesteinen.

Die angestrebten Ziele sind weitgehend erreicht worden. Die Ergebnisse ermöglichen, künftige Untersuchungen auf eine bessere Basis abzustellen. Einige Erkenntnisse zwingen neue Wege einzuschlagen, stellen viele der bisherigen Resultate in Frage. Da es im Rahmen des Schlussberichtes zum Nationalen Forschungsprogramm Wasserhaushalt[4] nicht möglich war, neben den wichtigsten Schlussfolgerungen auch die zu ihnen führenden Resultate umfassend und die Untersuchungsschritte nachvollziehbar wiederzugeben, hat sich der Kanton Bern entschlossen, diesen Band zu veröffentlichen. Die nötige weiterführende Forschung soll dadurch angeregt, fundierte kritische Aeusserungen ermöglicht

4) Teil Grundwasser erschien im Gas-Wasser-Abwasser Nr. 63/9 (1983).

und damit aus den investierten Geldern möglichst grosses Kapital geschlagen werden. Das zusätzliche, vom Nationalfonds in Auftrag gegebene Handbuch zur "Grundwassererkundung in Lockergesteins-Grundwasserleitern" wird vor allem darlegen, wie unsere Ergebnisse richtig eingesetzt werden.

Von verschiedener Seite ist darauf hingewiesen worden, wir hätten wohl gute Resultate erzielt, die dafür nötigen finanziellen Mittel würden aber normalerweise für die Erforschung eines Grundwasservorkommens nicht zur Verfügung stehen. Zwei Bemerkungen dazu:

- Wir haben im Testgebiet Emmental die Aufgabe erhalten, verschiedene Verfahren zum Bestimmen einzelner Parameter zu prüfen. Wir mussten deshalb bedeutend mehr Messungen durchführen, als dies für die Erforschung eines Grundwasservorkommens im allgemeinen nötig ist. Der aufgezeigte Messaufwand ist daher sicher nicht massgebend für alle Aufgaben.

- Wir mussten aber auch lernen: Die verschiedenen massgebenden Parameter, abhängig von ihrer Lage im Raum und teilweise auch von der Zeit, zuverlässig zu bestimmen, sowie ein numerisches Strömungsmodell genügend sorgfältig zu eichen, damit es auch praktischen Anforderungen genügt, sind bedeutend anspruchsvollere Aufgaben, als bisher im allgemeinen angenommen worden ist.

Wir werden daher in Kauf nehmen müssen: Eindeutige Aussagen über das Verhalten von Grundwasservorkommen, über Dargebote usw. werden, ausgehend von unseren Erkenntnissen, künftig einen bedeutend grösseren Aufwand an Untersuchungen erfordern, als er bis heute üblich war. Vergegenwärtigen wir uns die wirtschaftliche und ökologische Bedeutung unserer Grundwasser, wären wir schlecht beraten, wegen der gesteigerten Kosten die Untersuchungen nicht soweit zu führen, dass wir ihre Bewirtschaftung zuverlässig steuern und einen ausreichenden Schutz gewährleisten können.

Die recht anspruchsvolle Forschungsaufgabe konnte nur befriedigend abgeschlossen werden, dank dem wir von allen Seiten unterstützt worden sind. Wir danken vor allem

- der Abteilung NFP des Schweiz. Nationalfonds, der sie beratenden Expertengruppe und dem Programmleiter Grundwasser Dr. Ch. Haefeli. Unsere neuen Erkenntnisse erforderten mehrere Aenderungen und Ergänzungen des Forschungsplanes; sie standen unseren Wünschen immer sehr aufgeschlossen gegenüber und halfen mit, die Arbeiten befriedigend weiterführen und beenden zu können;

- den Herren Prof. Dr. D. Vischer und Dr. P. Volkart, VAW ETH-Z, deren Labor wir beanspruchen und mit deren Rat wir jederzeit rechnen durften;

- den Herren Dr. Ch. Emmenegger und M. Fischer, Landeshydrologie BUS, die uns beraten, eine Abflussmessstelle an der Emme sowie einzelne Messgeräte zur Verfügung gestellt haben;

- Herrn H. Uhlmann, Lehrwerkstätten der Stadt Bern, der uns sein Labor für erste Eichversuche von Flowmetersonden zur Verfügung stellte;

- den Herren Regierungsrat H. Sommer (VEWD) und Oberingenieur R. Merki (WEA), die viel Verständnis für unsere Arbeit zeigten und uns behilflich waren, die nötigen ergänzenden Kredite zu erhalten.[5)]

Grosser Dank gebührt dem Parlament und der Regierung des Kantons Bern. Sie haben nicht nur dieses Forschungsvorhaben unterstützt[5)], sondern durch ihr Fördern der hydrogeologischen Erkundung des Kantons Bern seit 1968 ermöglicht, die wichtigsten Erkenntnislücken klar zu erkennen und das Basiswissen für die anspruchsvolle Forschungsaufgabe zu gewinnen.

Danken darf ich als Projektleiter auch allen Mitarbeitern: Herr Prof. Trüeb hatte für unsere Anliegen stets Zeit und Rat; Herr dipl. Ing. ETH A. Werner und seine Mitarbeiter Frau S. Nolte, F. Muchenberger, dipl. Ing. HTL, der kompetent all die Probleme der numerischen Strömungssimulation behandelte, F. Lüthi, dipl. Ing. HTL, P. Höhn, dipl. Ing ETH, M. Würsten, dipl. Ing. ETH, W. Eggen, dipl. Ing. HTL, A. Meister, R. Ryser, haben sich sehr eingesetzt für die Aufgabe; Herr dipl. Ing. ETH P. Hufschmied zeigte beim Bearbeiten seiner schwierigen Dissertationsaufgabe grosse Ausdauer und die nötige Findigkeit; Herr Dr. W. Fisch fand sich immer bereit, seine geoelektrischen Befunde zu diskutieren. Im WEA haben die Herren Kartographen P. Eichwald und P. Kunz viel zur ansprechenden Darstellung der Resultate beigetragen, Frau B. Hofer, Fräulein C. Krummenacher und Fräulein M. Nyffeler die vielen Sekretariats- und Schreibarbeiten zuverlässig erledigt.Die Materialteuerung, die vom Nationalfonds nicht ausgeglichen werden konnte, verschlang einen Teil der Forschungskredite. Die Arbeit zu beenden war nur möglich, dank dem grosszügigen Entgegenkommen von Herrn Werner, der auf einen Teil seines Honorars verzichtete.

LITERATURVERZEICHNIS (VORWORT)

V1 TRUEB, E. (1981): Besonderheiten der Grundwassernutzung in der Schweiz.- Gas-Wasser-Abwasser 61/9, w 13 - w 18.

V2 TRUEB, E. (1975): Die Bedeutung des Grundwassers für die Wasserversorgung der Schweiz. -DVGW-Schriftenreihe Wasser 10, 51-62.

V3 EAWAG/U. BUNDI (1981): Gewässerschutz in der Schweiz. -Bern (Haupt).

V4 JACKSON R.E., ET AL. (1980): Aquifer contamination and protection. -UNESCO Studies and reports in hydrology 30; Paris (UNESCO).

5) Die für die Forschungsarbeiten benötigten Mittel stammten zu ungefähr 77% aus Forschungsgeldern des Nationalfonds, der Rest aus den Krediten für die hydrogeologische Kartierung des Kantons Bern (Grossratsbeschluss Nr. 105 vom 15.2.1977; diverse Beschlüsse des Regierungsrates).

TEIL A

GEOELEKTRIK

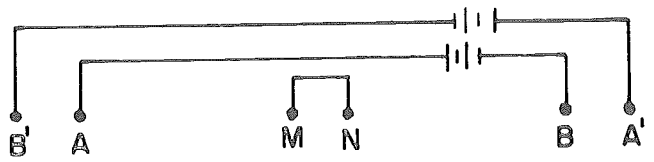
Kapitel 1: DIFFERENTIALMESSUNGEN FUER DIE GRUNDWASSERPROSPEKTION

1.1 Grundlagen

Erprobt werden sollte in erster Linie eine verfeinerte geoelektrische Messmethode, die Differentialmessung, welche bessere Widerstands- und Tiefenbestimmungen zulässt. An einigen ausgewerteten Beispielen werden ihre Möglichkeiten erläutert.

Die Messanordnung für die Differentialbestimmung erfolge nach ZOHDY (A1). F-A 1.1 zeigt die Sonden A-M-N-B im klassischen Schlumberger-Dispositiv, wobei A und B die Strom-, M und N die Potentialelektroden darstellen.

Fig. A 1.1 Elektrodenanordnung bei der Differentialmessung



Bei der Differentialmessung wird dem Stromkreis A-B durch die Hilfselektroden A' und B' ein zweiter, umgepolter Stromkreis überprägt. Damit können neben den spezifischen Widerständen die Werte des longitudinalen und transversalen Differentials bestimmt werden. Bei Messungen im Rahmen des NFP wurden vor allem die longitudinalen Differentiale bestimmt; diese sind geeigneter, um hochohmige Zwischenschichten zu erkennen. Die im Felde für jede A-B, A'-B' Stellung ermittelten Widerstände sind "scheinbare" Widerstände; sie entsprechen nicht einem Schichtwiderstand. Diese scheinbaren Widerstände werden in den F-A 1.2 bis 4 mit RO (Schlumberger) und ROL (Differential) bezeichnet. Die Schichtwiderstände erhält man erst durch die Auswertung einer Messreihe von RO- und ROL-Werten.

1.2 Auswertung

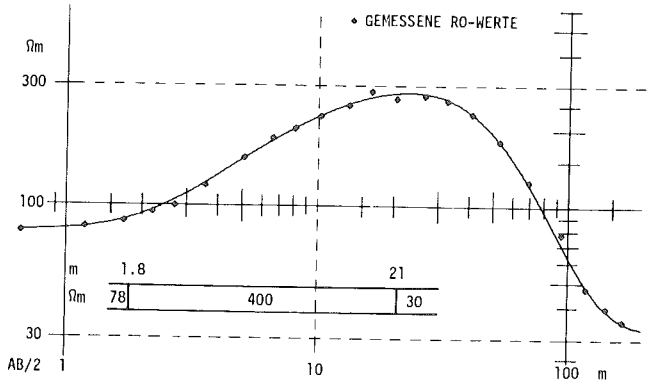
Die klassische, über Jahrzehnte am meisten gebrauchte Methode stützte sich auf Kataloge von gerechneten 3-Schichtenkurven, die erlaubten mit Hilfspunkt-

verfahren auch Folgen von mehr als 3 Schichten auszuwerten ("Master Kurven-Kataloge"). Diese wurden Mitte der sechziger Jahre durch Computer gerechnete, wesentlich genauere Kataloge ersetzt. Basierend auf einer Ableitung von VAN DAM (A2) publizierte ARGELO (A3) 1967 ein Computer-Programm in Fortran, das erlaubt, bis zu neun Schichten zu berechnen. Wir installierten dieses samt Plot auf dem ETH-Computer. Es ist sowohl für die Berechnung von Katalog-Kurven als auch für die Kontrolle von Auswertungen nach dem Hilfspunktverfahren geeignet. In jüngster Zeit sind verschiedene Computer-Programme entwickelt worden, welche erlauben, geoelektrische Messungen direkt auszuwerten. Die Felddaten können direkt eingegeben werden; je nach Programmaufbau erhält man mehrere Auswertungsvarianten; es ist möglich, durch Vorgabe von Schicht-Widerständen oder -Tiefen in den Rechenablauf einzugreifen. KOEFOED (A4) hat diese Methoden in hervorragender Weise zusammengestellt und samt Programm-Listings publiziert. Einige dieser Programme konnten im Rahmen des NFP nutzbringend eingesetzt werden.

1.3 Interpretationsbeispiele von Differentialmessungen

F-A 1.2 zeigt eine Schlumberger-Messung im Testareal Aefligen (F-B 13.1, B 18.7). Sie wurde mit einer 3-Schichtenkurve ausgewertet und mit dem Programm von ARGELO (A3) kontrolliert. Die Masterkurve stimmt mit den gemessenen RO-Werten sehr gut überein. Die Schichtfolge ist wie folgt zu interpretieren: Die 78Ωm der 1. Schicht entsprechen dem Widerstand von Humus und feinkörnigen Deckschichten bis 1,8 m unter Terrain; darunter folgen grundwasserführende Schotter mit einem Schichtwiderstand von 400Ωm; in 21 m Tiefe liegt die Oberfläche der mergelreichen Molasse (30Ωm).

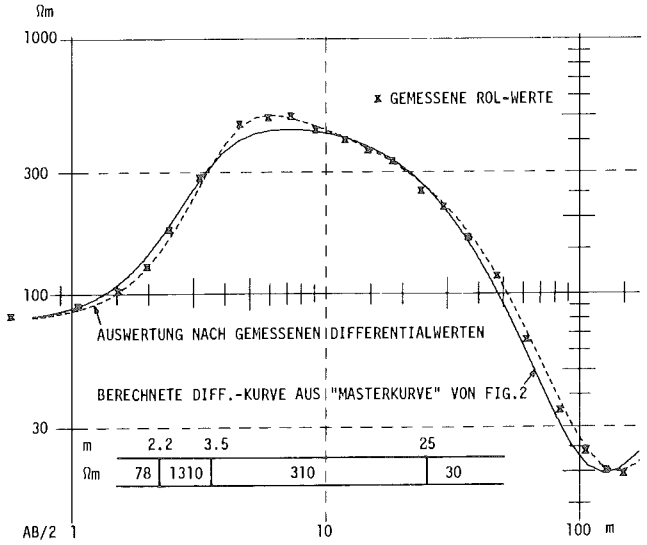
Fig. A 1.2 Testareal Aefligen; graphische Auswertung der Schlumberger-Messung mit 3-Schichten-"Masterkurve"



F-A 1.3 zeigt die Auswertung der Differential-Messung derselben Sondierstation. Die aus der Masterkurve von F-A 1.2 berechnete Differential-Kurve stimmt schlecht mit den gemessenen Differentialwerten überein. Die Computer-unterstützte Auswertung zeigt, dass eine geringmächtige, hochohmige Schicht von 1310 m (Kies ohne Grundwasser) über dem wasserführenden Schotter eingeschaltet sein muss. Das Beispiel zeigt, dass mit Hilfe der Differential-

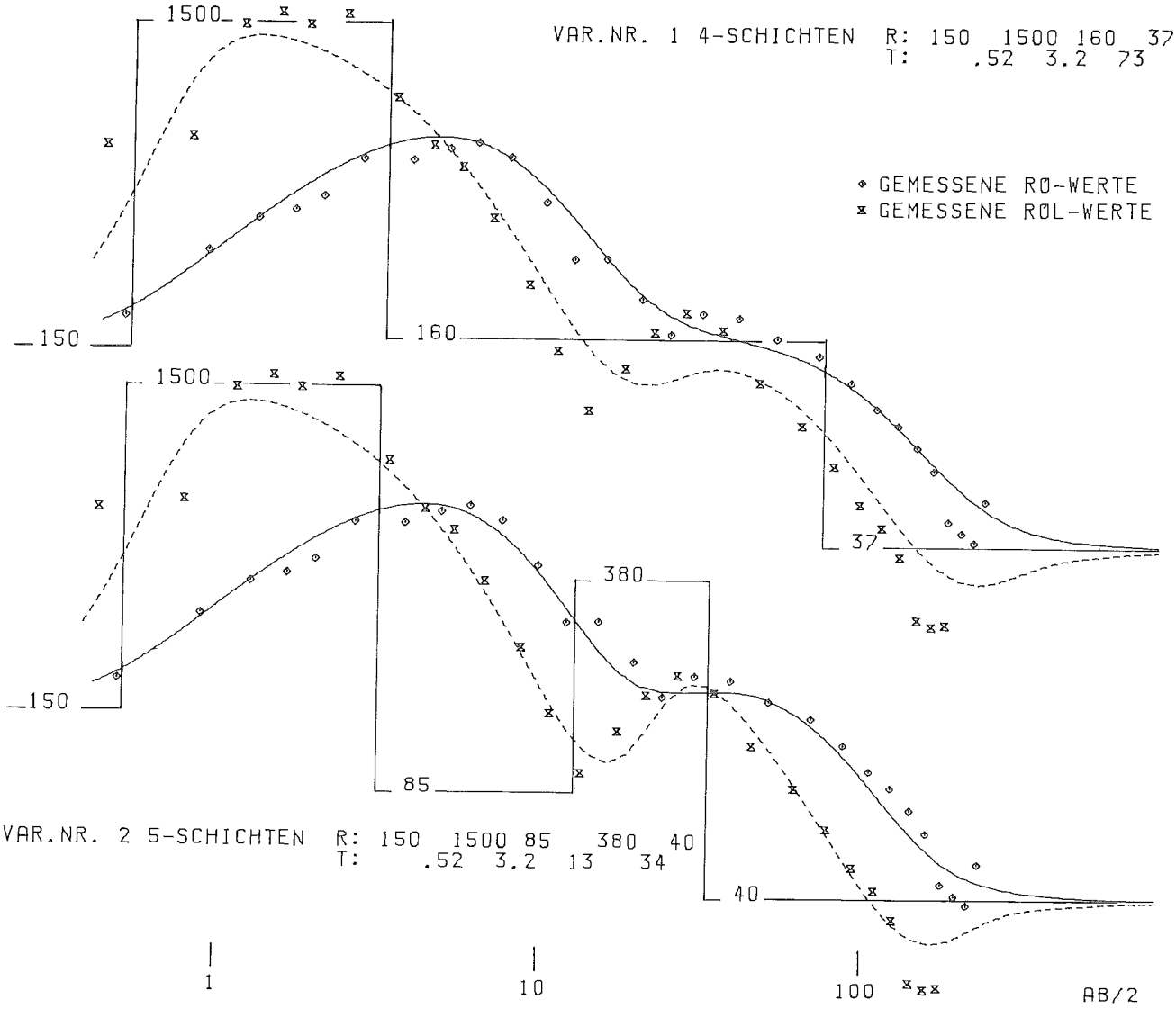
Messung eine verfeinerte Auswertung möglich ist, welche die Erkennung von zwischengeschalteten Schichten erlaubt, die in der Schlumberger-Messung als "hidden layers" verborgen bleiben.

Fig. A 1.3 Testareal Aefligen; Vergleich der aus der Masterkurve berechneten Differentialkurve mit der aus den gemessenen Werten berechneten



Ein weiteres Beispiel einer versteckten, tieferliegenden Schicht illustriert F-A 1.4. Es handelt sich um einen der ersten Differential-Messversuche von 1974 in der Gegend von Koppigen (F-B 18.7). Die Messung der Differential-Werte musste mit nur einem Stromkreis ausgeführt werden. Der Wert von ROL wurde jeweils aus zwei Einzelmessungen berechnet, was gegenüber der direkten Messung eine Einbusse an Genauigkeit verursachte. Die obere Kurve zeigt die Auswertung nach Schlumberger, ohne die Differential-Messwerte zu berücksichtigen; diese konnten damals noch nicht interpretiert werden, auch zweifelte man wegen der Streuung der Messpunkte an deren Realität. Sie täuscht mit einer Tiefenlage von 73 m unter OK Terrain für die Oberfläche des Stauers (37Ωm) einen viel zu hohen Wert vor. Die Nachinterpretation stimmt mit den Bohrergebnissen überein. Der in der Bohrung nachgewiesene Grundwasserleiter, 13 - 34 m unter OK Terrain, 380Ωm, zeichnet sich mit dem Schlumberger-Dispositiv nicht ab, einzig die Differentialmessung erlaubt ihn zu erkennen.

Fig. A 1.4 Koppigen
Var. Nr. 1 Auswertung der Schlumberger-Messung ohne Berücksichtigung der Differentialmessung
Var. Nr. 2 Nachauswertung, Differentialmessungen berücksichtigt



1.4 Schlussfolgerungen

Differential-Messungen bringen verfeinerte und präzisere geoelektrische Untersuchungsresultate. Mit modernen Apparaten ist der Mehraufwand im Felde relativ klein. Hingegen braucht die Auswertung mit dem Computer wesentlich mehr Zeit als die mit dem Kurvenkatalog nach dem Hilfspunktverfahren.

Bei der Wertung geoelektrischer Interpretationen ist aber immer zu berücksichtigen: Um die nötige Eindringtiefe zu erreichen, müssen die Sonden entsprechend weit auseinander liegen. Das heisst: Geoelektrische Resultate liefern im Gegensatz zu Bohrungen keine punktförmigen Aufschlüsse. Längs der Messstrecke sind die erfassten Schichten selten durch parallele Flächen begrenzt, wie es theoretisch der Fall sein müsste. Differenzen zwischen Resultaten aus Bohrungen und geoelektrischen Messungen werden in den schweizerischen alpenrandnahen Lockergesteins-Grundwasserleitern (vgl. V) immer auftreten. Bei sehr heterogenen Untergrundverhältnissen zeigte sich, dass Schlumberger- und Differential-Kurve desselben Messpunktes so stark differieren können, dass keine Auswertung mehr möglich ist, welche mit beiden Messungen übereinstimmt.

Kapitel 2: ZUSAMMENHAENGE SCHICHTWIDERSTAENDE - DURCHLAESSIGKEITEN

In Anlehnung an die Studien von REPSOLD (A5) über die Zusammenhänge Schichtwiderstände/Durchlässigkeiten sind im Testareal Aefligen Vergleiche angestellt worden. Da sich hier bereits zahlreiche Schwierigkeiten abzeichneten, haben wir das Problem nicht weiterverfolgt. Wir kommen zu folgendem Schluss:

Unter gewissen Bedingungen kann aus den Widerstandswerten auf die Durchlässigkeit geschlossen werden. Allgemein gültige Aussagen würden aber ausgedehnte Untersuchungen erfordern. Da eine Reihe schwierig zu erfassender Randbedingungen eingehalten sein müssen, verspricht die Methode nicht viel.

LITERATURVERZEICHNIS

A1 ZOHDY, A.A.R. (1969): A new method for differential resistivity sounding. -Geophysics 34, 924-943.

A2 VAN DAM, J.C. (1965): A simple method for calculation of standard-graphs to be used in geo-electrical prospecting. -Geophys. Prospect. 13, 37-65.

A3 ARGELO, S.M. (1967): Two computer programs for the calculation of standard graphs for resistivity prospecting. -Geophys. Prospect. 15, 71-91.

A4 KOEFOED, O. (1979): Resistivity soundings measurements. -Geosounding principles 1, Amsterdam (Elsevier).

A5 REPSOLD, H. (1976): Ueber das Verhalten des Formationsfaktors in Lockersedimenten bei schwach mineralisierten Porenwässern. -Geol. Jb. E9, 19-34.

TEIL B

HYDROMETRIE UND HYDROGRAPHIE

ABSCHNITT I: EINLEITUNG

Kapitel 1: FORSCHUNGSZIELE

Die Modellstudie Emmental verfolgte auch das Ziel, hydrometrische Methoden für die Grundwassererkundung welche für die Praxis geeignet und hinreichend genau sind, zu prüfen, zu ergänzen und allenfalls neu zu erarbeiten. Die Forschungsschwerpunkte sind im Vorwort aufgeführt.

Das Schwergewicht im Teil B wird bewusst auf allgemein gehaltene, für den Praktiker nützliche Darstellungen der untersuchten hydrometrischen Methoden gelegt, welche anhand charakteristischer Beispiele aus dem Testgebiet näher beleuchtet und untermauert werden. Die verwendeten hydrologischen Fachausdrücke wurden soweit wie möglich von bestehenden Verzeichnissen und Normen übernommen (B 18, 47).

Umfassendere, speziell auf das Testgebiet und das Grundwassermodell Emmental bezogene Resultate werden im Teil D zusammengestellt.

Kapitel 2: DAS UNTERSUCHUNGSGEBIET

Das in die Modellstudie Emmental einbezogene Untersuchungsgebiet ist in Be 3 und F-D 5.9 abgebildet. Es umfasst das eigentliche Testgebiet und für die Wasserbilanzen (D - 3) auch die seitlichen Einzugsgebiete.

2.1 Das Testgebiet

Das Testgebiet entspricht dem Emmental-Grundwasserleiter von Oberburg, Tschamerii, bis ins solothurnische Grenzgebiet bei Gerlafingen (Ordinate 224000) und den Mündungsgebieten der Seitentäler des Limpachs, der Urtenen und Oesch (V).

2.2 Das topographische Einzugsgebiet

Die seitlichen topographischen Einzugsgebiete belegen eine Fläche von 345 km^2.

Im Süden bei Oberburg beginnend, verläuft die östliche Grenze über den Scheidwald und den Rachisberg, entlang der Wasserscheide zwischen Rüegsbach und Fischbach über den Weidwald auf die Lueg. Anschliessend bildet die Wasserscheide zwischen dem Einzugsgebiet der Oesch und der Oenz die Grenze. Sie führt über Schwanden nach Wynigen, über Ieschberg, Ober-Alchenstorf, Bittwil, über den Steinenberg nach Seeberg bis zum Buechwald nördlich von Heriswil, um dann bei Halten an die Nordgrenze (Ordinate 224000, tiefster Punkt 450 m ü.M.) anzuschliessen.

Die westliche Grenze führt von Oberburg über die Oschwand auf die Wasenegg und folgt der Wasserscheide zwischen dem Biembach und dem Luterbach bis auf die Diepoldshusenegg. Hier dreht sie nach Westen ab, überquert das Lindental und führt über den Bantiger (höchster Punkt 947 m ü.M.) bis zum Grauholz. Weiter verläuft sie über die Wasserscheide zwischen der Urtenen und dem Lyssbach quer durch den Allmitwald nach Münchenbuchsee, Moosaffoltern, Grossaffoltern. Von Ottiswil an zieht sie entlang der nördlichen Berandung des Limpacheinzugsgebietes über Kyburg-Buchegg bis an die Emme nördlich von Kräiligen und zur Ordinate 224000 (Vgl. LK 1 : 25000, Blätter 1127, 1147 und B 7, Beilage 6).

Zu erwähnen ist, dass der regulierbare Chappelenbach, infolge der künstlichen Verzweigung in Wynigen, teilweise in den Wynigenbach und teilweise in die Oenz fliesst. Das erwähnte Einzugsgebiet wird somit etwas vergrössert.

Kapitel 3: DURCHGEFUEHRTE ARBEITEN

Eine Uebersicht vermittelt T-B 3.1.

Tab. B 3.1 Ablauf der hydrometrischen Arbeiten

	Hydrometrie, Hydrographie
1977	- Wasserstands-, Leitfähigkeits- und Temperaturmessungen in der Emme und im Grundwasser (bis Ende 1980) - Abflussmessungen in der Emme und in den übrigen Oberflächengewässern (bis Ende 1980) - Differenzmessungen in der Emme und in den Exfiltrationsgebieten (bis Ende 1979) - Erstellen des Jahrbuches der Grund- und Oberflächenwasserstandsmessungen (bis Ende 1980)
1978	- Ueberprüfen und Ueberarbeiten des Messstellennetzes im Hinblick auf die Bilanzierung - Simultanmessung der Grund- und Oberflächenwasserstände (3. Okt. 1978) - Korrelation zwischen Grundwasserstand und Exfiltrationsmengen
1979	- Korrelationsbeziehungen zwischen den Schreibpegelaufzeichnungen verschiedener Grundwassermessstellen - Bereitstellen der Grundlagen für die Reduktion des Messstellennetzes - Abfluss-Infiltrationsbeziehung für verschiedene Emme-Flussabschnitte für Nieder- und Mittelwasser - Uebertragbarkeit der Messreihen auf Knotenpunkte des numerischen Modlles prüfen
1980	- Erweitern der Abfluss-Infiltrationsbeziehung für Emme-Hochwasser - Grundlagenbeschaffung für die instationäre Grundwasserbilanzierung: Direkte Grundwasserneubildung aus Niederschlag, randliche unterirdische Zuflüsse - Auswerten der Temperatur- und Leitfähigkeitsmessungen
1981	- Verbessern der Grundlagen für die instationäre Grundwasserbilanzierung - Aufbereiten der hydrologischen Grundlagedaten für die achte Grundwasserneubildung
1982	- Schlussauswertungen, Schlussbericht

ABSCHNITT II: MESSSTELLENNETZ UND HYDROLOGISCHE GRUNDLAGEDATEN

Die Gesamtheit der hydrometrischen Stationen und Messstellen eines Untersuchungsgebietes wird im folgenden kurz Messstellennetz genannt. Es dient dazu, die hydrologischen Grundlagedaten wie Niederschlagshöhen, Klimadaten, Wasserstände, Abflussmengen, physikalische und chemische Parameter usw. in ihrer räumlichen und zeitlichen Variabilität zu erheben.

Vorerst werden in B-4 und 5 der Aufbau des Messstellennetzes im Testgebiet kurz erläutert und eine Uebersicht über die erhobenen hydrologischen Grundlagedaten gegeben. In B-6 wird die Ermittlung der hydrologischen Grundlagedaten zusammen mit praktischen Hinweisen ausführlich beschrieben.

Kapitel 4: MESSSTELLENNETZ

4.1 Vorgehen beim Aufbau eines Messstellennetzes

Die Dichte eines Messstellennetzes sowie Standort und Ausbau der Messstellen sind immer abzustimmen auf die zu lösenden Aufgaben. Weil bei der Grundwasserprospektion mit den Messstellen neben hydrometrischen Daten oft auch Aufschlüsse über die Geometrie und die hydrologischen Kennziffern des Grundwasserleiters gesammelt werden, ist das für die Hydrometrie relevante Messstellennetz ebenfalls auf die geologische und geohydraulische Erkundung des Grundwasservorkommens auszurichten. Ein Messstellennetz wird im allgemeinen in drei Phasen erstellt:

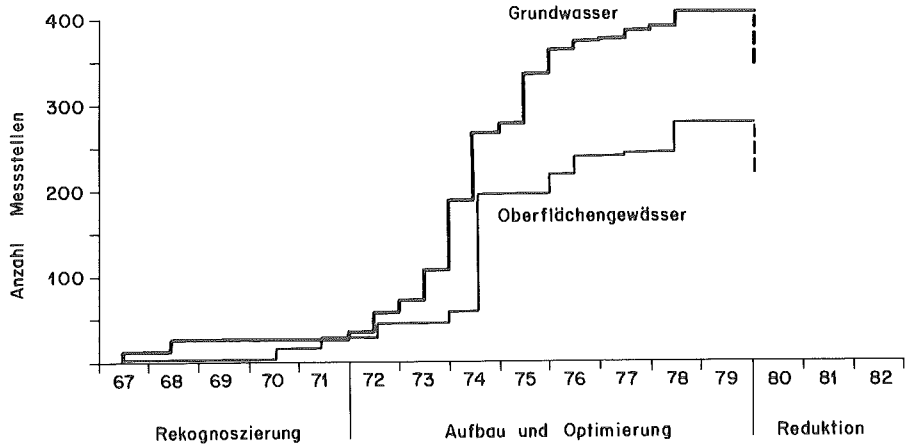
In der ersten Phase werden Aufschlüsse, Informationen und Grundlagen über das Grundwasservorkommen und allenfalls vorhandener Messstellen gesammelt, verarbeitet, mit ersten Messresultaten ergänzt. Basierend auf diesen Vorarbeiten und auf Feldbegehungen erfolgt die Projektierung meistens mit dem Ziel, eine hydrogeologische Modellvorstellung zu gewinnen, die Lage des Grundwasserspiegels und der Staueroberfläche, die hydrologischen Kennziffern usw., die Speisungs- und Zehrmechanismen, die Wechselbeziehung zwischen Grundwasser- und den Oberflächengewässern zu erfassen und die Zu- und Wegflüsse zu quantifizieren.

In der zweiten Phase erfolgt der eigentliche Aufbau des Messstellennetzes in einem iterativen Prozess: Die im aktuellen Messstellennetz erhobenen Messdaten werden laufend mit den oben beschriebenen Zielvorstellungen konfrontiert, Messstellennetz und Messkampagnen sind zu erweitern bis die Widersprüche auf ein verantwortbares Mass reduziert sind und das Untersuchungsziel, z.B. die Grundwasserbilanzierung, erreicht werden kann. Oft lässt sich ein Untersuchungsziel nur befriedigend erreichen, wenn ein numerisches Grundwassermodell erstellt wird. Bereits erste generelle Modelleichungen aufgrund weniger Modellparameter geben wichtige Hinweise auf Erkundungslücken und erlauben Mängel im Messstellennetz und der Messdatenerhebung laufend zu schliessen, bis bekannte stationäre und instationäre Strömungszustände mit genügender Genauigkeit simuliert werden können.

Nach Abschluss der Untersuchungsarbeiten und gestützt auf die gewonnenen Erkenntnisse kann das Messstellennetz in einer dritten Phase gezielt und gewässerschutztechnisch einwandfrei abgebaut und soweit notwendig in einem reduzierten Umfang weiterbetreut werden.

4.2 Aufbau des Messstellennetzes im Testgebiet

Fig. B 4.1 Anzahl Messstellen im Testgebiet



Im Rahmen der siedlungswasserwirtschaftlichen Planung des Kantons Bern, Unteres Emmental, wurde in den Jahre 1972 bis 1976 das von BLOCH (B 12) aufgebaute, grossmaschige Messstellennetz wesentlich erweitert und verdichtet. Der detaillierte Aufbau des Messstellennetzes und die tabellarische und situationsmässige Darstellung der Messstellen kann aus (B 7) entnommen werden.

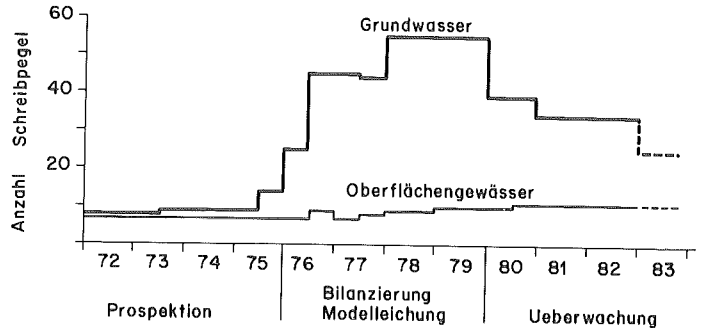
Für die Modellstudie Emmental konnte ein umfangreiches Messstellennetz von über 1000 Messstellen (davon über 100 Aufschlussbohrungen, über 300 gerammte Piezometer resp. Peilrohre, ca. 150 Schacht- und Verikalfilterbrunnen, ca. 400 Oberflächenwasser-Abstichpunkte sowie über 100 Abflussmesssstellen und -stationen) übernommen werden. Es musste, abgesehen von den speziellen Piezometern und Bohrungen im Testareal Aefligen (C) lediglich mit drei Aufschlussbohrungen ergänzt werden.

Die von der Landeshydrologie in verdankenswerter Weise im Januar 1979 aufgebaute Abflussmessstation an der Emme, Burgdorf (615.209/6), ermöglichte, den Oberflächenwasserzufluss ins Testgebiet wesentlich besser als bisher zu erfassen. Für die Niederschlags- und Klimadaten standen die Aufzeichnungen der SMA-Stationen, vor allem von Burgdorf und Oeschberg, sowie die Daten der WEA-Pluviographen Wydenhof/Kirchberg und Fraubrunnen zur Verfügung.

Die Situation der wichtigsten Messstellen geht aus (B 7, Beilagen III, 2B, 3, 5 und 6) hervor. F-B 4.1 zeigt den phasenweisen Aufbau des Messstellennetzes für das Testgebiet Emmental. Neben Simultanmessungen der Grund- und Oberflä-

chenwasserstände und Abfluss-Eichmessungen an den Oberflächengewässern wurden vor allem die vorhandenen, z.T. langjährigen Messreihen der Grund- und Oberflächenwasser-Schreibpegel weitergeführt. Sie wurden ab 1977 mit den Daten von acht weiteren Grundwasser-Schreibpegeln und vier Thermolimnigraphen ergänzt. F-B 4.2 zeigt die Entwicklung des Schreibpegelnetzes. In den Jahren 1978 und 1979 standen insgesamt 55 Grundwasser- und 10 bis 11 Oberflächenwasser-Schreibpegel im Einsatz.

Fig. B 4.2 Zeitdiagramm der eingesetzten Schreibpegel im Testgebiet



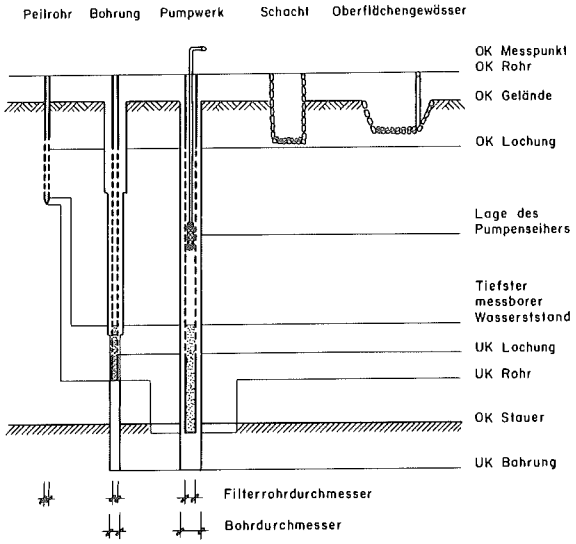
Sobald die Modelleichung und umfangreiche Korrelationsrechnungen zwischen den Spiegelbewegungen verschiedener Grundwasserbeobachtungsstellen abgeschlossen waren, konnte nach 1979 das Grundwasser-Schreibpegelnetz schrittweise reduziert werden. Ende 1981 konnte der definitive Vorschlag für das heute notwendige permanente Messstellennetz vorgelegt werden (B-24). Es umfasst noch 25 Schreibpegel einschliesslich der sieben von den öffentlichen Wasserversorgungen betreuten Messinstrumente.

Das Netz der Oberflächenwasser-Schreibpegel musste laufend ergänzt werden. Weil im Testgebiet der Grundwasserhaushalt massgebend durch die In- und Exfiltrationen geprägt wird, sind auch heute noch alle Messstellen an den Oberflächengewässern unentbehrlich.

4.3 Stammdaten

Als Stammdaten werden die Angaben zur Beschreibung und Lokalisierung einer Messstelle bezeichnet. Sie sind unerlässlich, um definitive Feldbeobachtungen zu erheben und diese numerisch oder graphisch auszuwerten. Zu jeder Messstelle gehören mindestens die Bezeichnung, die Lagekoordinaten sowie die Messpunkthöhe. Oft sind weitere Angaben und Höhenkoten erwünscht. F-B 4.3 zeigt als Beispiel Stammdaten für verschiedene Messstellentypen.

Fig. B 4.3 Erläuterungen zu den Stammdaten



Im Testgebiet wurden von sämtlichen Oberflächengewässer- und Grundwassermessstellen die Stammdaten auf ein EDV-konformes Stammdatenblatt (F-B 4.4) eingetragen und auf Magnetband gespeichert (B-7 bis 11).

Fig. B 4.4 Stammdatenblatt GEOHYD

GEOHYD STAMMDATEN

KUNDENNUMMER 4294 - 3575

LANDEIGENTÜMER

BEARBEITER Wü

BLATT 533

AUFTRAGGEBER
WEA DES KTS. BERN
ABTEILUNG GEOLOGIE

AUFTRAG 3575

DATUM 17.01.76

BEMERKUNG UNTERES EMMENTAL 2. ETAPPE

ADRESSE

TEL.

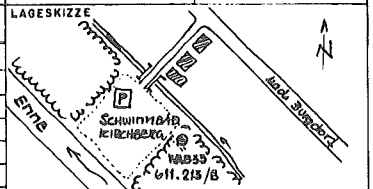
Büro
Ingenieur- u. Studienbüro
A. Werner, dipl. Ing. ETH
Amselweg 10 Tel. 034 - 27886
3400 Burgdorf

MESSSTELLE W A B 3 3

SPEZ. NUMMER 611.213/8

ORT KIRCHBERG

LAGESKIZZE



BESCHREIBUNG DER MESSSTELLE		KODE
ART DER MESSSTELLE	BOHRUNG MIT EINGEBAUTEM PEILROHR	8
MESSART	SCHREIBPEGEL	2
MESSPUNKT	GEMÄSS UNTERLAGE	9
HYDROLOGIE	PUNKT- UND PROFIL-kc-WERTE	4
QUALITAET DES WASSERS	OHNE CHEM. UND BAKT. ANALYSEN	0
DOMINIERENDES GEWÄSSER: EMME	ENTFERNUNG 100 m	FLUSS KM

DATEN

A.. ALLE ZEICHEN
I.. GANZE ZAHL RECHTS BÜNDIG

) = KLAMMER O = NULL 1 = EINS 2 = ZWEI
J = BUCHST. J Ø = O I = I Z = Z

OK OBERKANT
UK UNTERKANT

KARTE	MESSSTELLENBEZ.	OK MESSPUNKT (CM Ü MEER)	ABSZISSE (CM)	ORDINATE (CM)	KODE	DATUM DER ERÖFFNUNG	NOTIZ
1	WEA WERNER WA833 8	518661	6119000	2137000	82740	031174	

KARTE	MESSSTELLENBEZ.	FILTERROHR-DURCHMESSER (MM)	TIEFSTER MESSBARER WASSERSTAND (CM Ü MEER)	OK GELAENDE (CM Ü MEER)	OK LOCHUNG (CM Ü MEER)	UK LOCHUNG (CM Ü MEER)	NOTIZ
2	WA833	102	48661	51758	50753	48653	

KARTE	MESSSTELLENBEZ.	BOHRDURCHMESSER (MM)	LAGE DES SEIHERS (CM Ü MEER)	OK STAUER (CM Ü MEER)	UK ROHR (CM Ü MEER)	UK BOHRUNG (CM Ü MEER)	NOTIZ
3	WA833	184		49670	48653	48550	

ÄNDERUNGEN

Kapitel 5: MESSPERIODEN UND MESSDATEN

Die im Rahmen der Modellstudie bis zum 31.12.1978 erhobenen Grundlagen und Messdaten sind zusammen mit denjenigen für die siedlungswasserwirtschaftliche Planung, Emmental, ausgewertet und in (B 7) ausführlich dargestellt worden. Sie erlauben, die räumliche Ausdehnung und die Strömungsverhältnisse des Grundwasserleiters zwischen Oberburg und Gerlafingen umfassend zu beschreiben. Mit einer einfachen Grundwasserbilanz, welche auf einer umfangreichen Simultanmessung des Grundwasserspiegels vom 3.10.1978 und den mittleren Strömungsverhältnissen des Jahres 1978 basiert, wurde der Grundwasserhaushalt in erster Näherung stationär erfasst.

Mit dem Ziel, die Grundlagen für die instationäre Grundwasserbilanz zu beschaffen, wurde in den Jahren 1979 und 1980 besonderes Gewicht auf die Schreibpegelaufzeichnungen im Grundwasser und an den Oberflächengewässern gelegt. Die erhobenen Wasserstandsganglinien wurden laufend digitalisiert, zu Jahrbüchern verarbeitet und auf Magnetband abgespeichert (B-7 bis 11).

Auf eine umfassende Dokumentation der erhobenen Messdaten muss aus Platzgründen hier verzichtet werden. Das WEA publizierte die Wasserstände der wichtigsten Grundwasser-Schreibpegel im Hydrographischen Jahrbuch (B 84).

5.1 Niederschlags- und Klimadaten

Die Klima- und Niederschlagsdaten stammen vor allem von der Klimastation Oeschberg und der Niederschlagsstation Burgdorf der SMA. T-B 5.1 zeigt die während der Untersuchungsperiode gemessenen Niederschlagshöhen.

Tab. B 5.1 Niederschlagshöhen 1976 bis 1980

SMA-Station	WEA Bezeichnung	Niederschlagshöhe in mm/a					Mittelwert
		1976	1977	1978	1979	1980	1976-1980
Oeschberg	613.219/6P+D	804	1320	1114	1256	1244	1148
Burgdorf	613.212/21D	748	1200	1038	1130	1157	1055

In Be 1 sind die täglichen Niederschlagshöhen der SMA-Station Burgdorf aufgezeichnet.

Als Ergänzung der SMA-Niederschlagsdaten dienten die z.T. unvollständigen Messreihen der WEA-Pluviographen Fraubrunnen (606.214/11P) und Wydenhof/Kirchberg (610.217/13P u. B 12). Um die Niederschlagsverhältnisse auch in den seitlichen Einzugsgebieten untersuchen zu können, wurden die Daten zahlreicher, weiterer SMA-Stationen beigezogen (F-B 6.2 und B 73).

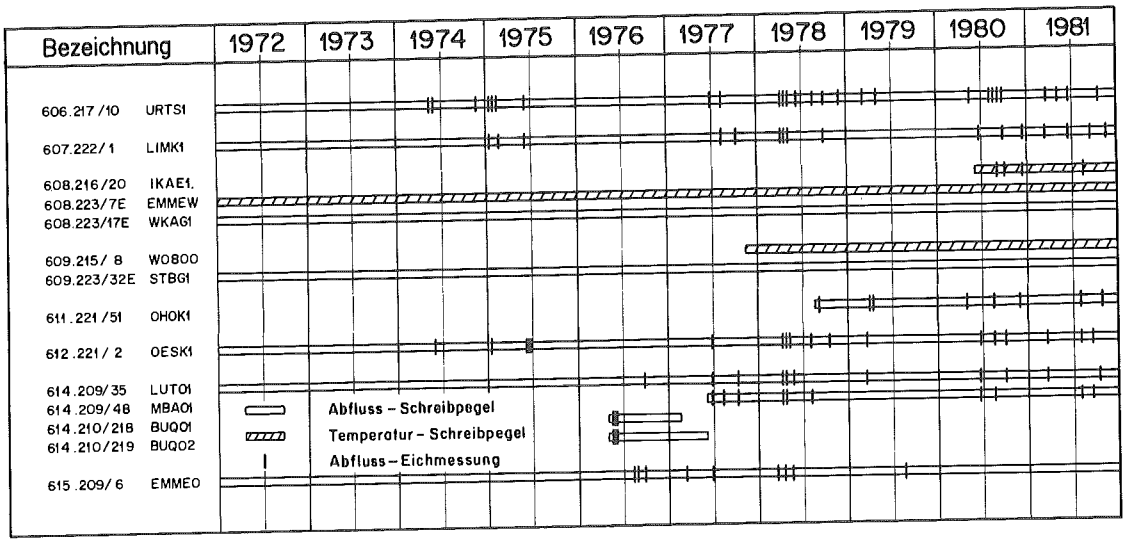
5.2 Oberflächengewässer

Das Schwergewicht der hydrometrischen Arbeiten an den Oberflächengewässern lag 1979 und 1980 auf Abflussmesskampagnen, um die Pegel-Abfluss-Beziehungen bei den Abflussmessstationen zu verbessern (Dok. WEA) und um In- und Exfiltrationsmengen zu messen (B-17).

Das Schreibpegelnetz an den Oberflächengewässern (B-7, Tab. 15) wurde im Rahmen des NFP mit einem Thermolimnigraphen an der Emme (609.215/8) ab 15.11. 1977 und einem Abflusspegel am Industriekanal Aefligen (608.216/20) ab 03.06. 1980 ergänzt.

In F-B 5.1 sind für alle Oberflächenwasser-Schreibpegel die Messperioden sowie die Zeitpunkte der Abfluss-Eichmessungen angegeben.

Fig. B 5.1 Messperioden der Oberflächenwasser-Schreibpegel



5.3 Grundwasser

Aus F-B 5.2 gehen die Messperioden der Grundwasser-Schreibpegel und die Simultanmesskampagnen hervor.

Mit den bis Ende 1980, z.T. bis Ende 1979, erhobenen Schreibpegelaufzeichnungen liegen für zahlreiche Grundwassermessstellen mehrjährige Messreihen vor, welche ermöglichen, die zeitlichen Schwankungen sowie Mittel- und Extremwerte des Grundwasserspiegels innerhalb einer grösseren Messperiode auszuwerten. In T-B 5.2 sind die Extremwerte der Grundwasserstände während den Messperioden sowie als Vergleich der für einen mittleren Grundwasserstand repräsentative Messwert vom 3.10.1978 zusammengestellt. Während den Jahren 1979 und 1980

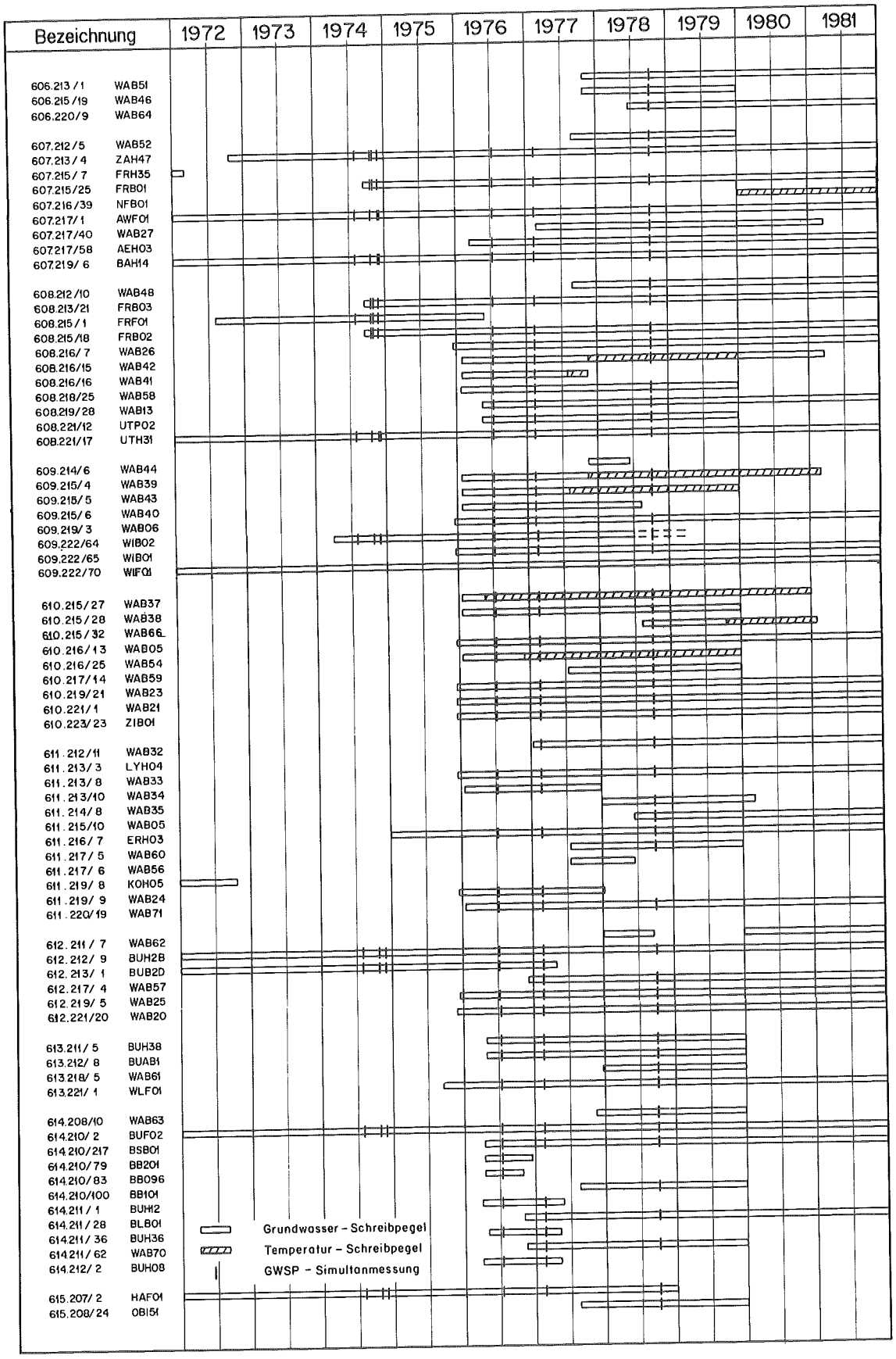
wurden die Minimalwerte vom Sommer 1976 bzw. vom Herbst 1978 nicht mehr unterschritten, jedoch erreichte der Grundwasserspiegel in einigen Messstellen, vor allem unterhalb der Linie Utzenstorf-Koppigen im Februar 1980 einen neuen Höchststand.

5.4 Temperatur und Leitfähigkeit

Zwischen 1977 und 1979 wurden im gesamten Testgebiet im Grund- und Oberflächen-Messstellennetz auch die Temperatur- und Leitfähigkeitsverhältnisse vorwiegend mit Simultanmessungen erfasst. Im Infiltrationsgebiet der Emme bei Kirchberg wurden 5 Temperatur-Schreibpegel betrieben. Beobachtungsdauer: F-B 5.1 und 2.

Diese Temperaturmessreihen informieren über den Wärmehaushalt des Grundwasservorkommens im Emme-Infiltrationsgebiet. Im Hinblick auf Wärmebilanzen, die thermische Nutzung und Ueberwachung des Grundwasservorkommens genügen die bisherigen Temperaturmessungen nicht (B-23/24 und B 4, 8).

Fig. B 5.2 Messperioden der Grundwasser-Schreibpegel



Tab. B 5.2 Extremwerte der Grundwasserstände im Testgebiet während den Messperioden; Mittelwasserstand vom 3.10.1978

Messstelle	Beobachtungszeit	Wasserstand 3.10.1978	Maximaler Wasserstand	Datum	Minimaler Wasserstand	Datum
606.213/1	30.09.77-31.12.80	498.13	498.60	14.04.78	497.45	30.12.78
606.215/19	30.09.77-31.12.79	488.38	489.04	20.03.78	488.17	31.10.77
606.220/9	16.06.78-31.12.80	461.73	464.25	10.02.79	461.37	07.12.78
607.212/5	31.08.77-31.12.79	498.45	498.97	14.04.78	497.79	30.12.78
607.213/4	14.10.72-31.12.80	496.36	496.97	30.04.77	495.57	28.11.76
607.215/25	13.09.74-31.12.80	488.18	489.32	29.04.77	487.31	10.07.76
607.217/40	18.02.77-31.12.80	484.66	485.48	05.02.80	484.06	08.12.78
607.217/58	04.03.76-31.12.80	482.72	483.50	08.08.78	482.21	08.12.78
607.219/6	06.03.70-31.12.80	468.47	469.57	25.11.72	467.80	02.01.70
608.212/10	23.08.77-31.12.80	498.85	499.57	07.04.78	498.01	30.12.78
608.213/21	13.09.74-31.12.80	497.16	498.44	15.05.77	495.65	01.12.76
608.215/18	13.09.74-31.12.80	490.76	492.06	02.05.77	489.59	19.07.76
608.216/7	16.12.75-31.12.80	485.31	486.81	04.05.77	483.80	11.07.76
608.216/15	22.01.76-31.12.80	487.29	488.97	05.05.77	485.63	12.07.76
608.218/25	23.01.76-31.12.79	481.79	482.66	13.05.77	481.26	10.12.78
608.219/28	18.05.76-31.12.80	477.52	477.87	29.04.77	477.37	10.07.76
608.221/12	18.05.76-31.12.79	461.74	463.50	14.02.77	461.40	05.12.78
608.221/17	10.04.70-31.12.80	465.53	467.16	05.02.80	465.19	12.11.72
609.215/4	22.01.76-31.12.80	488.97	491.17	05.05.77	487.63	09.12.78
609.215/5	21.01.76-31.12.79	490.64	492.48	05.05.77	489.35	23.01.77
609.219/3	17.12.75-31.12.80	478.33	479.26	13.05.77	477.54	19.07.76
609.222/65	17.12.75-31.12.80	460.50	461.78	05.02.80	460.41	06.07.76
610.215/27	22.01.76-31.12.80	499.64	502.09	10.07.77	496.37	12.11.77
610.215/28	22.01.76-31.12.79	495.84	497.86	02.05.77	493.45	24.10.77
610.215/32	20.07.78-31.12.80	492.93	494.50	07.02.80	491.00	08.12.78
610.216/13	16.12.75-31.12.80	485.54	487.35	05.05.77	483.64	18.07.76
610.216/25	22.01.76-31.12.79	486.96	488.80	04.05.77	485.61	23.01.77
610.217/14	19.07.77-31.12.79	482.48	483.70	14.02.79	481.48	21.12.78
610.219/21	17.12.75-31.12.80	477.04	478.53	06.02.80	476.21	25.07.76
610.221/1	17.12.75-31.12.80	464.68	466.58	05.02.80	464.00	29.08.76
610.223/23	17.12.75-31.12.80	455.13	456.84	09.02.79	454.37	07.06.76
611.212/11	07.01.77-31.12.80	509.56	511.80	14.05.77	507.86	23.01.77
611.213/8	16.12.75-31.12.80	508.96	511.46	04.05.77	506.25	09.07.76
611.214/8	05.01.78-31.12.79	506.68	507.63	21.03.78	506.38	03.12.78
611.215/10	16.06.78-31.12.80	494.19	495.42	11.02.80	493.41	26.12.78
611.217/5	19.07.77-31.12.79	482.29	483.70	14.02.79	481.24	25.12.78
611.219/9	16.12.75-05.01.78	478.92	479.90	04.05.77	477.82	25.07.76
611.220/19	16.01.76-31.12.80	470.72	472.08	06.02.80	470.13	28.08.76
612.212/9	01.01.76-31.12.80	514.72	517.50	04.05.77	512.00	29.06.76
612.213/1	26.02.70-22.04.77	514.40	518.65	26.04.70	512.47	14.03.71
612.217/4	08.12.76-31.12.80	484.70	487.44	04.05.77	483.27	26.12.78
612.219/5	16.12.75-31.12.80	476.97	478.45	05.02.80	476.11	26.07.76
612.221/20	04.12.75-31.12.80	465.70	466.23	20.03.78	465.52	08.12.78
613.211/5	01.04.76-31.12.79	524.95	525.85	17.02.79	523.45	24.01.77
613.212/8	01.04.76-31.12.79	521.85	524.03	05.05.77	520.85	22.01.77
613.218/5	28.12.77-31.12.79	482.12	483.64	13.02.79	481.14	30.12.78
614.208/10	17.11.77-31.12.79	552.71	553.83	10.02.79	552.32	08.12.78
614.210/2	1957 -31.12.80	541.27	542.26	29.04.77	538.18	09.11.72
614.210/100	22.08.77-31.12.79	543.45	544.25	11.02.79	542.75	13.11.77
614.210/217	13.04.76-31.12.80	539.80	541.07	29.04.77	538.67	22.10.76
614.211/62	23.11.76-31.12.79	535.72	536.64	30.04.77	534.85	29.11.76
615.208/24	22.08.77-31.12.79	553.41	554.36	10.02.79	553.02	13.11.77

Kapitel 6: ERMITTLUNG DER HYDROLOGISCHEN GRUNDLAGEDATEN

6.1 Niederschlag

Der Niederschlag ist eine Wasserhaushaltsgrösse, welche im Testgebiet nicht vernachlässigt werden darf. Er fällt als Regen, Schnee, Hagel, Tau oder Nebel an. Mengenmässig am bedeutendsten sind im Emmental Regen und Schnee.

Die Masseinheit des Niederschlages ist die sog. Niederschlagshöhe N, welche in der Regel für einen bestimmten Zeitabschnitt in mm angegeben wird. Für Fragen des Grundwasserhaushaltes genügen in den weitaus meisten Fällen die von der SMA publizierten Niederschlagshöhen in Form von Tageswerten (B 72).

Bei der Niederschlagsmessung ergeben sich eine Reihe messtechnischer Schwierigkeiten. Zudem sind die Messdaten Punktwerte und gelten streng nur für die allernächste Umgebung einer Messstation. Beim Verwenden von Niederschlagshöhen ist deshalb stets zu beachten, wie genau sie ermittelt werden konnten und wie sie auf ein Gebiet als mittlere Niederschlagshöhe resp. Gebietsniederschlag übertragen werden können.

6.1.1 Messung und Genauigkeit der Niederschlagshöhe

Für die Messung der Niederschlagshöhe N werden folgende Messgeräte verwendet:

- Tagestotalisatoren (meist wird der Regenmesser nach HELLMAN benutzt);
- Totalisatoren für längere Zeitabschnitte (Monate, Jahre);
- Pluviographen.

Bei allen Messgeräten werden die Messungen durch Wind, Verdunstung, Benetzungsverluste, Rückpralleffekte usw. gestört. Die Niederschlagshöhen sind deshalb systematisch zu klein.

SEVRUK (B 74) hat den systematischen Messfehler der Hellmann-Regenmesser im Sommerhalbjahr in der Schweiz untersucht. Mit seinen kartographischen und tabellarischen Darstellungen kann der systematische Messfehler φ_N, welcher regional und saisonal unterschiedlich ist, für 65 Niederschlags-Messstationen bestimmt werden.

Für die SMA-Station Oeschberg (613.219/6P+D) in den Monaten April-September ist er in T-B 6.1 aufgeführt.

Tab. B 6.1 Systematischer Niederschlags-Messfehler φ_N für die SMA-Station Oeschberg (613.219/6P+D)

Monat	φ_N (%)
April	11.0
Mai	8.6
Juni	5.1
Juli	6.2
August	6.2
September	6.5
April - September	6.9

$$\varphi_N = \frac{N_{eff} - N_{gem}}{N_{gem}}$$

Je mehr Niederschlag in Form von Schnee fällt, umso grösser ist φ_N. Der Mittelwert im Winter wird im allgemeinen grösser sein als im Sommerhalbjahr. Dies zeigt: Der systematische Niederschlagsmessfehler darf nicht vernachlässigt werden.

Als Massnahmen, um φ_N zu reduzieren, kommen in Frage:

- Anbringen von Windschutzringen am Regenmesser,
- Installation des Regenmessers auf Terrainniveau,
- Installation des Regenmessers an windgeschützten Orten, jedoch nicht im Regenschatten von Hindernissen.

6.1.2 Bestimmung der mittleren Niederschlagshöhe eines Gebietes (Gebietsniederschlag)

Innerhalb eines Gebietes kann die Niederschlagshöhe von Ort zu Ort stark variieren, meistens umsomehr, je kleiner der betrachtete Zeitabschnitt ist. Ausserdem hängt sie von der Art des Niederschlages ab und ist bei orographischen (im Gebirge) und konvektiven Niederschlägen (Schauer, Gewitter) bedeutend grösser als bei zyklonischen (Landregen). Für Wasserbilanzen (D) interessiert vor allem die mittlere Niederschlagshöhe eines Gebietes, der sog. Gebietsniederschlag N_G. Er kann nach verschiedenen Verfahren aus den Messdaten der im Gebiet vorhandenen Niederschlags-Messstationen ermittelt werden. Die gebräuchlichsten:

Arithmetisches Mittel

$$N_G = \frac{1}{n} \sum_{1}^{n} N_i \qquad (6.1)$$

n = Anzahl Niederschlags-Messstationen innerhalb des Gebietes

N_i = Niederschlagshöhe der Station i.

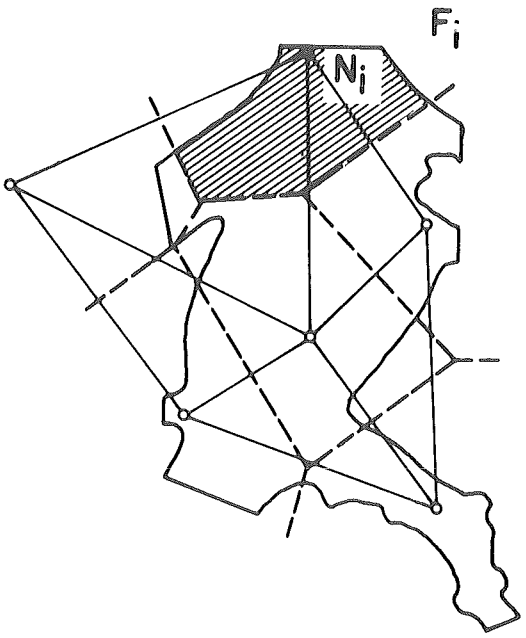
Thiessen-Polygone

Mit den Mittelsenkrechten auf den Verbindungslinien zwischen den Messstationen werden Polygone konstruiert, welche die Flächen F_i abgrenzen und diese den Messstationen mit den Niederschlagshöhen N_i gemäss F-B 6.1 zuordnen. N_G wird nach (6.2) berechnet.

$$N_G = \frac{1}{F_G} \sum_{1}^{n} N_i \; F_i \qquad (6.2)$$

F_G = Gebietsfläche

Fig. B 6.1 Konstruktion von Thiessen-Polygonen im Testgebiet Emmental

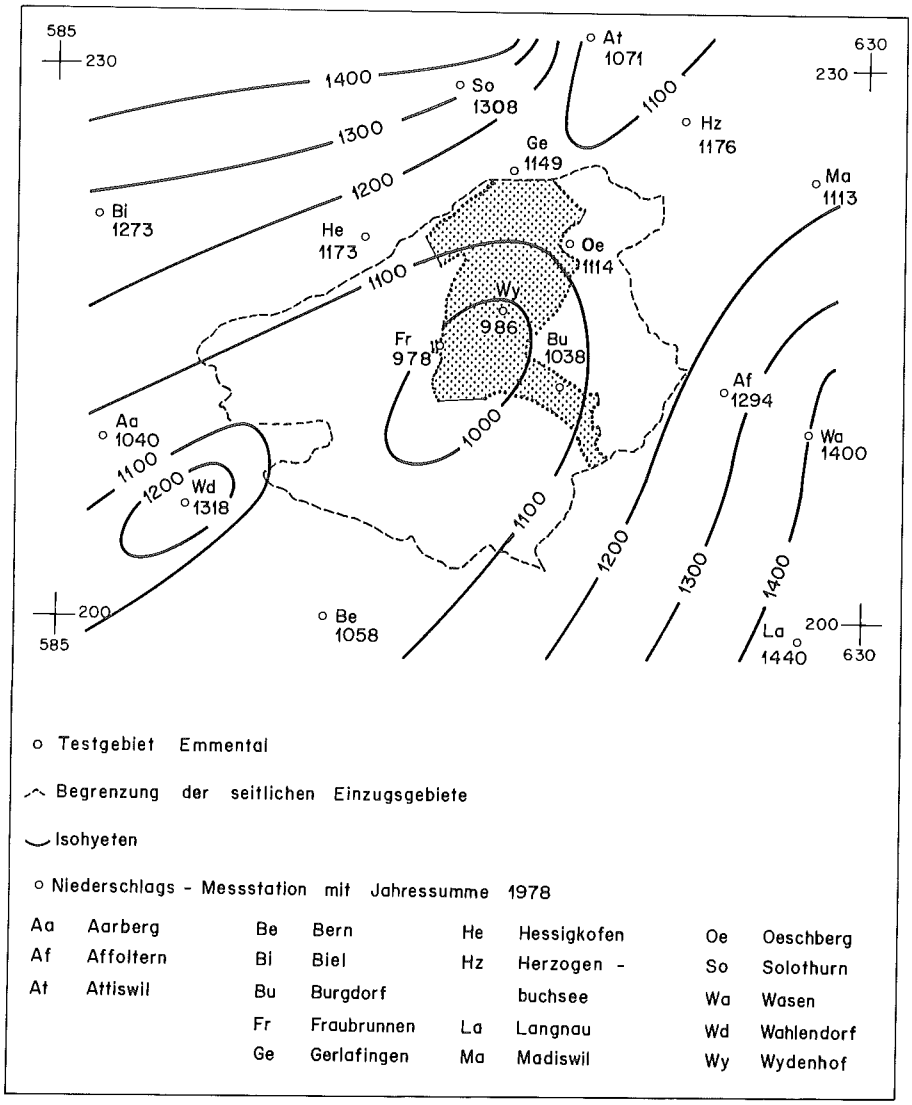


Isohyeten

In flachen Gebieten, wo die Niederschlagsverteilung örtlich wenig streut, werden die Linien gleicher Niederschlagshöhe mittels linearer oder subjektiver Interpolation zwischen den einzelnen Niederschlags-Messstationen konstruiert. Auch die Messstationen ausserhalb eines Untersuchungsgebietes müssen miteinbezogen werden, da sonst die Isohyeten in den Randzonen zu ungenau werden.

F-B 6.2 zeigt als Beispiel die Isohyetenkarte 1978 für das Testgebiet und seine seitlichen Einzugsgebiete (ohne Oberes Emmental).

Fig. B 6.2 Isohyeten des Jahres 1978



N_G wird gemäss (6.2) berechnet, wobei F_i dem Gebietsanteil zwischen zwei Isohyeten und N_i den entsprechenden Niederschlagsmitteln entspricht.

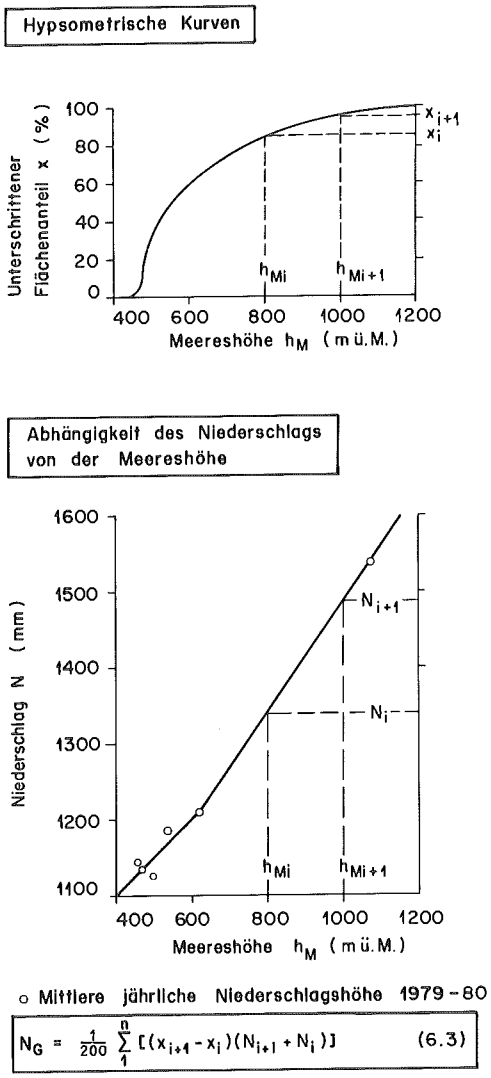
Hypsometrische Methode

Die hypsometrische Methode berücksichtigt den Einfluss des Reliefs. In Gebieten mit grossen Höhenunterschieden und einheitlicher Exposition besteht oft ein enger Zusammenhang zwischen Niederschlagshöhe und Meereshöhe. Anhand der entsprechenden Zunahmefunktion kann für jede Höhenstufe ein gewichtetes Niederschlagsmittel berechnet werden. Die Gewichte ergeben sich aus der sog. hypsometrischen Kurve, die angibt, welchen Flächenanteil die einzelnen

Höhenstufen an der Gesamtfläche einnehmen (F-B 6.3). Der Gebietsniederschlag wird mit (6.3) bestimmt.

Das Testgebiet Emmental weist nur kleine topographische Höhenunterschiede auf. Die hypsometrische Methode schien uns ungeeignet zu sein und wurde nicht angewendet. F-B 6.3 zeigt ein Anwendungsbeispiel für das Bipperamt (B 11).

Fig. B 6.3 Bestimmung des Gebietsniederschlages mit Hilfe der hypsometrischen Kurve



$$N_G = \frac{1}{200} \sum_{1}^{n} [(x_{i+1} - x_i)(N_{i+1} + N_i)] \qquad (6.3)$$

In T-B 6.2 sind als Vergleich die aus den angewendeten Verfahren ermittelten Gebietsniederschläge für das Jahr 1978 aufgeführt.

Tab. B 6.2 Gebietsniederschlag 1978, mit verschiedenen Berechnungsverfahren bestimmt

Bestimmungsverfahren	Gebietsniederschlag 1978 (mm)	
	Testgebiet	Testgebiet und seitliche Einzugsgebiete
Arithmetisches Mittel	1042[1)]	1053
Thiessen-Polygone	1054	1070
Isohyeten	1056	1055

1) aus den Stationen Burgdorf, Oeschberg und Fraubrunnen

Diese Resultate zeigen, dass die einzelnen Bestimmungsverfahren nur unwesentlich voneinander abweichende Ergebnisse liefern, so dass für uns die Methode des arithmetischen Mittels genügt.

6.1.3 Schneedecke

Für Wasserbilanzen (D) kann die Schneedecke eine Rolle spielen. Während der Wintermonate ist die Schneedecke als Speicher zu behandeln, dessen Inhalt sich aus (6.4) ergibt:

$$w_n = \rho_n \; d_n \qquad (6.4)$$

w_n = Wasserwert (Wasseraequivalent) (mm)

ρ_n = Schneedichte (mm/cm)

d_n = Schneehöhe (cm)

In den SMA-Klimastationen werden neben dem Wasserwert des Niederschlages die aktuelle Schneehöhe und ihr täglicher Zuwachs erhoben. Die Schneedichte wird jedoch nicht gemessen. Sie streut örtlich und zeitlich zwischen etwa 1 mm/cm und 4 mm/cm und nimmt mit dem Alter der Schneedecke zu (B 62, B 20). In niederschlagsfreien Zeiten kann die Schneehöhe durch Verdunstung abnehmen. In Schmelzperioden kann im Porenraum der Schneedecke Schmelz- ev. auch Niederschlagswasser zurückgehalten werden und den Wasserwert steigern. Fallen gleichzeitig Schnee und Regen, können die Niederschläge teilweise versickern und teilweise als Schneedecke zurückgehalten werden.

Bei der Grundwasserneubildung aus Niederschlag interessiert vor allem die Wasserabgabe der Schneedecke an den Untergrund. Sie lässt sich jedoch aus den Angaben über die Schneehöhe nur näherungsweise bestimmen.

6.2 Verdunstung

Die Verdunstung ist definiert als derjenige Teil des Niederschlages, welcher physikalisch (Evaporation, Interzeption) und biologisch (Transpiration) an die Atmosphäre zurückgegeben wird. Als sog. Verdunstungshöhe wird sie, analog zur Niederschlagshöhe, auf einen bestimmten Zeitabschnitt bezogen und in mm ausgedrückt.

Die Verdunstung ist wie der Niederschlag ebenfalls eine Wasserhaushaltsgrösse und kann in Wasserbilanzen dienlich sein, die Grundwasserneubildung aus dem Niederschlag zu quantifizieren (B-18).

Grundsätzlich ist zu unterscheiden zwischen:

- potentieller Verdunstung V_{pot}, die in einem Zeitabschnitt maximal mögliche Verdunstung,

- aktueller Verdunstung V_{akt}, die in einem Zeitabschnitt effektiv erfolgte Verdunstung.

Währenddem die potentielle Verdunstung ausschliesslich von klimatischen Grössen abhängt und aus diesen relativ exakt ermittelt werden kann, wirken bei der aktuellen Verdunstung mehrere, schwierig zu erfassende Einflussfaktoren wie Bodenart, Vegetationsdecke, usw. mit.

6.2.1 Bestimmung der Verdunstung

Für die Bestimmung der Verdunstung existieren zahlreiche Verfahren, welche sich methodisch in vier Gruppen unterteilen lassen:

- Direkte Messung
- Physikalische Verdunstungsformeln
- Empirische Verdunstungsformeln
- Verdunstungsformeln aus Oberflächenwasserbilanzen genau abgegrenzter Einzugsgebiete.

Die Schwierigkeit, die Verdunstung quantitativ zu erfassen, wird durch eine grosse Zahl von Berechnungsverfahren impliziert. Für den Praktiker unterscheiden sich die Verfahren vor allem durch die messtechnischen Aufwendungen, die nötig sind, um die jeweiligen Einflussgrössen zu erheben und auszuwerten. Für ein aus hydrologischer Sicht praktikables Verfahren könnten folgende Kriterien formuliert werden:

- Alle benötigten Einflussgrössen sollten von vorhandenen Klimastationen erhältlich sein. In der Schweiz eignen sich vor allem die von der Schweizerischen Meteorologischen Anstalt SMA lieferbaren Klimadaten.

- Die Grössenordnung der minimalen zeitlichen Auflösung sollte etwa eine Woche betragen (Δt_{min}).

T-B 6.3 zeigt aufgrund dieser Kriterien ausgewählte Verfahren, welche allerdings nicht durchwegs vergleichbare Verdunstungshöhen ergeben. Je nach Verfahren resultieren potentielle oder aktuelle Verdunstungshöhen. Mit einigen kann zudem lediglich der Evaporationsanteil (ohne Transpiration) bestimmt werden.

Tab. B 6.3 Einige Verfahren zur Bestimmung der Verdunstung

Methode	Verfahren	SMA-Daten	Δt_{min}
direkt	Lysimeter		Tag
	class A pan		Tag
	Wild'sche Waage	x	Tag
physikalisch	PENMAN	x	Tag
	Windprofil		Std.
	Energiebilanz		Std.
empirisch	PRIMAULT	x	Tag
	HAUDE	x	Tag
	THORNTHWAITE	x	Tag
Oberflächen-wasser bilanzen	TURC	x	Jahr

Die als Tageswerte benötigten Klimadaten können von allen SMA-Klimastationen in Form von sog. Monatstabellen bei der SMA in Zürich bezogen werden (B 73) (T-B 6.4).

Tab. B 6.4 Monatstabelle der SMA-Klimastation Oeschberg (619.213/6P+D)

Monatstabelle

(07+13+19)/3=n TM=n-k'(n-Mn)

(07+13+19)/3=n 13=p UM=n-c'(n-p)

Element	Luftdruck P (/10 mbar) 07	13	19	M
Summe	29749	29767	29745	29767
Mittel	9597	9596	9595	9596

Element	Lufttemperatur T 07	13	19	M	X/M	N/M
Summe	2349	3727	2951	2925	4124	2078
Mittel	76	120	95	94	133	67

Mittlere Extreme

Element	Dampfdruck 07	13	19	M
Summe	3122	3308	3407	3279
Mittel	101	107	110	106

PV

Element	Relative Feuchtigkeit U 07	13	19	M
Summe	2991	2383	2863	2818
Mittel	96	77	92	91

Element	Sonne S
Summe	552
Mittel	18

Element	Bewölkung N 07	13	19	M
Summe	232	192	164	196
Mittel	75	62	53	63

Element	Schneehöhe RSC
Summe	--
Mittel	--

Element	Globalstrahlg SG
Summe	991
Mittel	32

Element	Verdunstg EVA
Summe	228
Mittel	7

Konstante	k'	c'
	--	--
	09	-20

Element	O/TM ≥0	≥5	≥7	≥10
Summe	31	31	26	15

Termine FG/O	07	13	19	T
	9	1	1	11

Zahl der Tage O

	*	△	≡	N ≤20%	N ≥80%	▨	T/X <0	T/X ≥25	T/N <0	T/N ≥20	△	▲	○	∫	∫
07	20	17	13	6	.	.	.	.	11	.	16	.	.	.	.	.	16	.	.	2	.
13																					

Windverteilung / Richtung

	N	03	06	E	12	15	S	21	24	W	30	33	C
07	.	.	1	.	.	.	3	9	2	.	.	.	15
13	4	.	1	.	.	.	1	5	6	4	3	.	7

O/D

	mittl. Stärke F/M
	20
	40

Windverteilung / Richtung

	N	03	06	E	12	15	S	21	24	W	30	33	C
19	1	2	1	3	.	1	8	2	.	.	.	1	12
T	5	2	3	3	.	5	22	10	4	3	.	2	36

O/D

	mittl. Stärke F/M
	27
	29

Element: ○φ ' ○λ ' H_s(m) H_p(/10 m) Art/h_t h_t(/10 m) Zeit

30.11.82 47 08 N 07 37 E 483 482.1 F 2.0 1.5 H=15 OESCHBERG-KOPPIGEN

Beobachter: KANT.ZENTRALSTELLE F.OBSTBAU

6580 OKTOBER 1982

Tag y	Luftdruck (/10 mbar) 13	Lufttemperatur T 07	13	19	Mittel M	Abw. v. normal D	Max. X	Min. N	Dampfdruck PV (/10 mbar) 07	13	19	Relat. Feuchtigkeit U (%) 07	13	19	Wind-Richtung D (01-36) 07	13	19	Wind-Stärke F (kt) 07	13	19	Sonne (/10 St.) S	Bewölkung N (Achtel) 07	13	19	Wetter W 07	13	19	Niederschlag R (/10 mm) 07-19	07-07	Schnee Neuhöhe N (cm)	Schneehöhe (cm)	Wetterablauf W 07-13	13-19	19-07
1	9641	98	169	139	131		173	87	117	125	133	98	66	85	33 1	36 5	01 3	58	7	3	1									1	F1		
2	9632	107	138	146	126		163	87	125	128	148X	98	82	90	00 0	01 6	09 2	3	7	F8	8									1	1	1	F1
3	9635	88	175X	137	128		186X	76	111	125	140	98	63	90	07 2	00 0	06 2	52	8	5	3									F1	1		
4	9591	96	153	126	122		162	94X	116	135	135	98	78	93	00 0	07 5	32 2	6	8	F7	6			15	5					F1	1		
5	9512	93	129	101	106		148	92	108	108	111	93	73	90	18 8	25 7	08 1	16	8	7	6			7									
6	9430	72	47	58	58		74N	47	93	81	89	92	96	97	18 7	17 7	19 8	0	8	.8	.8	.	179	232X									
7	9465	56	119	96	87		141	56	80	91	95	89	66	79	18 8	24 6	20 7	33	2	7	6			39									
8	9505	74	137	97	100		139	72	100	87	108	98	56	90	18 3	2210	00 0	14	8	3	8		3	40									
9	9547	59	122	92	88		130	56	88	79	96	95	56	83	15 2	2110	15 2	21	7	5	7			2									
10	9599	73	150	104	106		157	71	100	101	116	98	60	93	00 0	21 3	10 3	35	8	2	5			9									
11	9593	79	135	93	100		138	78	100	111	111	95	72	95	00 0	21 5	2013	8	6	7	8	.	43	61									
12	9568	79	134	100	102		136	75	96	84	103	91	55N	84	18 9	2210	19 2	1	7	6	8			14									
13	9395	94	129	114	110		152	85	115	143	129	98	97	97	17 4	18 3	1810	0	8	8	.8	.	132	185						V	.		
14	9423	79	135	75	93		148	62	100	84	97	95	55N	95	21 2	2020	1814	38	6	6	8	.	33	111						V	.		
15	9572	68	97	68	77		104	45	95	92	89	96	77	91	1610	1710	19 6	20	8	6	7		25	25						.	.		1
16	9612	22N	104	73	62		113	20N	71N	81	95	98	65	93	00 0	15 2	00 0	43	7	4	5			36						1	1		F.
17	9575	74	100	98	88		106	59	100	112	116	98	92	96	00 0	27 2	00 0	0	8	.8	.8		23	59						F	.		1
18	9561	83	124	111	103		135	78	107	123	126	98	86	95	00 0	00 0	18 1	1	8	F7	8			8						F	.		1
19	9663	97	139	109	113		148	93	117	133	125	98	83	97	00 0	00 0	00 0	0	8	F7	2									F	1		1
20	9674	96	144	111	114		169	84	113	116	124	95	71	95	22 1	26 1	00 0	38	8	6	0			2						1	1		1
21	9616	83	148	111	110		173	64	107	119	124	98	71	95	00 0	00 0	00 0	52	8	3	0			2						1	1		F.
22	9519	98	128	108	108		138	71	117	115	123	98	78	95	00 0	00 0	00 0	4	8	F7	6			3						F	1		1
23	9497	86	109	89	93		111	79	109	125	109	98	97	96	00 0	25 1	17 2	0	8	.8	.8	.	102	106						.	.		
24	9627	82	96	81	86		98	81	105	113	104	97	96	97	18 1	18 3	17 3	0	8	.8	.8	.	113	156						.	.		
25	9675	75	95	76	81		100	75	101	107	100	98	90	96	00 0	36 2	00 0	0	8	8	1	F								F	1	F	1
26	9677	52	94	74	71		111	52	87	96	97	98	82	95	15 1	25 1	00 0	18	8	6	2									1	1	F	1
27	9699	66	119	103	91		122	38	95	107	100	98	77	80	00 0	36 1	04 3	0	7	F6	7									F	1		1
28	9733	72	111	76	84		130	59	97	96	99	96	73	95	00 0	00 0	03 1	34	8	6	0									1	1	F	1
29	9749	66	79	63	68		90	54	92	87	91	95	82	96	00 0	00 0	00 0	0	8	F8	8									F	1		1
30	9745	49	76	59	60		101	48	84	92	89	98	89	96	18 3	17 2	00 0	22	8	F8	2									F	1	F	1
31	9749	38	92	63	59		128	20N	76	112	89	98	97	94	15 1	27 1	00 0	35	8	F6	F2				1					F	1	F	1
M	9596	76	120	95	94		133	67	101	107	110	96	77	92	F 2.0	F 4.0	F 2.7	18	7.5 %	6.0 %	5.3 %	T	653	1251	T	--	--						

Im folgenden werden einzelne Verfahren kurz erläutert.

Direkte Messung

Aus dem Wasserhaushalt von Lysimetern kann die Evapotranspiration direkt gemessen werden (B-18.2). Sie erlauben, den Einfluss verschiedener Bodenarten und Bewuchsformen auf die Verdunstung zu untersuchen. Sie dienen auch als Grundlage, um empirische Verfahren zu eichen. Je nach Versuchsanordnung werden potentielle oder aktuelle Verdunstungshöhen ermittelt.

Mit einem geringeren Messaufwand kann die Verdunstung freier Wasserflächen (Evaporation) gemessen werden. Sie wird als Mass für die potentielle Evapotranspiration postuliert. Von der SMA werden die mit Wild-Evaporimetern gemessenen Verdunstungshöhen seit 1974 publiziert (B 72). In den USA werden Verdunstungswannen, sog. class A pan eingesetzt (B 90).

Physikalische Verdunstungsformeln

Sie basieren auf theoretischen, energetischen und aerodynamischen Ansätzen, ergeben relativ genaue Resultate und werden vor allem bei speziellen bodenkundlichen Fragestellungen eingesetzt, wo eine hohe zeitliche Auflösung der Verdunstung verlangt wird (B 65, B 70). Die SMA-Klimastationen liefern im allgemeinen nicht alle benötigten Daten. Infolge des hohen Mess- und Wartungsaufwandes scheiden die physikalischen Methoden für die hydrologische Praxis im allgemeinen aus.

Eine Ausnahme bildet das halbempirische Verfahren von PENMAN (B 54), welches mit SMA-Daten auskommt und die wichtigsten Einflussgrössen in die Verdunstungsrechnung einbezieht. Es ist weltweit gesehen eines der anerkanntesten. Allerdings ist zu beachten, dass einzelne Terme der PENMAN-Formel in der Hydrologie-Literatur (B 61, B 37) oft mit Druckfehlern und z.T. unvollständigen Angaben über die Einheiten beschrieben sind. Deshalb wird die PENMAN-Formel im folgenden nochmals ausführlich dargestellt:

Berechnung der Verdunstung nach PENMAN:

$$V_{pot} = \frac{H'\Delta + E_a\, k}{\Delta + k} \qquad (mm/d) \qquad (6.5)$$

$\Delta = dE/dT$ = Steigung der Kurve für den Sättigungsdampfdruck E (T) bei der Lufttemperatur T (mbar/K)

$k = p\gamma$ — p = Luftdruck (mbar); γ = Psychrometerkonstante = 0.00066 (K^{-1})

$E_a = f(u)$ (E-e)= Empirisch ermittelter Ventilationsterm

f(u)= 0.263 (1+0.54 u)

u = Windgeschwindigkeit 2 m über Terrain (m/s)

$E-e = E(1-\frac{U}{100})$ = Sättigungsdefizit (mbar)

e = effektiver Dampfdruck (mbar)

U = rel. Luftfeuchtigkeit (%)

$H' = \frac{H}{\varrho_w \cdot L}$ H'= Strahlungsbilanz, ausgedrückt in mm/d Verdunstungs-Aequivalent

ϱ_w= Dichte des Wassers (g/mm^3)

L = 2500.3 - 2.344 T_w= latente Verdunstungswärme des Wassers (J/g)

T_w= Temperatur des Wassers, wird gleich der Lufttemperatur gesetzt (^oC)

$H = S_G\,(1-r) - \delta(273.2+T)^4(0.56-0.052\sqrt{e})(0.1+0.9\frac{S}{N})$ Strahlungsbilanz (J/mm^2 d)

S_G= R (0.18+0.55$\frac{S}{N}$) = Globalstrahlung (J/mm^2 d)

R = mittlere extraterrestrische Sonnenstrahlung (siehe untsn) (J/mm^2 d)

S = tatsächliche Sonnenscheindauer

N = astronomisch mögliche Sonnenscheindauer (siehe unten)

r = Albedo (für Wasser : r = 0.05)

δ = Stefan-Boltzmann-Konstante = $4.91 \cdot 10^{-9}$ ($J/mm^2\ d^oK^4$)

T = Lufttemperatur (^oC)

Tab. B 6.5 Extraterrestrische Sonnenstrahlung R (B 13) und astronomisch mögliche Sonnenscheindauer N (B 41) für das Testgebiet (geograph. Breite 47° N)

	Jan.	Feb.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.
R ($J/mm^2/d$)	10.9	18.0	24.3	33.5	38.1	41.7	38.8	33.9	26.8	18.4	12.2	8.8
N (h)	277	288	367	410	468	475	478	439	374	334	281	263

Die PENMAN-Formel liefert die Verdunstung einer freien Wasserfläche. Für die Bestimmung der Evapotranspiration über Grünland sind die Werte mit empirisch ermittelten Faktoren zu multiplizieren.

Grünlandfaktor	0.6	von November bis Februar
	0.7	von März bis April und September bis Oktober
	0.8	von Mai bis August.

Empirische Verdunstungsformeln

Sie werden vor allem benutzt, um die Verdunstung mit einem Minimum an Mess- und Auswertaufwand abzuschätzen. Hier werden aus der Fülle von Verdunstungsformeln, diejenigen von PRIMAULT und HAUDE, welche in der Schweiz und in Deutschland häufig angewendet werden, kurz beleuchtet.

Formel von PRIMAULT (B 55)

$$V_{pot} = (1.03 - U/100)\ (S+2n)\ c\ j \quad \text{(mm)} \qquad (6.6)$$

U	=	mittlere relative Luftfeuchtigkeit (%; Mass für das Sättigungsdefizit)
S	=	Sonnenscheindauer (h; Strahlungsmass)
n	=	Anzahl Tage der Beobachtungsperiode
c	=	Korrekturfaktor für die Meereshöhe (Mass für die atmosphärische Trübung)
j	=	Korrekturfaktor für die Jahreszeit (Mass für die Lufttemperatur)

Formel von HAUDE (B 34, 35, 36)

$$V_{pot} = x\ P_{14}\ \left(1 - \frac{U_{14}}{100}\right) \quad \text{(mm/d)} \qquad (6.7)$$

x	=	Monatskoeffizient (T-B 6.6)
P_{14}	=	Sättigungsdampfdruck der Luft bei der Lufttemperatur um 14 h (mmHg)
U_{14}	=	relative Luftfeuchtigkeit um 14 h (%); anstelle der Werte von 14 h können in der Schweiz die von der SMA publizierten Werte von 13 h verwendet werden.

HAUDE nimmt als Mass für die Verdunstung das mittägliche Sättigungsdefizit an, weil dann die Oberflächentemperatur eines immer feuchten Bodens angenähert gleich der Lufttemperatur in 2 m Höhe über dem Boden ist.

Verdunstunsformel aus Oberflächenwasserbilanzen

Gestützt auf die Oberflächenwasserbilanzen für 254 Einzugsgebiete in unterschiedlichen Klimaverhältnissen ermittelte TURC (B 81) die Verdunstung als Defizit aus Niederschlag und Abfluss mit folgender empirischer Beziehung:

$$V_{akt} = \frac{N}{\sqrt{0.9+N^2/L^2}} \quad \text{(mm/a)} \qquad (6.8)$$

$L = 300 + 25\ t + 0.05\ t^3$

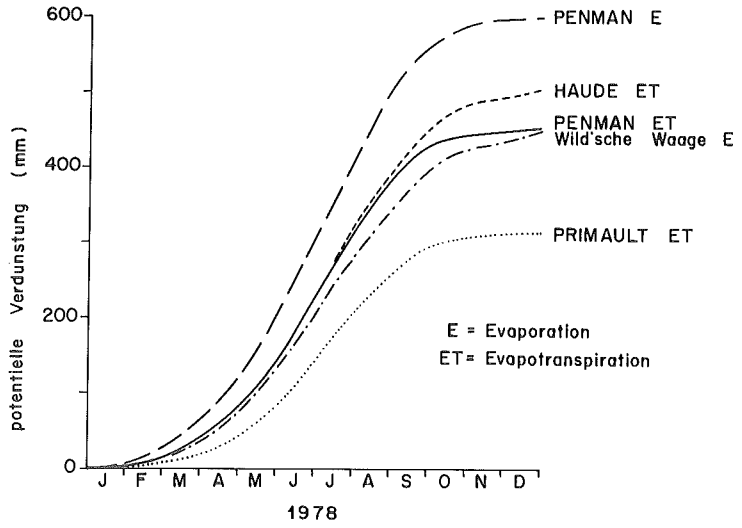
t = mittlere jährliche Lufttemperatur (^oC)

N = Jahressumme des Gebietsniederschlags (mm)

6.2.2 Vergleich verschiedener Verfahren

Für die Jahre 1976 bis 1980 wurden im Testgebiet die monatlichen Verdunstungshöhen anhand von fünf Verfahren bestimmt und miteinander verglichen. Als Beispiel zeigt F-B 6.4 die Summenlinien der Verdunstungshöhen für das Jahr 1978.

Fig. B 6.4 Vergleich der Summenlinien der Verdunstungshöhen 1978. Grundlage: SMA-Klimastation Oeschberg (613.219/6P+D)



Die Jahressummen variieren zwischen 314 und 598 mm. Dieser grosse Schwankungsbereich weist auf die Schwierigkeiten der Verdunstungsbestimmung hin. Da im Testgebiet keine Lysimetermessungen vorliegen, können die berechneten Werte lediglich vergleichend gewertet werden. Allerdings ermöglichen die neueren Arbeiten im Forschungsgebiet Rietholzbach (B 65) und der Eidg. For-

schungsanstalt für Agrikulturchemie und Umwelthygiene (FAC), Liebefeld-Bern (B 70), sowie die Modellauswertungen (D) auch eine gewisse Wertung bezüglich der effektiven Verdunstung. Als Vergleich zwischen HAUDE und PENMAN dienen auch Untersuchungen der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg, über die Grundwasserneubildung in der Oberrheinebene (B 44).

Diese Arbeiten lassen folgende Schlüsse zu:
- Im Schweizerischen Mittelland ist die aktuelle Verdunstung im Mittel praktisch gleich gross wie die potentielle und beträgt jährlich 500 bis 700 mm.
- Die Verdunstung von optimal mit Wasser versorgten, bewachsenen Böden entspricht im Sommerhalbjahr (April - September) mit guter Genauigkeit der nach PENMAN berechneten Verdunstung von freien Wasserflächen. Die mit den Grünlandfaktoren abgeminderte Verdunstung ergibt für schweizerische Verhältnisse eindeutig zu tiefe Verdunstungshöhen.
- Mit der Wild'schen Waage werden im Sommerhalbjahr zu kleine, im Winterhalbjahr zu grosse Werte im Vergleich zu der über Grünland bestimmten Evapotranspiration gemessen. Die Verdunstungshöhen korrelieren schlecht mit Messungen von Lysimetern, so dass die Verwendung der Wild'schen Waage als Mass für die Evapotranspiration nicht empfohlen werden kann.
- Die Formel von PRIMAULT liefert durchwegs viel zu kleine Verdunstungshöhen. Wir erachten sie für die Verdunstungsberechnungen als nicht geeignet.
- Trotz ihres sehr einfachen Aufbaus liefert die Verdunstungsformel von HAUDE relativ gute Resultate und hat sich vor allem in Deutschland bewährt.

Etwas problematisch erscheinen die empirisch ermittelten Monatskoeffizienten x_i. Die für Deutschland angegebenen Mittelwerte (B 61) ergeben im Testgebiet in den Jahren 1976 bis 1980 vor allem für die Sommermonate eher zu tiefe Verdunstungshöhen. Um im fünfjährigen Mittel dieselben monatlichen Verdunstungshöhen wie PENMAN für freie Wasserflächen zu erhalten, müssten die Monatskoeffizienten für das Testgebiet modifiziert werden (T-B 6.6).

Tab. B 6.6 Monatskoeffizienten für die Berechnung der Verdunstungshöhe nach HAUDE

Monate	Monatskoeffizienten x_i	
	nach HAUDE für Deutschland nach /61/	modifiziert mit PENMAN im Testgebiet Emmental
Okt. - Feb.	0.26	(0.26)
März	0.33	0.39
April	0.39	0.49
Mai	0.39	0.49
Juni	0.37	0.45
Juli	0.35	0.38
August	0.33	0.37
September	0.31	0.31

Damit diese Koeffizienten besser abgestützt sind, wären weitere Vergleichsberechnungen, allenfalls auch Messungen in Lysimetern durchzuführen.

6.2.3 Räumliche Variabilität der Verdunstung

Innerhalb eines klimatisch einheitlichen Gebietes kann die Verdunstung aufgrund komplexer Einflussfaktoren wie:

- Bodenart (nutzbare Feldkapazität, vertikale Durchlässigkeit, Wärmeleitfähigkeit)
- Vegetationsdecke (Dichte, Rauhigkeit, Interzeptionsvermögen, Wasserverbrauch)
- Relief (Bodenoberfläche, Exposition, Meereshöhe)

stark variieren. Diese Problematik war und ist das Thema zahlreicher Untersuchungen (B 2, 48, 59 u.a.).

Wir beschränken uns auf einige für die hydrologische Praxis wichtige Schlussfolgerungen.

- Die meisten Verdunstungsformeln ergeben Verdunstungswerte, welche entweder für freie Wasserflächen oder für niedrige Vegetation gelten. Für hohe Vegetation, insbesondere für Wald, ist die Verdunstung z.T. wesentlich grösser. Dazu sind vor allem die bekannten Untersuchungen von ENGLER (B 26) und BURGER (B 15) im Sperbelgraben und im Rappengraben (T-B 6.7) zu nennen. Im Sperbelgraben, dessen Waldanteil 99 % beträgt, verdunsteten in den Jahren 1943 bis 1952 im Mittel 877 mm/a, im Rappengraben mit einem Waldanteil von 31 % lediglich 756 mm/a.

  Für die rechnerische Ermittlung der Verdunstung über Waldgebieten ist man auf Analogieschlüsse oder Schätzwerte angewiesen. Als Grössenordnung für mitteleuropäische Verhältnisse können gegenüber Wiesland etwa folgende zusätzliche Verdunstungshöhen ΔV angegeben werden (B 48):

  Laubwald: ΔV = 100 bis 150 mm/a
  Nadelwald: ΔV = 200 bis 250 mm/a

- Der Einfluss der Bodenart auf die Verdunstung wird in B-18.3 im Rahmen der Bilanzierung des Bodenwasserhaushaltes näher beleuchtet.

- In Gebieten mit grossen Höhenunterschieden ist der Einfluss der Meereshöhe auf die Verdunstung zu berücksichtigen. In der Literatur sind zahlreiche lineare Beziehungen zwischen der Meereshöhe und der Verdunstung zu finden (B 48). Diese Korrelationsbeziehungen ergeben jedoch kein einheitliches Bild. Bevor eine solche Formel verwendet wird, sollte deshalb anhand von Vergleichsberechnungen für geeignete, unterschiedlich hoch gelegene Klimastationen die höhenmässige Aenderung aller die Verdunstung beeinflussenden Faktoren geprüft werden.

Tab. B 6.7 Angaben über die Einzugsgebiete Sperbelgraben und Rappengraben (B 15, 46)

	Sperbelgraben	Rappengraben
Flussgebiet	Aare	Aare
Koordinaten	630725/207270	634340/207350
Geographische Koordinaten	7°50'37"/47°01'02"	7°53'29"/47°01'03"
Einzugsgebiet	0.544 km^2	0.596 km^2
Höchster Punkt	1203 m ü.M.	1256 m ü.M.
Tiefster Punkt	911 m ü.M.	996 m ü.M.
Mittlere Höhe	1063 m ü.M.	1141 m ü.M.
Anteil Gletscher	0 %	0 %
Anteil Seen	0 %	0 %
Anteil Wald	99 %	31 %
Niederschlags-Messstation	Kurzeneialp	Bad Schwändi
Stationshöhe	894 m ü.M.	1084 m ü.M.
Mittlere jährliche Niederschlagshöhe 1943 bis 1952	1555 mm	1640 mm
Mittlere jährliche Verdunstungshöhe 1943 bis 1952	877 mm	756 mm

6.3 Wasserstand in Oberflächengewässern

Wasserstandsmessungen an Oberflächengewässern dienen im wesentlichen zwei Zielen:
- Im Zusammenhang mit simultan durchgeführten Grundwasserspiegelmessungen ermöglichen sie, die Wechselbeziehungen zwischen Grund- und Oberflächenwasser zu beurteilen und die In- und Exfiltrationsgebiete auszuscheiden.
- Bei Abflussmengenmessstellen oder -messstationen lässt sich mit Hilfe von periodischen oder kontinuierlichen Wasserstandsaufzeichnungen und der Pegel-Abfluss-Beziehung die Abflussmenge bestimmen.

Der Wasserstand in Oberflächengewässern wird an Wasserstands-Abstichpunkten oder an Lattenpegeln mit bekannten Höhen des Pegelnullpunktes gemessen. Die Ablesegenauigkeit beträgt $\pm$ 0.5 cm.

Für kontinuierliche Aufzeichnungen werden Registriergeräte mit Schreibtrommeln oder Bandschreiber mit Druckluftpegeln oder Schwimmkörpern eingesetzt. Die Genauigkeit der Aufzeichnungen beträgt ca. $\pm$ 1 cm. Der zeitliche Vorschub der Pegelaufzeichnungen muss der zeitlichen Intensität der Wasserstandsschwankungen angepasst sein. In der Regel bewährt sich ein täglicher Vorschub von 12 bis 48 mm.

Unsere Erfahrungen im Testgebiet zeigen, dass an der Pegellatte oder am Schwimmrohr die Verkrautung des Gewässerquerschnittes, Sohlenbewegungen, ein Versanden oder Vereisen des Schwimmerrohres, unkontrollierte Druckverluste

bei Druckluftpegeln usw. die Wasserstandsmessungen bis einige Dezimeter verfälschen können.

Dem Bau der Messstelle muss eine sorgfältige Standortwahl und Projektierung vorausgehen.

Weiter sind Wasserstands-Schreibpegel periodisch (alle ein bis zwei Wochen) zu warten, mit Handmessungen zu kontrollieren, allfällige Pegelkorrektionen vorzunehmen und Fehlereinflüsse auszumerzen. Wenn die Abflussmengen mit Hilfe von Pegel-Abfluss-Beziehungen ermittelt werden, sind die Einflüsse infolge Verkrautung und Sohlenbewegungen periodisch zu erfassen und mit sog. Pegelkorrekturfunktionen zu korrigieren (B-6.4.5).

6.4 Abflussmenge in Oberflächengewässern

Die Bestimmung der Abflussmengen in Oberflächengewässern ist nicht nur für Fragen des oberirdischen Wasserhaushaltes bedeutend, sondern auch für die Grundwasserbilanzierungen, um die aus den Oberflächengewässern infiltrierenden bzw. aus dem Grundwasser exfiltrierenden Wassermengen zu erfassen (B-17).

Die Abflussmenge in einem definierten Messprofil wird in der Regel ermittelt durch:

a) Messung der Fliessgeschwindigkeit mit Messflügel, Tauchstab oder Schwimmköper,
b) Messung der Wassermenge mit Behältern,
c) Messung des Wasserstandes bei Messüberfall bzw. Messkanal mit Pegel-Abfluss-Beziehung.

Mit den unter a) und b) aufgeführten Verfahren kann die Abflussmenge nur für Zeitpunkte gemessen werden. Ihr instationärer Verlauf muss aus kontinuierlichen Wasserstandsaufzeichnungen über Pegel-Abfluss-Beziehungen hergeleitet werden.

Das bis heute wohl bekannteste Verfahren basiert auf der Geschwindigkeitsmessung mit hydrometrischen Flügeln (B-6.4.2). Der hydrometrische Flügel ist relativ teuer und sein Einsatz aufwendig, so dass bei Grundwasserprospektionen oft auf Abflussmessungen verzichtet oder lediglich einfache Schätzmethoden (B-6.4.4) angewendet werden.

Als bedeutende Alternative zum Messflügel bietet sich heute bei durchwatbaren Gewässern (max. Wassertiefe 60 cm) der Tauchstab an. Seine Zweckmässigkeit und Genauigkeit wurde im Testgebiet in umfangreichen Mess- und Auswertkampagnen geprüft (B-6.4.3). Unsere Erfahrungen zeigen eindeutig: Der Praktiker kann mit dem Tauchstab ausreichend genaue Abflussmessungen wirtschaftlich durchführen.

6.4.1 Allgemeines zur Genauigkeit von Abflussmessungen

Die bei Abflussmessungen auftretenden Fehler können grob, systematisch oder zufällig sein. Grobe Fehler sind Fehler, welche die erwartete Genauigkeit weit übersteigen; sie müssen durch Mehrfachmessungen (auch hier gilt: Eine Messung ist keine Messung), Einhalten der Messregeln, sauberes Arbeiten usw. vermieden werden.

Systematische Fehler können verursacht werden durch Messgerät, -verfahren, -ort usw. Sie verfälschen die gemessene Abflussmenge einseitig und sind schwierig zu quantifizieren. Systematische Fehler, welche vom Messverfahren herrühren, lassen sich weitgehend vermeiden, wenn die Abflussmessregeln (B 24, 75) eingehalten werden. Die Messgeräte sind periodisch zu eichen, die Messstandorte auf systematische Einflüsse zu kontrollieren.

Die Qualität der Messgeräte ist für kleine systematische Fehler oft entscheidend.

Zufällige Fehler sind unvermeidliche Ungenauigkeiten, welche trotz sorgfältiger Messung wegen persönlichen, technischen oder hydrometrischen Unzulänglichkeiten entstehen. Sie können nicht eliminiert, sondern lediglich durch Mehrfachmessungen verkleinert werden. Die zufälligen Fehler werden zweckmässig als relative Grössen ausgedrückt. Bei n-maliger Messung der gleichen Wassermenge mit dem gleichen Messverfahren ist das arithmetische Mittel $\bar{Q}$ aller Messwerte Q_i der wahrscheinliche Wert der Wassermenge. Der mittlere prozentuale Fehler einer einzelnen Messung ist

$$\sigma = \pm \frac{100}{\bar{Q}} \sqrt{(Q_i - \bar{Q})^2 / (n-1)} \ \% \qquad (6.9)$$

Der mittlere relative Fehler des arithmetischen Mittels aller Messungen beträgt

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \qquad (6.10)$$

6.4.2 Abflussmessung mit dem hydrometrischen Flügel

Messprinzip
Mit der gemessenen Drehzahl n des senkrecht zur Fliessrichtung gehaltenen hydrometrischen Flügels wird die Strömungsgeschwindigkeit v über die Eichbeziehung

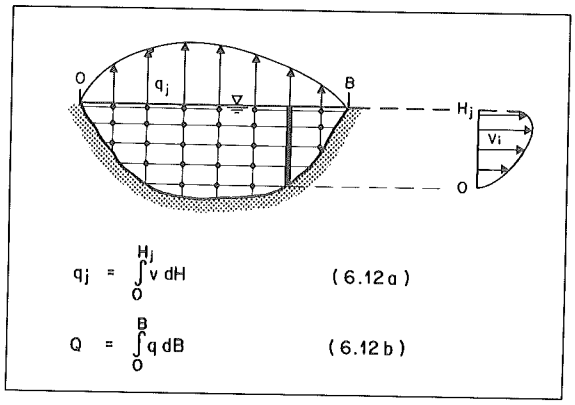
$$v = a + b\,n \qquad (6.11)$$

ermittelt.
Die Koeffizienten a und b sind für einen Flügeltyp innerhalb eines bestimmten Drehzahlbereiches konstant.

Messverfahren
Die Strömungsgeschwindigkeiten v_i werden in lagemässig definierten, mess-

technisch sinnvollen Punkten des Messprofils ermittelt. Jedem v_i wird eine Teilfläche des Messquerschnittes zugeordnet. Die Abflussmenge Q kann gemäss F-B 6.5 mittels Integration über die Wassertiefe H und die Gerinnebreite B berechnet werden.

Fig. B 6.5 Schemabild zur Auswertung der hydrometrischen Flügelmessung



Ausführliche Anleitungen zu Flügelmessungen sind in (B 24) sowie in der SIA Norm 109 (B 75) zu finden. Im folgenden wird deshalb lediglich zusammenfassend auf die wichtigsten Kriterien hingewiesen:

- Geeignete Wahl des Messprofils. Es gelten analoge Kriterien wie in B-6.4.3 beschrieben.
- Geeignete Einteilung des Messprofils in Messlotrechte und Messpunkte. Ausführliche Anleitungen über die Anordnung des Punktrasters gibt (B 24, Abschn. 3.3).
- Wahl der Flügelschaufel aufgrund der im Messprofil vorhandenen, maximalen Durchflussgeschwindigkeit (vor der Messung prüfen).
- Während der Flügelmessung ist der Wasserstand periodisch einzumessen. Veränderliche Wasserstände sind bei der Auswertung zu berücksichtigen.
- Periodische Ueberprüfung der Flügel-Eichfunktion (Eichstätte für hydrometrische Flügel, Landeshydrologie), um systematische Fehler zu vermeiden.

Auswertung

Die Flügelmessungen werden aufgrund von (6.11) und (6.12a, b) entweder planimetrisch (B 75) oder mit einem Rechenprogramm ausgewertet. Die im Rahmen des NFP durchgeführten Flügelmessungen wurden mit einem programmierbaren Taschenrechner (TEXAS INSTRUMENTS, TI-59) ausgewertet.

Genauigkeit

Mit der hydrometrischen Flügelmessung können Abflussmengen mit relativ grosser Genauigkeit erfasst werden. Vergleichsmessungen mit Messüberfällen und Messbecken ergeben mittlere Fehler die unter einem Prozent liegen (B 19). Diese mit Laborversuchen durchgeführten Genauigkeitsanalysen haben jedoch für Abflussmessungen im Felde, wo nicht ideale Messbedingungen herrschen, nur

beschränkte Gültigkeit. Bei Vielpunktmessungen ist im mittleren Abflussbereich der mittlere Fehler einer Einzelmessung mit etwa 5 % anzunehmen. Bei extremen Niederwasser- und Hochwasserabflüssen kann er über 20 % betragen (B 16, 89).

6.4.3 Abflussmessung mit dem Tauchstab

Messprinzip

Das Messprinzip des Tauchstabes beruht auf dem physikalischen Gesetz, wonach sich der Widerstand, der einem Körper in einem strömenden Medium entgegengesetzt wird, proportional zum Quadrat der Strömungsgeschwindigkeit verhält.

$$P = c_W \rho v^2 \frac{F}{2} \quad (N) \qquad (6.13)$$

P = Widerstandskraft (N)
c_W = Widerstandsbeiwert (-)
ρ = Dichte des Mediums (kg/ m^3)
v = Strömungsgeschwindigkeit (m/s)
F = Querschnitt des Körpers (m^2)

Besteht der Körper aus einem Stab, der senkrecht im strömenden Wasser gehalten wird, so wirken auf diesen sämtliche Widerstandskomponenten vom Stabende bis zur Wasseroberfläche ein. Wird ein eingetauchter Stab nur an einem Drehpunkt festgehalten, so ist bei diesem ein der Fliessrichtung entgegengesetztes Drehmoment anzubringen. Damit der Messstab in die Lotrechte gebracht werden kann, muss dieses Drehmoment gleich gross sein wie die Summe der Widerstandskomponenten mal deren Abstand zum Drehpunkt.

Bei dem in F-B 6.6 gezeigten Tauchstab (B 39) wird dieses Drehmoment mit einem verschiebbaren Gewichtsstab erzeugt. Die Ablesung des Drehmomentes erfolgt anhand eines auf den Gewichtsstab eingeritzten Massstabes.

Messverfahren

Bei der Abflussmessung mit dem Tauchstab wird in einem Messprofil die mittlere Strömungsgeschwindigkeit in verschiedenen Messlotrechten bestimmt. Die Unterteilung in Messlotrechte erfolgt mit Hilfe eines quer zur Strömungsrichtung gespannten Messbandes (F-B 6.6).

In jeder Messlotrechten werden mit dem Tauchstab die Wassertiefe und das Drehmoment gemessen. Wie bei den Flügelmessungen besteht auch bei den Tauchstabmessungen die Hauptaufgabe darin, den Durchflussquerschnitt und die Geschwindigkeitsfläche möglichst exakt zu erfassen. Im folgenden sind die wichtigsten Kriterien aufgelistet, welche bei Tauchstabmessungen zu beachten sind (B 52, 99).

Fig. B 6.6 Abflussmessung mit dem Tauchstab

Wahl und Einteilung des Messprofiles:

- Das Messprofil ist rechtwinklig zur Strömungsrichtung zu wählen.
- Im Bereich des Messprofiles dürfen keine Hinterwasser und keine Abflusshindernisse auftreten (Pflanzen, in das Gewässer hängende Bäume, grosse Steine, Brückenpfeiler u. dgl.).
- Profile mit Wassertiefen unter 5 cm bzw. grösser als 60 cm sind zu vermeiden.
- Die Fliessgeschwindigkeit sollte möglichst über die gesamte Bachbreite > 10 cm/s sein.
- Das Messprofil soll so breit sein, dass der Abflussquerschnitt durch den im Wasser stehenden Beobachter nicht bedeutend reduziert wird (bei kleinen Gerinnen mit Messbrücke arbeiten).
- Das Messprofil soll nicht unmittelbar unterhalb der Mündung eines Baches mit instationärem Abfluss liegen (Wehrbediente Bäche, Kanalisationseinläufe).
- Flussstrecken mit steil abfallenden Ufern vorziehen.
- Der Abfluss soll nicht schiessend sein.
- Die Abstände der Messlotrechten (mindestens ca. 20 cm, maximal ca. 100 cm) sind der Form, der Breite und der Geschwindigkeitsverteilung des Messprofiles anzupassen. Von Ausnahmen abgesehen, sollte das Messprofil in 10 bis

25 Messlotrechte unterteilt werden. An Stellen mit grossen Geschwindigkeitsänderungen und gegen die Ufer sind die Messlotrechten in dichteren Abständen anzuordnen.

Bedienung des Tauchstabes
- Oberkörper parallel zur Fliessrichtung halten.
- Tauchstab mit ausgestreckten Armen halten (Wasserlauf ungestört lassen).
- Handgriff rechtwinklig zur Fliessrichtung halten.
- Handgriff waagrecht (in x und y Achse !) halten.
- Stab soweit eintauchen, dass die Stabspitze auf die Flussohle aufstösst. Danach wird der Stab leicht angehoben, so dass er gerade frei pendeln kann.

Messaufnahmen, Messprotokolle
- Messstellenaufzeichnung, Standort (Skizze), Beobachtungen usw. gemäss Feldprotokoll festhalten. F-B 6.7 zeigt das von uns benutzte Feldprotokoll und die Auswertung einer Abflussmessung an der Urtenen.
- Für eine zuverlässige, speditive Messung empfiehlt es sich, die Daten auf ein Diktiergerät zu sprechen und erst im Büro zu protokollieren.
- Mehrfachmessungen durchführen (mindestens zwei Mal pro Messprofil).
- Wasserspiegel unmittelbar vor und nach jeder Messung einmessen (fixen Abstichpunkt wählen).
- Feldbeobachtungen möglichst rasch nach der Messkampagne auswerten.

Auswertung
Die mittlere Strömungsgeschwindigkeit $\bar{v}_j$ in der Messlotrechten j wird für den Tauchstab nach JENS (Herstellerfirma: HYDRO-BIOS, KIEL) mit folgender Beziehung berechnet (B 39):

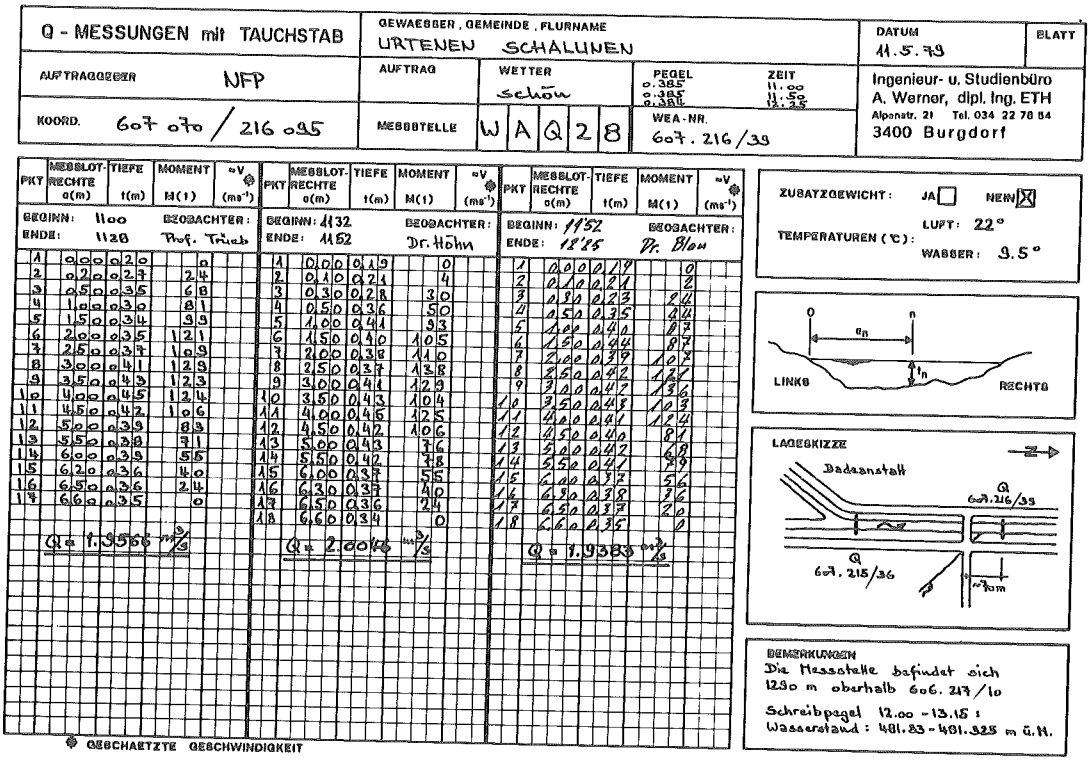
$$\bar{v}_j = 0.0523 \sqrt{\frac{M_i}{H_j}} \quad \text{(m/s)} \qquad (6.14)$$

M_j = Drehmoment, ausgedrückt in Anzahl Teilstrichen auf dem verschiebbaren Gewichtsstab

H_j = Eintauchtiefe (m)

Um grosse Strömungsgeschwindigkeiten zu erfassen kann am verschiebbaren Gewichtsstab ein genormtes Zusatzgewicht angebracht werden. Gemäss JENS muss dabei die aus (6.14) berechnete Geschwindigkeit $\bar{v}_j$ mit einem Faktor 1.5 multipliziert werden. Zahlreiche, von uns durchgeführte Vergleichsmessungen haben gezeigt, dass dieser Faktor nicht konstant ist. Aufgrund unserer Untersuchungen scheint es zweckmässig zu sein, nicht die Geschwindigkeit, sondern das Drehmoment zu korrigieren.

Fig. B 6.7 Protokoll und Auswertung einer Tauchstab-Abflussmessung



Q - MESSUNGEN mit TAUCHSTAB

GEWAESSER, GEMEINDE, FLURNAME: URTENEN SCHALUNEN

DATUM: 11.5.79 — BLATT

AUFTRAGGEBER: NFP

AUFTRAG

WETTER: schön

PEGEL: o.385 / o.385 / o.385 — ZEIT: 11.00 / 11.50 / 12.25

KOORD.: 607 070 / 216 095

MESSSTELLE: WAQ28

WEA-NR.: 607.216/33

Ingenieur- u. Studienbüro A. Werner, dipl. Ing. ETH, Alpenstr. 21, Tel. 034 22 78 54, 3400 Burgdorf

PKT	MESSLOT-RECHTE a(m)	TIEFE t(m)	MOMENT M(t)	∝V (ms⁻¹)
BEGINN: 1100			BEOBACHTER: Prof. Trüeb	
ENDE: 1128				
1	0.00	0.20		0
2	0.20	0.27		24
3	0.50	0.35		68
4	1.00	0.30		81
5	1.50	0.34		99
6	2.00	0.35		121
7	2.50	0.34		109
8	3.00	0.41		129
9	3.50	0.43		123
10	4.00	0.45		124
11	4.50	0.42		106
12	5.00	0.39		83
13	5.50	0.38		91
14	6.00	0.35		56
15	6.20	0.36		40
16	6.50	0.36		24
17	6.60	0.35		0

Q = 1.9566 m³/s

PKT	MESSLOT-RECHTE a(m)	TIEFE t(m)	MOMENT M(t)	∝V (ms⁻¹)
BEGINN: 1132			BEOBACHTER: Dr. Höhn	
ENDE: 1152				
1	0.00	0.19		0
2	0.10	0.24		4
3	0.30	0.28		30
4	0.50	0.36		50
5	1.00	0.41		93
6	1.50	0.40		105
7	2.00	0.38		110
8	2.50	0.37		138
9	3.00	0.41		129
10	3.50	0.43		104
11	4.00	0.46		125
12	4.50	0.42		106
13	5.00	0.43		76
14	5.50	0.42		78
15	6.00	0.38		55
16	6.30	0.37		40
17	6.50	0.36		24
18	6.60	0.34		0

Q = 2.0046 m³/s

PKT	MESSLOT-RECHTE a(m)	TIEFE t(m)	MOMENT M(t)	∝V (ms⁻¹)
BEGINN: 1152			BEOBACHTER: Dr. Blau	
ENDE: 1215				
1	0.00	0.19		0
2	0.10	0.21		8
3	0.30	0.23		24
4	0.50	0.35		24
5	1.00	0.44		87
6	1.50	0.44		87
7	2.00	0.39		102
8	2.50	0.42		121
9	3.00	0.42		136
10	3.50	0.48		103
11	4.00	0.41		124
12	4.50	0.40		84
13	5.00	0.42		69
14	5.50	0.41		79
15	6.00	0.37		56
16	6.30	0.38		36
17	6.50	0.37		20
18	6.60	0.35		0

Q = 1.9383 m³/s

∝ GESCHAETZTE GESCHWINDIGKEIT

ZUSATZGEWICHT: JA ☐ NEIN ☒

TEMPERATUREN (°C): LUFT: 22° WASSER: 9.5°

LAGESKIZZE

BEMERKUNGEN

Die Messstelle befindet sich 1230 m oberhalb 606.217/10

Schreibpegel 12.00 - 13.15 : Wasserstand : 401.23 - 401.325 m ü.M.

Beobachter: Prof. Trüeb

		3.5 A
		0.43 T
		123. V
		0.885 A
0.	A	4. T
0.2	T	0.45 V
0.000	V	124. A
0.2	A	0.868 T
0.27	T	4.5 I
24.	I	0.42 V
0.493	V	106. A
0.5	A	0.831 T
0.35	T	5. I
68.	I	0.39 V
0.729	V	83. A
1.	A	0.763 T
0.3	T	5.5 I
81.	I	0.38 V
0.859	V	71. A
1.5	A	0.715 T
0.34	T	6. I
99.	I	0.39 V
0.892	V	55. A
2.	A	0.621 T
0.35	T	6.3 I
121.	I	0.36 V
0.972	V	40. A
2.5	A	0.551 T
0.37	T	6.5 I
109.	I	0.36 V
0.898	V	24. A
3.	A	0.427 T
0.41	T	6.6 I
129.	I	0.35 V
0.928	V	0.000 A
		1.9566 Q

Beobachter: Dr. Hoehn

0.	A	3.5 A
0.19	T	0.43 T
0.000	V	104. I
0.1	A	0.813 V
0.21	T	4. A
4.	I	0.45 T
0.228	V	125. I
0.3	A	0.872 V
0.28	T	4.5 A
30.	I	0.42 T
0.541	V	106. I
0.5	A	0.831 V
0.36	T	5. A
50.	I	0.43 T
0.616	V	76. I
1.	A	0.695 V
0.41	T	5.5 A
93.	I	0.42 T
0.788	V	78. I
1.5	A	0.713 V
0.4	T	6. A
105.	I	0.37 T
0.847	V	55. I
2.	A	0.638 V
0.38	T	6.3 A
110.	I	0.37 T
0.890	V	40. I
2.5	A	0.544 V
0.37	T	6.5 A
138.	I	0.36 T
0.010	V	24. I
3.	A	0.427 V
0.41	T	6.6 A
129.	I	0.34 T
0.928	V	0.000 V
		2.0046 Q

Beobachter: Dr. Blau

0.	A	3.5 A
0.19	T	0.43 T
0.000	V	103. I
0.1	A	0.809 V
0.21	T	4. A
2.	I	0.41 T
0.161	V	124. I
0.3	A	0.910 V
0.29	T	4.5 A
24.	I	0.4 T
0.476	V	81. I
0.5	A	0.744 V
0.35	T	5. A
44.	I	0.42 T
0.586	V	68. I
1.	A	0.665 V
0.41	T	5.5 A
87.	I	0.41 T
0.762	V	79. I
1.5	A	0.726 V
0.44	T	6. A
87.	I	0.37 T
0.735	V	56. I
2.	A	0.643 V
0.39	T	6.3 A
107.	I	0.38 T
0.866	V	36. I
2.5	A	0.509 V
0.42	T	6.5 A
121.	I	0.37 T
0.888	V	20. I
3.	A	0.385 V
0.42	T	6.6 A
136.	I	0.35 T
0.941	V	0.000 V
		1.9383 Q

Das vom Zusatzgewicht zusätzlich erzeugte Drehmoment ΔM, ausgedrückt in Anzahl Teilstrichen auf der Gewichtsstabunterteilung, lässt sich mit folgender Beziehung berechnen

$$\Delta M = \frac{(11278 - 4633)\ M/150 + 4633}{167.387} \qquad (6.15a)$$

Daraus ergibt sich das effektive Drehmoment M_{eff} zu

$$M_{eff} = M + \Delta M = 1.265\ M + 27.7 \qquad (6.15b)$$

Näherungsweise kann für Momente mit Zusatzgewichten zwischen M = 100 und M = 150 geschrieben werden:

$$M_{eff} = 1.5\ M \qquad (6.15c)$$

Die Abflussmenge Q wird mit (6.12b) mittels Integration bestimmt. Die Tauchstabmessungen werden zweckmässig mit einem Rechenprogramm ausgewertet. In F-B 6.8 ist das von uns entwickelte Auswerteprogramm für den programmierbaren Taschenrechner TEXAS INSTRUMENTS TI 59 ausführlich dargestellt.

Genauigkeit

Um die Genauigkeit von Tauchstabmessungen zu beurteilen, liegen aus der Untersuchungsperiode 1976 bis 1980 die Messwerte von rund 230 doppelt gemessenen Messprofilen mit je 10 bis 25 Messlotrechten vor, welche von insgesamt 10 verschiedenen Beobachtern aufgenommen wurden. Bei 70 der Doppelmessungen waren jeweils zwei verschiedene Beobachter beteiligt, die übrigen Doppelmessungen wurden von einzelnen durchgeführt. Um unabhängige Messungen zu erhalten, wurden die Ablesungen direkt in ein Diktiergerät gesprochen.

Die mittleren Fehler $\bar{\sigma}$ der durchgeführten Doppelmessungen lassen folgende Schlüsse zu:

- Im gesamten mit Tauchstabmessungen erfassten Abflussbereich (0 bis 7 m^3/s) liegt der Durchschnitt aus allen $\bar{\sigma}$ unter $\pm$ 2 %. Zwei Drittel der Messungen weisen ein $\bar{\sigma}$ unter $\pm$ 3 % auf; $\bar{\sigma}$ über $\pm$ 6 % sind selten.

- Die Grösse von $\bar{\sigma}$ ist unabhängig davon, ob die Doppelmessung von einer Einzelperson oder von zwei verschiedenen Beobachtern durchgeführt wird. Der personenabhängige, systematische Fehler von Tauchstabmessungen ist vernachlässigbar klein.

- Die Abhängigkeit zwischen $\bar{\sigma}$ und der mittleren Abflussmenge $\bar{Q}$, gemessen in natürlichen Gerinnen, wird mit F-B 6.9 illustriert.

Fig. B 6.8 Auswerteprogramm für Tauchstabmessungen für TEXAS INSTRUMENTS TI-59

```
000  76 LBL      050  02  2      100  02  2      150  69 OP      200  65  ×
001  16 A'       051  65  ×      101  03  3      151  04  04     201  53  (
002  47 CMS      052  04  4      102  95  =      152  00  0      202  43 RCL
003  01  1       053  04  4      103  76 LBL     153  42 STO     203  06  06
004  00  0       054  93  .      104  14  D      154  09  09     204  75  -
005  42 STO      055  01  1      105  32 X↕T     155  97 DSZ     205  43 RCL
006  00  00      056  00  0      106  04  4      156  02  02     206  03  03
007  61 GTO      057  85  +      107  02  2      157  01  01     207  54  )
008  02  02      058  04  4      108  00  0      158  66  66     208  55  ÷
009  35  35      059  06  6      109  00  0      159  43 RCL     209  02  2
010  76 LBL      060  06  6      110  69 OP      160  09  09     210  95  =
011  11  A       061  03  3      111  04  04     161  58 FIX     211  44 SUM
012  32 X↕T      062  95  =      112  58 FIX     162  04  04     212  09  09
013  01  1       063  55  ÷      113  03  03     163  69 OP      213  43 RCL
014  03  3       064  01  1      114  61 GTO     164  06  06     214  06  06
015  00  0       065  06  6      115  00  00     165  91 R/S     215  42 STO
016  00  0       066  07  7      116  31  31     166  73 RC*     216  03  03
017  69 OP       067  93  .      117  76 LBL     167  01  01     217  43 RCL
018  04  04      068  03  3      118  15  E      168  42 STO     218  07  07
019  61 GTO      069  08  8      119  01  1      169  06  06     219  42 STO
020  00  00      070  06  6      120  03  3      170  01  1      220  04  04
021  31  31      071  85  +      121  42 STO     171  44 SUM     221  43 RCL
022  76 LBL      072  43 RCL     122  01  01     172  01  01     222  08  08
023  12  B       073  02  02     123  43 RCL     173  73 RC*     223  42 STO
024  32 X↕T      074  95  =      124  00  00     174  01  01     224  05  05
025  03  3       075  58 FIX     125  75  -      175  42 STO     225  61 GTO
026  07  7       076  02  02     126  01  1      176  07  07     226  01  01
027  00  0       077  76 LBL     127  00  0      177  01  1      227  55  55
028  00  0       078  13  C      128  95  =      178  44 SUM     228  76 LBL
029  69 OP       079  32 X↕T     129  55  ÷      179  01  01     229  17 B'
030  04  04      080  02  2      130  03  3      180  73 RC*     230  02  2
031  32 X↕T      081  04  4      131  95  =      181  01  01     231  22 INV
032  72 ST*      082  00  0      132  42 STO     182  42 STO     232  44 SUM
033  00  00      083  00  0      133  02  02     183  08  08     233  00  00
034  42 STO      084  69 OP      134  43 RCL     184  01  1      234  91 R/S
035  01  01      085  04  04     135  10  10     185  44 SUM     235  22 INV
036  69 OP       086  32 X↕T     136  42 STO     186  01  01     236  58 FIX
037  06  06      087  69 OP      137  03  03     187  53  (      237  00  0
038  01  1       088  06  06     138  43 RCL     188  43 RCL     238  98 ADV
039  44 SUM      089  42 STO     139  11  11     189  04  04     239  91 R/S'
040  00  00      090  02  02     140  42 STO     190  65  ×
041  43 RCL      091  55  ÷      141  04  04     191  43 RCL
042  01  01      092  43 RCL     142  43 RCL     192  05  05
043  22 INV      093  01  01     143  12  12     193  85  +
044  58 FIX      094  95  =      144  42 STO     194  43 RCL
045  91 R/S      095  34 fX      145  05  05     195  07  07
046  76 LBL      096  65  ×      146  03  3      196  65  ×
047  18 C'       097  93  .      147  04  4      197  43 RCL
048  99 PRT      098  00  0      148  00  0      198  08  08
049  42 STO      099  05  5      149  00  0      199  54  )
```

Program Title TAUCHSTAB

LOESCHEN	KORREKTUR	ZUSATZGEW.		
a_j	t_j	i_j	v_j	Q

Partition (OP 17): 239.89 — Parentheses Levels: 1 — t Register ☑

Angular Mode (if applicable): no — SBR Levels: 0 — Absolute Addresses ☑

Library Module ID: Master — Disturbs Pending Operations ☒

USER DEFINED KEYS

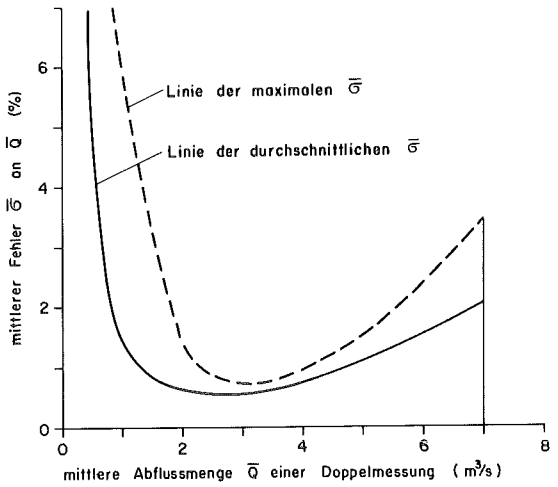
- A Messlotrechte a(m)
- B Wassertiefe t(m)
- C Anz. Teilstriche i
- D Geschwindigkeit v(m/s)
- E Abflussmenge Q(m^3/s)
- A' Loeschen
- B' Korrektur
- C' Anz. Teilstriche i mit Zusatzgewicht
- D' –
- E' –

User Instructions

STEP	PROCEDURE	ENTER	PRESS			OUTPUT/MODE (see legend below)
1	Partitioning	9.	2nd	Op	17	239.89
2	Lade Programm					1.
3	Löschen der Register, Start Programm		2nd	A'		0.
4a	Eingabe der Messlotrechten a_j	a_j	A			Data a_j*
4b	Eingabe der Wassertiefe t_j	t_j	B			Data t_j*
4c	Eingabe der Anzahl Teilstriche i_j	i_j	C			Data i_j*, berechnete Geschwindigkeit v_j* (m/s)
	(wenn ZUSATZGEWICHT)		(2nd)	(C')		
	(wenn Geschwindigkeit v_j bekannt)	(v_j)	(0)			Data v_j*
	(Wiederhole Schritt 4 für jede Messlotrechte)					
5a	Falls Data falsch eingegeben		2nd	B'		2.000 (blinkt)
5b	Eingabe der vorletzten und letzten Data					
6	Berechnen der Abflussmenge Q (wenn weitere Messlotrechte: Wiederhole 4)		E			berechnete Abflussmenge Q*(m^3/s)

Modes: n* Printed only (n) — Displayed Briefly (Pause) (n)* Printed and displayed

Fig. B 6.9 Abhängigkeit des mittleren relativen Fehlers von der Abflussmenge bei Tauchstab-Doppelmessungen



Aus dem Diagramm geht hervor, dass im Abflussbereich >ca. 1 m^3/s <ca. 4 m^3/s die Messungen am genauesten sind; $\bar{\sigma}$ liegt unter $\pm$ 1 %. Bei grösseren bzw. sehr kleinen Abflussmengen nimmt $\bar{\sigma}$ zu.

Weitere Schlüsse über die Genauigkeit von Tauchstabmessungen können aus dem Vergleich von simultan durchgeführten Flügelmessungen gezogen werden. Solche Vergleichsmessungen (insgesamt 14) wurden unsererseits und von der Landeshydrologie in Gewässern des Unteren Emmentales, an der Sense (Thörishaus) und an der Seez (Walenstadt) durchgeführt. Die erfassten Abflussmengen betrugen zwischen 0.1 und 8.3 m^3/s. Aus diesen Vergleichsmessungen geht hervor, dass zwischen den Resultaten aus den Tauchstabmessungen und den gleichzeitig durchgeführten Flügelmessungen keine signifikanten Unterschiede bestehen. Die festgestellten Differenzen sind nicht systematischer Natur und liegen bei einigen Prozenten, in Ausnahmen bei 10 %. Dabei ist zu beachten, dass auch Flügelmessungen mit Fehlern behaftet sind, so dass aufgrund dieser Vergleiche die Genauigkeit von Tauchstabmessungen höchstens relativ gewertet werden kann.

Labortests zeigen (B 99), dass der in (6.13) als konstant angenommene Widerstandsbeiwert c_W nicht ganz unabhängig ist von Geschwindigkeit und Wassertiefe. Die mit (6.14) berechnete Wassergeschwindigkeit v kann mit Hilfe von entsprechenden Faktoren korrigiert werden. Die mit Vergleichsmessungen ermittelten Differenzen könnten von c_W etwas beeinflusst sein. Zusätzliche Vergleichsmessungen, die labor- und feldmässig durchgeführt werden sollten, müssten darüber Klarheit geben. Jedenfalls zeigen die vorliegenden Ergebnisse, dass mit dem Tauchstab bereits heute gute Resultate erzielt werden können.

Schlussfolgerungen
Die im Testgebiet Emmental durchgeführten Untersuchungen haben klar gezeigt: Der Tauchstab ist für den Praktiker ein sehr geeignetes Messgerät. Mit geringem messtechnischem Aufwand ermöglicht er, Abflussmessungen in Bächen und durchwatbaren Flüssen mit relativ hoher Genauigkeit rasch zu erfassen. Er ist auch von ungeübten Hilfskräften leicht zu bedienen. Weil die Messungen rasch durchgeführt sind, können sie wiederholt und kontrolliert werden. Die kurze Messdauer erlaubt zudem, praktisch gleichzeitig die Abflussmengen in mehreren Messprofilen zu messen, In- und Exfiltrationsmengen, welche vielerorts einen bedeutenden Teil der im Grundwasserleiter strömenden Wassermengen ausmachen, innerhalb grösserer Gewässerabschnitte differenziert und praktisch simultan zu erfassen (B-17).

Im untersuchten Abflussbereich zwischen 0 und 7 m^3/s liegt der mittlere Fehler einer Doppelmessung zwischen ca. 1 bis 6 % der Abflussmenge. Die systematischen, personenabhängigen Fehler sind vernachlässigbar klein.

6.4.4 Weitere Verfahren zur Bestimmung der Abflussmenge

Abflussmessungen mit Schwimmkörper
Bei sehr kleinen Abflüssen kann die Fliessgeschwindigkeit in der Gewässermitte v_o mit Hilfe von einfachen Schwimmkörpern geschätzt werden. Erfahrungsgemäss beträgt die mittlere Fliessgeschwindigkeit $\overline{v}$ je nach Rauhigkeit der Gewässersohle:

$$\overline{v} = 0.5 \text{ bis } 0.8\ v_o \qquad (6.16)$$

$$Q = \overline{v} \cdot F$$

Behältermessungen
Behältermessungen werden eingesetzt, um Zuflüsse aus Drainage- und Kanalisationsrohren usw. zu bestimmen. Die Behältermessungen im Testgebiet Emmental wurden gemäss (B 75) durchgeführt.

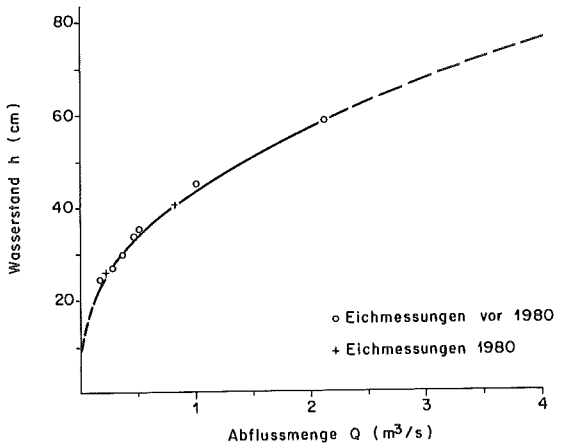
Ueberfallmessungen
Mit Ueberfallmessungen werden bei Grundwasserprospektionen vor allem die Fördermengen aus Grosspumpversuchen gemessen (B 75).

6.4.5 Die Pegel-Abfluss-Beziehung

Zwischen dem Wasserstand h resp. der Lage des Wasserspiegels und der Abflussmenge Q herrscht theoretisch ein eindeutiger Zusammenhang, welcher als Pegel-Abfluss-Beziehung oder kurz als Eichkurve bezeichnet wird. Anhand der Ganglinie eines Wasserstandsschreibpegels kann damit die Abflussmenge kontinuierlich erfasst werden.

Die Eichkurve muss i.a. empirisch ermittelt werden. Bei verschiedenen Abflüssen werden Q und h gemessen und ein Q-H-Diagramm erstellt. In dem mit Messungen ausreichend belegten Bereich wird die Eichkurve visuell eingetragen. Als Beispiel zeigt F-B 6.10 die Eichkurve des Luterbaches, Oberburg (614.209/35), Stand 1980.

Fig. B 6.10 Luterbach, Oberburg (614.209/35), Eichkurve 1980



Für Hochwasserabflüsse muss die Eichkurve extrapoliert werden. Die entsprechenden Hochwasserwerte sind demzufolge ungenau. Die Extrapolation erfolgt entweder intuitiv, eventuell aufgrund alter Eichkurven oder wird mit Hilfe einer Abflussbeziehung, z.B. nach STRICKLER (6.17), berechnet.

$$Q = F\,v = F\,k_{st}\,J^{1/2}\,R^{2/3} \qquad (6.17)$$

F = Durchflussfläche (über H und B extrapoliert; m^2)

k_{st} = Rauhigkeitsbeiwert nach STRICKLER ($m^{1/3}/s$)

J = Gefälle (-)

R = $\frac{F}{U}$ = hydraulischer Radius (m)

U = benetzter Umfang (m)

Aus den vorhandenen Abflussmessungen wird $k_{st}\,J^{1/2}$ ermittelt und Q gemäss (6.17) extrapoliert.

Korrektur der Eichkurve

Die einmal ermittelte Eichkurve gilt nicht für eine unbeschränkte Dauer. Im Laufe der Zeit oder auch periodisch können sich die Form des Flussbettes, der Bewuchs, die Rauhigkeit usw. verändern. Periodische Eich- und Kontrollmessungen sind daher unerlässlich, um aus einer Wasserstands-Ganglinie die (korrigierte) Abflussmenge zu ermitteln. Dazu bieten sich zwei Möglichkeiten:

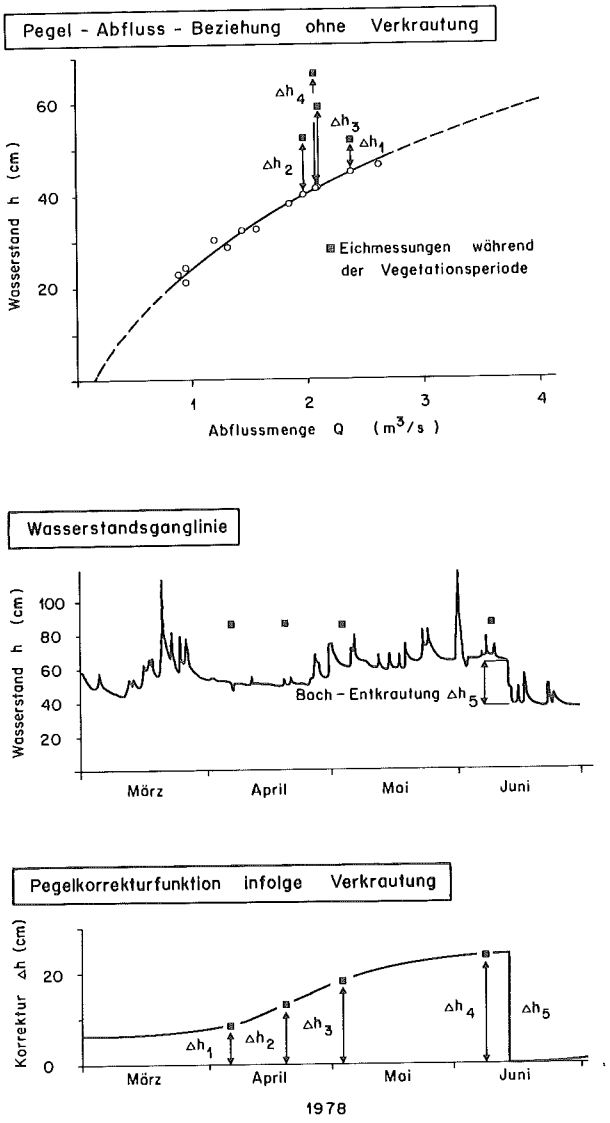
- Eichkurvenkorrektur
  Periodisch wird eine neue Eichkurve bestimmt durch Eichmessungen, welche als fehlerfrei angesehen werden. Ihre Gültigkeitsdauer wird intuitiv festgelegt. Dadurch können gewisse Fehler entstehen.

- Pegelkorrektur
  Die Wasserstands-Aufzeichnungen werden mit Korrekturfunktionen laufend verbessert. Damit kann meistens über eine längere Zeit dieselbe Eichkurve (Initialkurve) gültig bleiben. Erst wenn sie einen eindeutigen Trend zeigt, wird eine neue eingepasst. Mit Pegel-Korrekturfunktionen können vor allem in kleineren Gerinnen veränderte Abflussbedingungen oft detailliert und zeitlich genau erfasst werden. Dazu zwei Beispiele:

  - Das Gewässerbett verkrautet während der Vegetationsperiode stark. Infolge dieser Querschnittsverengung steigt der Wasserstand an. Werden nun Eichmessungen durchgeführt, liegen, wie F-B 6.11 zeigt, die Abflussmengen gegenüber den Sollwerten aus der Eichkurve scheinbar zu tief. Die Wasserstands-Aufzeichnungen täuschen solange zu grosse Abflussmengen vor, bis der Bach künstlich entkrautet wird. Solche "Bachputzeten" lassen sich durch ein schlagartiges Abfallen der Wasserstandsganglinie leicht feststellen. Aufgrund dieser und der bei den Eichmessungen gefundenen Wasserstandsdifferenzen kann die Pegel-Korrekturfunktion für die sich entwickelte Verkrautung ermittelt werden.

  - Eine weitere Pegel-Korrekturfunktion kann auch wegen Sohlenveränderungen durch Auflandung und Abtrag nötig werden. Die Sohlenveränderungen werden z.B. nach Hochwasserabflüssen in definierten Messlotrechten periodisch durch Abstiche gemessen. Aus den Differenzen gegenüber dem Zustand während den Eichmessungen werden die mittleren Pegelkorrekturen berechnet und als Ganglinie aufgetragen.

Fig. B 6.11 Bestimmung der Pegelkorrekturen wegen der Verkrautung am Beispiel der Abfluss-Messstation Urtenen, Schalunen (606.217/10)



$$Q = Q\,(h, \Delta h) \qquad (6.18)$$

6.5 Grundwasserstand

Der Grundwasserstand, definiert als Höhe des Wasserspiegels, welcher sich nach dem Druckausgleich innerhalb einer Grundwassermessstelle einstellt, wird in der Regel von einem Abstichpunkt aus, dessen Koordinaten bekannt sind, mit einer Längenmessung bestimmt. Der Abstich kann zu einem bestimmten Zeitpunkt als sog. Einzelmessung mit einem Handgerät oder kontinuierlich mit einem Grundwasserschreibpegel gemessen werden. Bei der Einzelmessung sind Daten und Uhrzeit festzuhalten. Für tabellarische oder graphische Darstellungen sollten die Grundwasserstände immer in Meereshöhe und mit dem Messdatum angegeben werden.

6.5.1 Einzelmessungen

Für Einzelmessungen werden von uns vor allem Kabellichtlote, seltener Klatscher und Stablote, praktisch nie die Brunnenpfeife eingesetzt.

Beim KABELLICHTLOT wird ein Lotkörper mit einer Tauchelektrode (Länge ca. 10 bis 30 cm, Durchmesser ca. 15 mm) über eine Kabeltrommel an einem Flachkabel aus Kunststoff, mit eingegossenen Leitern und Zentimetereinteilung, in die Messstelle hinuntergeführt. Beim Eintauchen der Elektrode in den Wasserspiegel leuchtet an der Kabeltrommel eine Signallampe auf und der Grundwasserstand kann am Kabel direkt abgelesen werden. Die von uns verwendeten Kabellichtlote des Typs KL 15 bis 100 der Firma OTT, D-8960 Kempten, haben sich bei intensiver Wartung bewährt.

Um Grundwasserstände in kleinkalibrigen Messrohren (Innenweite 1") im Rahmen von Kleinpumpversuchen einmessen zu können, haben wir die Kabellichtlote mit speziellen Lotkörpern von 10 mm Durchmesser ausgerüstet.

Der KLATSCHER, ein Metallkörper mit konkavem Boden (Länge ca. 8 cm, Durchmesser ca. 4 cm) wird mit einer leichten Kette und einer Vorgabe von 1 m an ein Messband gehängt. Er verursacht beim Aufschlagen auf den Wasserspiegel ein Klatschgeräusch. Bei Lärm, tiefem Grundwasserspiegel, bei Hangquellen und kleinen Messrohrdurchmessern ist der Klatscher ungeeignet.

Das STABLOT besteht aus einem Stück Rundstahl (Länge ca. 1 m, Durchmesser ca. 1 cm) welches mit einem Messband in den Wasserspiegel eingetaucht wird. Der Grundwasserstand ergibt sich aus der Gesamthöhe abzüglich des benetzten Stabteiles. Zur besseren Abgrenzung des benetzten Teils kann der Stab mit Kreide oder trockenem Feinsand eingerieben werden. Bei heisser Witterung, bei Regen und bei Hangquellen entstehen leicht Messfehler.

Die BRUNNENPFEIFE, ein unten offenes Metallrohr (Länge ca. 30 cm, Durchmesser ca. 20 mm) mit aussen etwa zehn Messrillen im Abstand von je 1 cm, wird an einem Messband geführt und ins Wasser eingetaucht. Die ins Rohr gestossene Luft entweicht durch eine Pfeife und erzeugt einen Ton. Der Abstich entspricht der Ableselänge am Messband zuzüglich Verbindungsstück und Länge der vom Wasser nicht gefüllten Messrillen. Die Brunnenpfeife ist nicht geeignet bei Lärm, z.B. infolge Pumpbetrieb und bei Hangquellen im Filterrohr.

Die einzelnen Messgeräte sind bezüglich Anschaffungskosten, Handhabung, Messgeschwindigkeit und Genauigkeit sehr unterschiedlich. Klatscher und Stablot, bedingt auch die Brunnenpfeife, können praktisch in jeder Werkstatt hergestellt werden und kosten im Gegensatz zu Kabellichtloten wenig. Kabellichtlote sind aber universell einsetzbar und eignen sich bezüglich Handhabung und Genauigkeit wohl am besten, um Grundwasserstände speditiv einzumessen. Die Elektroden müssen periodisch gereinigt werden. Bei sehr weichem Grundwasser kann gelegentlich der Elektrolytgehalt nicht ausreichen, um zuverlässige Kontakte zu gewährleisten. Hier sind saubere Kontakte zu erzielen, wenn etwas Kochsalz ins Filterrohr geschüttet wird.
Vergleichende Untersuchungen, im Rahmen des Forschungsprogrammes durchgeführt, haben gezeigt, dass für Grundwasserstandsmessungen folgende Messgeräte zweckmässig sind (B 80):

- Grobmessung mittels Klatscher, welcher der Brunnenpfeife (σ_h ca. $\pm$ 2 cm) vorzuziehen ist. Die Messung kann rasch durchgeführt werden und ist beliebig wiederholbar. Der mittlere Fehler einer Einzelmessung σ_h beträgt etwa $\pm$ 5 mm.

- Feinmessung mit Stablot: σ_h beträgt etwa $\pm$ 3 mm.

- Feinmessung mit Kabellichtlot: σ_h beträgt $\pm$ 1 mm und kann mit speziellem Messkopf noch reduziert werden.

Die systematischen Fehler sind meistens wesentlich grösser. Sie müssen unbedingt durch periodische Kontrollen, Eich- und Vergleichsmessungen erfasst werden (vgl. B 4).

Die Eignung bzw. der Einsatz der einzelnen Messgeräte und -techniken hängt wesentlich von der jeweiligen Aufgabestellung und damit von der erforderlichen Genauigkeit, vom Messumfang, vom Flurabstand, vom Durchmesser der Beobachtungsrohre usw. ab. Beispielsweise ist es nicht sinnvoll, bei Grundwasserstands-Simultanmessungen eine Genauigkeit unter $\pm$ 1 cm anzustreben, wenn der Nivellement-Fehler grösser ist. Sofern jedoch bei Pumpversuchen mit kleinen Entnahmemengen in gut durchlässigen Schottern nur geringe Absenkungen erzeugt werden, müssen z.B. für die Durchlässigkeitsbestimmung die Grundwasserstandsunterschiede auf 1 bis 2 mm genau gemessen werden können.

6.5.2 Kontinuierliche Messungen

Für kontinuierliche Grundwasserstands-Aufzeichnungen wurden im Testgebiet ausschliesslich Schreibpegel mit Schwimmervorrichtung des Typs R16 (Fa OTT, D-8960 Kempten) eingesetzt. Damit die Schwimmervorrichtung einwandfrei spielt, sollten Schreibpegel nur auf Messrohren mit einem Durchmesser von mindestens 2" besser 4" installiert werden.

Der zeitliche Vorschub der Aufzeichnung hängt von der erforderlichen Diskretisierung der Grundwasserstandsschwankungen ab. Dank auswechselbaren Uhrwerken und Uebersetzungszahnrädern können Trommelumlaufzeiten zwischen 32 Minuten (12 mm/min) und 96 Tagen (4 mm/d) gewählt werden. Die Genauigkeit eines

mit Schreibpegel-Aufzeichnungen erfassten Grundwasserstandes beträgt ungefähr ± 1 cm, wenn keine systematischen Fehler vorliegen.

Das Messgerät funktioniert nur zuverlässig, wenn es periodisch relativ intensiv gewartet und überwacht wird. Kontrollmessungen mit einem Handgerät, verbunden mit den allfälligen Pegelkorrekturen sind unumgänglich. Die Papierbogen sind zeitgerecht auszuwechseln, sorgfältig und vollständig auszufüllen. Der Zeitvorschub, das Spiel der Schwimmervorrichtung usw. sind zu kontrollieren. Das Uhrwerk ist aufzuziehen, frische Entfeuchterdosen sind einzubringen usw.

6.6 Temperatur und Leitfähigkeit

Im Rahmen des NFP wurden in den Oberflächengewässern und in Grundwassermessstellen Temperatur- und Leitfähigkeitsmessungen durchgeführt mit dem Ziel festzustellen, inwieweit sich Grundwasserströmungen mit Hilfe von natürlichen Tracern qualitativ und quantitativ beschreiben lassen. Die Parameter Temperatur und Leitfähigkeit wurden deshalb gewählt, weil sie mit einer Sonde direkt in verfilterten Aufschlussbohrungen gemessen und kontinuierlich über die Tiefe als Vertikalprofil erhoben werden können. Die Problematik, dass solche Messungen wegen Vertikalströmungen, wie sie häufig in verfilterten Aufschlussbohrungen und Brunnen auftreten, ein falsches Bild der Parameterverteilung über das Profil geben, wurde mit unseren Forschungsarbeiten wohl erstmals für die gut durchlässigen Schotter-Grundwasserleiter detailliert beleuchtet (B-6.6.2; C-14.2.1).

6.6.1 Messung und Genauigkeit

Die Temperatur wird in Grad Celsius (^{o}C), die Leitfähigkeit in Mikrosiemens pro cm ($\mu S/cm$) ausgedrückt. Da die Leitfähigkeit temperaturabhängig ist, müssen die Messwerte jeweils auf 20^{o} C kompensiert werden.

Die Temperatur- und Leitfähigkeitsprofile wurden grössenteils simultan mit einem tragbaren Messgerät des Typs HPT-77 (Fa. Züllig, CH-9424 Rheineck) gemessen. Die Messgenauigkeit wird vom Hersteller mit ± 0.1°C bzw. mit ± 5 $\mu S/cm$ angegeben. Die Apparatur hat sich messtechnisch weitgehend bewährt, ist jedoch relativ schwer (Gewicht, inkl. 100 m Kabel, 28 kg) und verlangt eine sehr sorgfältige Behandlung insbesondere der Messonde mit den in einem Glasrohr eingegossenen Elektroden.

Für Temperaturmessungen kam auch das bewährte Kabellichtlot KLT 50 (Fa. OTT, D-8960 Kempten) zum Einsatz (B 4). Seine Genauigkeit beträgt ± 0.1°C. Kontinuierliche Temperaturaufzeichnungen wurden im Infiltrationsgebiet der Emme bei Kirchberg mit fünf Temperatur-Schreibpegeln vom Typ RT 16 (Fa. OTT) aufgenommen. In Be 1 sind fünf gemessene Ganglinien aufgezeichnet.

6.6.2 Die vertikale Verteilung der Temperatur und Leitfähigkeit im Grundwasserleiter

Vertikale Temperatur- und Leitfähigkeitsprofile in verfilterten Aufschlussbohrungen oder Brunnen entsprechen - mindestens in den Schotter-Grundwasserleitern des schweizerischen Mittellandes - selten der tatsächlichen Parameterverteilung im Grundwasserleiter. Ausser von temperaturbedingten, vertikalen Dichteströmungen, welche in den wassergefüllten Beobachtungsrohren auftreten können und abhängig sind vom lichten Rohrdurchmesser und vom Temperaturgradienten (B 64), werden die Profile vor allem durch Vertikalströmungen verfälscht (B 8).

Im Testgebiet wurden diese z.T. beträchtlichen Volumenströme (bis 1000 l/min) mit Hilfe einer von der Firma HAFERLAND, Hannover, speziell angefertigten Flowmetersonde gemessen und im Zusammenhang mit der Durchlässigkeitsbestimmung aus Kleinpumpversuchen im Detail ausgewertet (C-12).

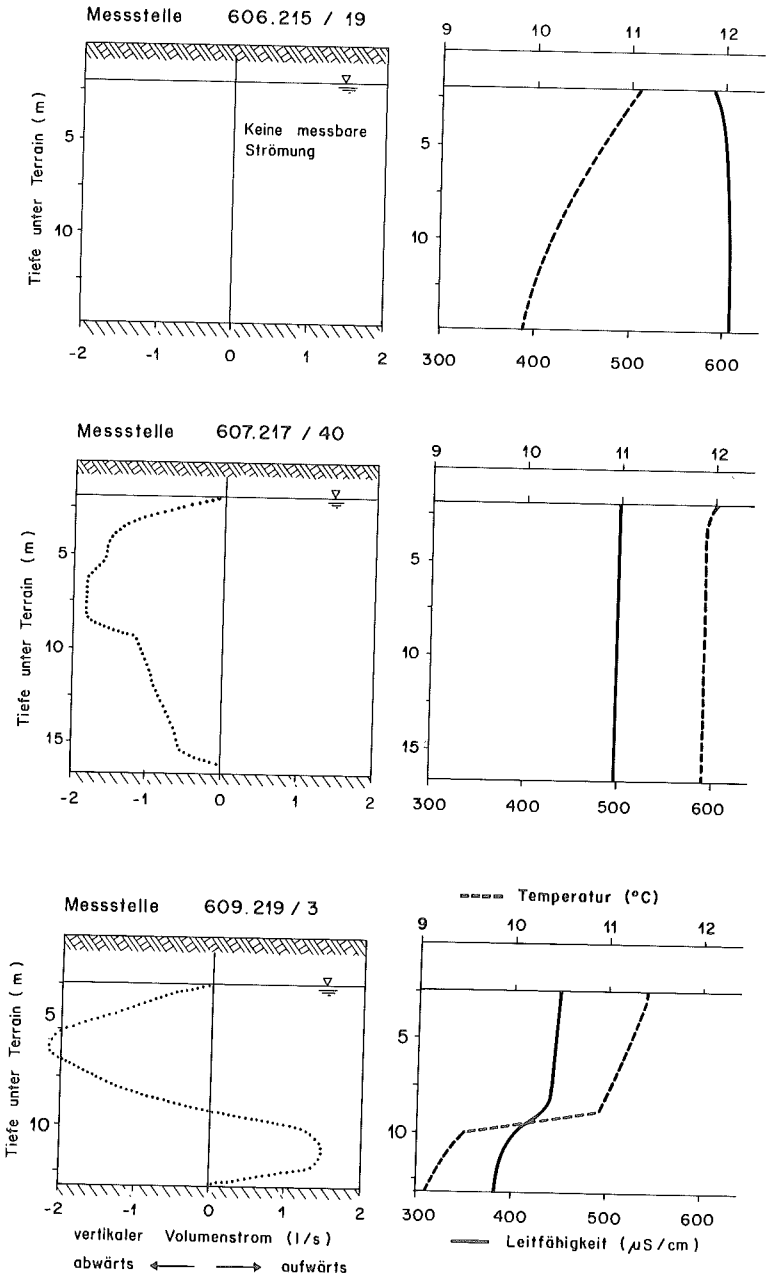
In F-B 6.12 wird mit drei Beispielen dokumentiert, in welcher Weise Leitfähigkeits- und Temperaturprofile von Vertikalströmungen beeinflusst werden. Von drei Messstellen mit je einem Flurabstand von 2 bis 2.5 m sind die Profile des vertikalen Volumenstroms sowie diejenigen der Temperatur und der Leitfähigkeit aufgezeichnet. Die Messungen datieren vom 8.9.1978.

In der Messstelle 606.215/19, wo keine messbare Vertikalströmung festzustellen ist, geben die Temperatur und Leitfähigkeitsprofile die tatsächlichen Verhältnisse im Grundwasserleiter wieder. Dies wird insbesondere durch das Temperaturprofil bestätigt, dessen Charakteristik für das vorliegende Messdatum typisch ist.

In der Messstelle 607.217/40 ist infolge der profilumfassenden, von oben nach unten gerichteten Vertikalströmung überall dieselbe Temperatur bzw. Leitfähigkeit festzustellen. Die gemessenen Werte repräsentieren die Temperatur und Leitfähigkeit deshalb lediglich im obersten Teil des Grundwasserleiters.

In der Messstelle 609.219/3 sind die Strömungsverhältnisse komplexer. Eine Senke im mittleren Bereich der Bohrung bewirkt, dass aus den obersten Schichten Wasser nach unten fliesst. Weil die beiden Volumenströme unterschiedliche Temperaturen und Mineralisationsverhältnisse aufweisen, bilden sich im Bereich der Senke typische "Sprünge" aus. Auch in dieser Messstelle entsprechen die gemessenen Temperatur- und Leitfähigkeitswerte nur fragmentweise (im obersten und untersten Teil des Grundwasserleiters) den tatsächlichen Verhältnissen.

Fig. B 6.12 Temperatur- und Leitfähigkeitsprofile in verfilterten Aufschlussbohrungen mit unterschiedlichen Vertikalströmungen



Aufgrund dieser Beispiele müssen folgende Schlüsse gezogen werden:

- Temperatur- und Leitfähigkeitsprofile, aufgenommen in verfilterten, nicht speziell ausgebauten Aufschlussbohrungen, sind im allgemeinen verfälscht. Eine sinnvolle Interpretation der Messungen ist höchstens in Kombination mit Flowmetermessungen teilweise möglich.

- Um die vertikale Verteilung der Temperatur- und Leitfähigkeit im Grundwasser zuverlässig erfassen zu können, sind spezielle Messstellen notwendig.

- Neuere Untersuchungen (B 8) haben gezeigt, dass sich verfilterte Aufschlussbohrungen nachträglich zu brauchbaren Temperaturmessstellen umbauen lassen, wenn sie mit kleinkalibrigen, an der Basis kurz gelochten oder vollen Stahlrohren ausgebaut und eingesandet werden.

- Die räumliche Verteilung der Leitfähigkeit kann dagegen nur mit einem beträchtlichen messtechnischen Aufwand (z.B. mit Mehrfachmessstellen mit unterschiedlich langen, an der Basis kurz gelochten Messrohren usw.) erfasst werden. Das Kosten-Nutzen-Verhältnis lässt sich in der Regel nicht mehr vertreten (B-14).

ABSCHNITT III: DATENVERARBEITUNG

Kapitel 7: PROGRAMMSYSTEM GEOHYD 2

7.1 Einsatzarten

Mit dem Programmsystem GEOHYD 2 (D-2; B 95) können hydrologische Daten (Stammdaten, Feldbeobachtungen) verarbeitet, dargestellt, ausgewertet und archiviert werden. Seine Einsatzarten sind auf die Grundwasserprospektion ausgerichtet und folgen den Arbeitsschritten, welche für den Aufbau eines Grundwassermodells notwendig sind. Im folgenden werden die Einsatzarten kurz beschrieben:

DIGITALISIEREN
- Erstellen GEOHYD2-kompatibler Daten mit Kurvenlesegerät

DATENBANK
- Erstellen von Stammdateien
- Kontrollieren der Stammdaten auf Vollständigkeit, Plausibilität der Höhenangaben, Datumangabe usw.
- Aendern, Ergänzen, Sortieren und Speichern von Stammdaten
- Bearbeiten der Feldbeobachtungen (analog zu den Stammdaten)

GRUNDLAGENPLAN
- Zeichnen von Messstellenplänen für wählbare Kartenausschnitte, von Messstellentypen, von Messarten usw.
- Anschreiben der Messstellennamen (WEA-Feldbez.), der Stammdaten und Messresultate

DARSTELLUNG
- Ausdrucken der Stammdaten und Feldbeobachtungen mit verschiedenen Tabellentypen
- Zeichnen der Feldbeobachtungen in Form von Ganglinien, Dauerlinien, Differenzenlinien und zeiträumlichen Darstellungen (sog. α-, β- und γ-Linien)

JAHRBUCH
- Auswerten der Tages-, Monats-, Jahres-, Periode-Mittel und Extremwerte
- Drucken und Zeichnen der Messresultate gemäss (B 25)

STATISTIK
- Analysieren stochastischer Zusammenhänge zwischen zwei Beobachtungsstellen (Korrelations- und Regressionsanalyse)
- Analysieren kurz-, mittel- und langfristiger Trends bei Zeitreihen
- Berechnen von Pseudomesswerten anhand mehrerer Beobachtungsreihen (max. 3) und wählbarer Transferfunktionen (z.B. Abfluss-Pegelbeziehungen unter Berücksichtigung der Verkrautungs- und der Sohlenkorrekturen)

PUMPVERSUCH
- Auswerten der Gebietsdurchlässigkeit und des Speicherkoeffizienten bei Grosspump- und Anreicherungsversuchen unter Berücksichtigung der Randbedingungen

- Simulieren von stationären und instationären Strömungsfällen bei vorgegebenen Randbedingungen, Durchlässigkeitsbeiwerten und Speicherkoeffizienten

MODELL
- Aufbereiten der Modellparameter für wählbare Zeitschritte, Zeitabschnitte und Transferfunktionen
- Simulieren von stationären und instationären Grundwasserströmungen gemäss (B 94)
- Drucken, zeichnen und speichern der Modellresultate und Modellkennziffern auf GEOHYD2-kompatiblen Datenbanken.

7.2 Programmaufbau

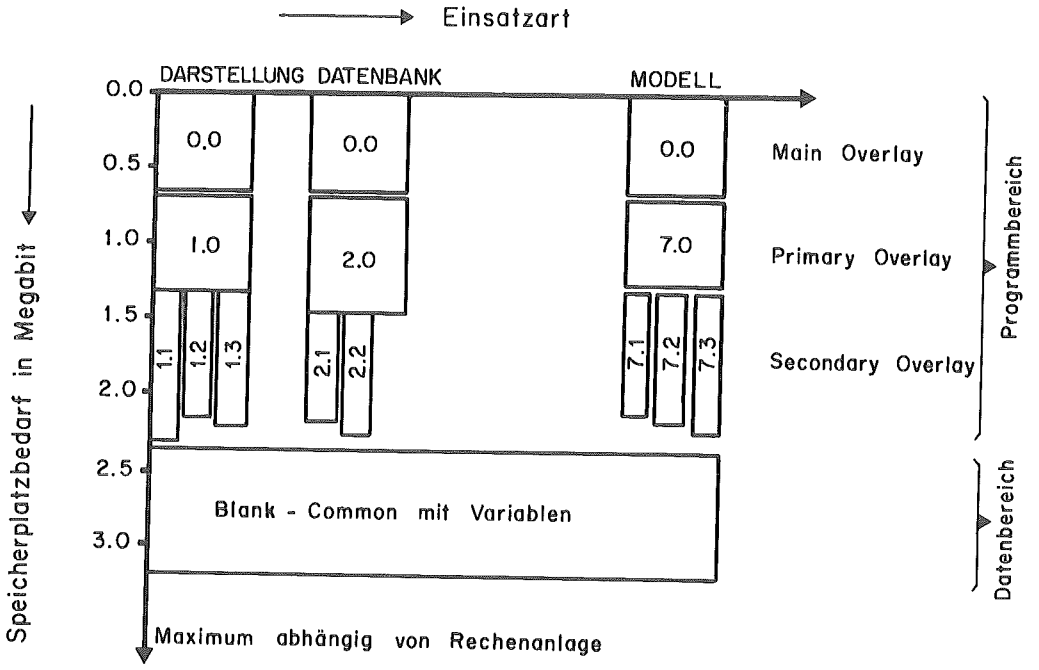
Das Programmsystem umfasst 26'000 Lochkarten mit einer oder mehreren FORTRAN-Anweisung(en) (FTN-Version 5 der Control Data Corporation, CDC; B 93). Es ist unterteilt in 25 Overlays bzw. Programme mit 237 eigenen und mehreren System-Subroutinen bzw. -Funktionen der CDC-Library.

Der "Main Overlay" steuert den Jobablauf, die "Primary Overlays" steuern die Einsatzarten. In den "Secondary Overlays" werden die Subroutinen zusammmengefasst. Pro Job können verschiedene Einsätze verarbeitet werden. Jeder Overlay besteht aus einem ausführbaren Programm, welches die Subroutinen aufruft. Die Subroutinen lösen in der Regel einen Rechenschritt, die Subroutine THEIS z.B. die Brunnenfunktionen.

Der Speicherplatzbedarf wird vom Typ der Rechenanlage und dem Betriebssystem beeinflusst. Bei einer Cyber-Anlage (Rechenzentrum FIDES, Zürich, und der ETH-Z) werden für die grösste Overlay-Kombination 2.3 Megabit benötigt. Das zu verarbeitende Datenmaterial bestimmt die Grösse des Blank-Commons. Maximal können mit dem Kernspeicher der genannten Rechenanlagen 7.9 Megabit oder rund 100'000 Werte verarbeitet werden, ohne dass auf externe Speicher zurückgegriffen werden muss (random access) (F-B 7.1).

Damit der Kernspeicher während des Jobablaufes optimal ausgenützt werden kann, wird das Speicherplatzangebot bei jedem Rechenschritt den neuen Speicherplatzbedürfnissen angepasst. So werden beispielsweise beim Lösen grosser Matrizen nur noch diejenigen Daten im Kernspeicher belassen, die im weiteren Jobablauf noch benötigt werden.

Fig. B 7.1 Programmstruktur von GEOHYD2



7.3 Verfügbarkeit

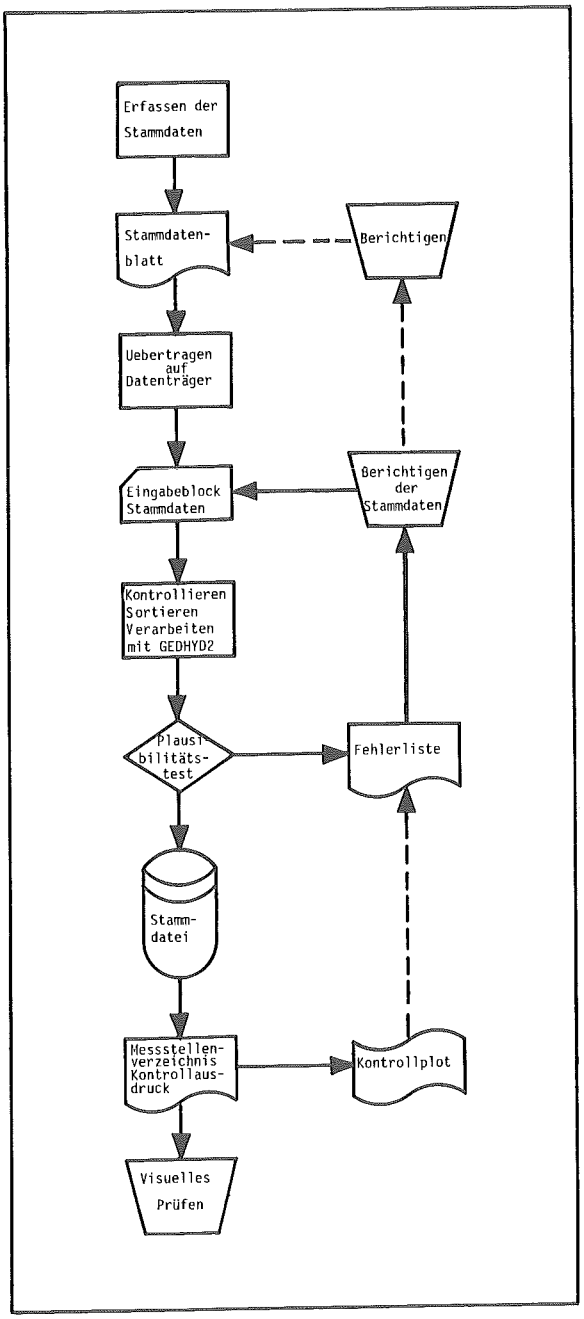
Das vollständige Programmsystem ist zur Zeit im FIDES-Rechenzentrum, Zürich, gespeichert und jederzeit verfügbar. Einzelne Einsatzarten sind auch auf der Computeranlage der ETH-Z aufrufbar.

Kapitel 8: DATENAUFBEREITUNG

8.1 Stammdaten

Die Stammdaten werden anhand des Stammdatenblattes (F-B 4.4) erhoben und auf Lochkarten oder mit einem Terminal direkt auf eine Magnetplatte (Disk) übertragen. F-B 8.1 zeigt die Arbeitsschritte, die für eine Stammdatei notwendig sind. In T-B 8.1 wird ein Kontroll-Output der Stammdaten für ein Peilrohr, einen Abstichpunkt eines Oberflächengewässers und eine vollkommene Bohrung gezeigt.

Fig. B 8.1 Datenflussplan für das Erstellen einer Stammdatei



Tab. B 8.1 Kontroll-Ausdruck von Stammdaten mit Legende

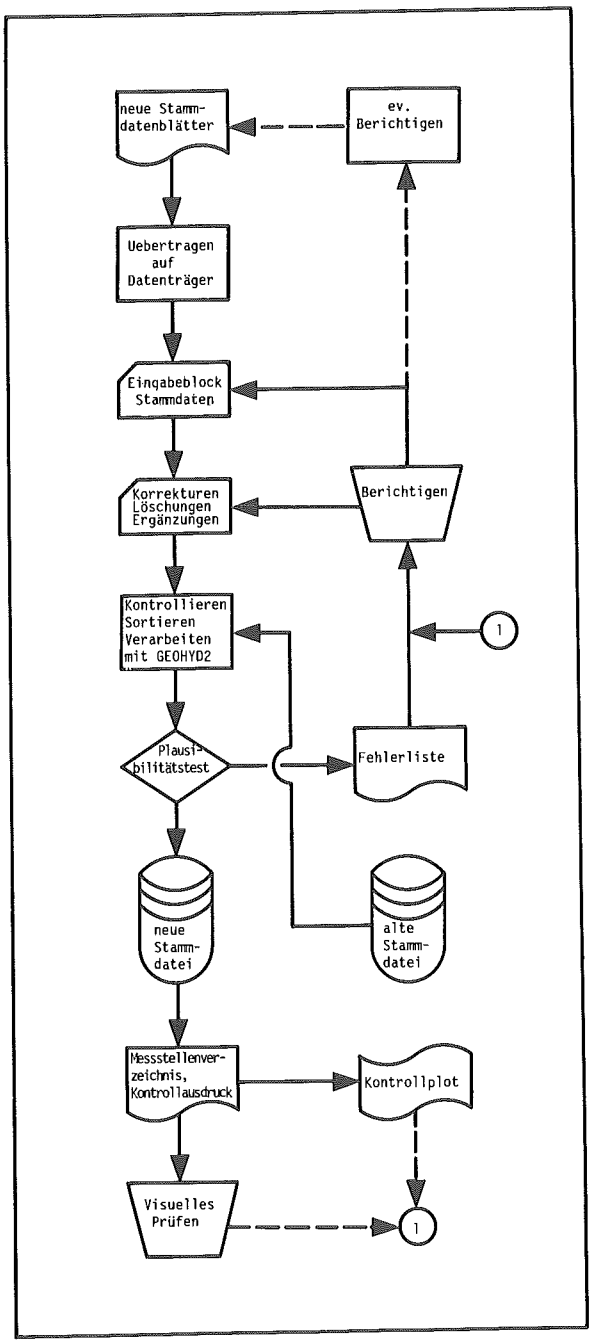
WEA-Bez.	Feld-Bez.	Koordinaten	
608.220/44	W70	608110/220190	
Messtelle	PEILROHR	OK M	473.48
Messart	LICHTLOT	OK T	472.68
Messpunkt	OK ROHR	OK L	468.98
Datum der Eröffnung	251075	UK L	465.98
		TMA	465.98
		RD	38
608.220/46	W0620	608730/220670	
Messstelle	GEWAESSER	OK T	470.01
Messart	KLATSCHER	OK M	470.01
Messpunkt	GEM.KENNZ.		
Datum der Eröffnung	260276		
608.220/48	UTA81	608440/220200	
Messstelle	BOHRUNG	OK M	471.15
Messart	LICHTLOT	OK T	471.05
Messpunkt	OK ROHR	OK L	470.15
Datum der Eröffnung	131178	TMA	464.92
		OK S	463.85
		UK L	463.15
		UK R	463.15
		UK B	460.05
		RD	114
		BD	244

Legende:

OK M	Oberkant Messpunkt (m ü.Meer)	
OK T	Oberkant Terrain	
OK L	Oberkant Lochung des Filterrohres	
TMA	Tiefster messbarer Abstichspunkt	
OK S	Oberkant Grundwasserstauer	
UK L	Unterkant Lochung des Filterrohres	
UK R	Unterkant Filterrohr	
UK B	Unterkant Bohrung	
RD	Rohrdurchmesser	(mm)
BD	Bohrdurchmesser	

Die Arbeitsschritte für das Aendern und Ergänzen folgen sinngemäss denjenigen für das Erstellen einer Stammdatei. Neu hinzu kommt die Möglichkeit, Stammdaten selektiv zu korrigieren, zu löschen und zu ergänzen. Die alte Stammdatei wird dem GEOHYD2-Job beigefügt und verändert. Die neue Datei enthält die Stammdaten der alten mit allen Mutationen und wird auf Wunsch neu sortiert. F-B 8.2 zeigt den Datenflussplan für Stammdatenänderungen und -ergänzungen.

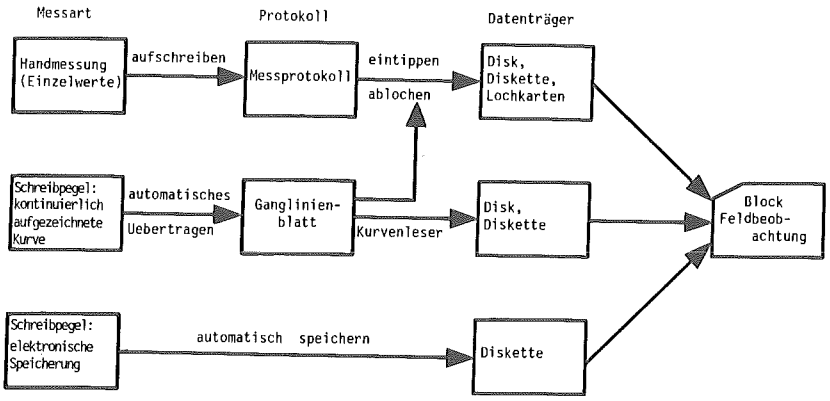
Fig. B 8.2 Datenflussplan für das Aendern und Ergänzen der Stammdaten



8.2 Feldbeobachtungen

Die Messwerte und deren Datum/Zeit-Angabe müssen vorerst auf einen von Computern lesbaren Datenträger gebracht, d.h. digitalisiert werden. F-B 8.3 zeigt drei in der Hydrometrie übliche Verfahren, die Feldbeobachtungen digital zu erfassen.

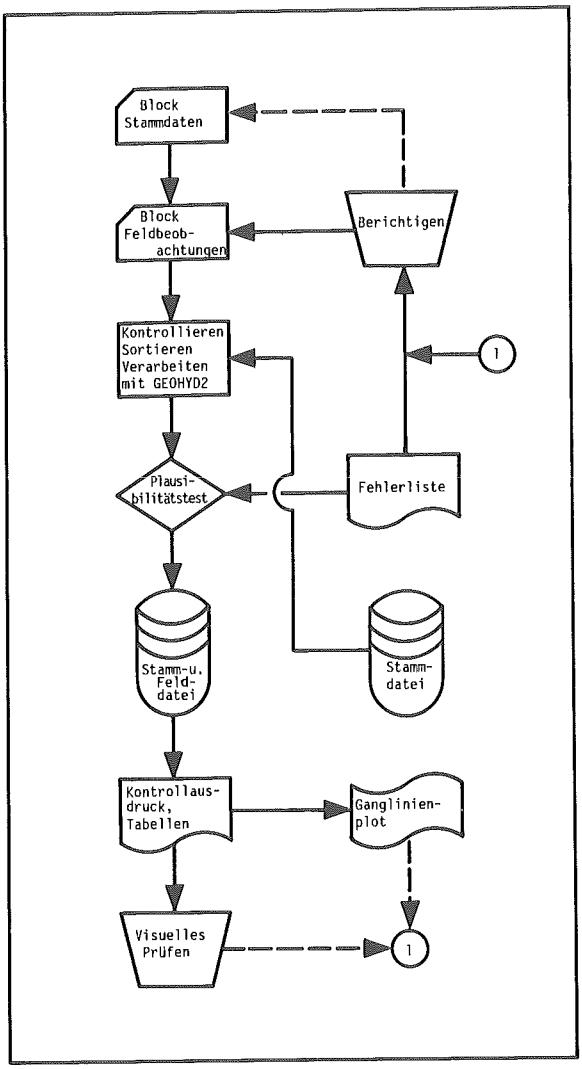
Fig. B 8.3 Digitale Erfassung der Messwerte



Eine Felddatei kann nur erstellt werden, wenn die entsprechenden Stammdaten im "Block Stammdaten" oder mit der "Stammdatei" eingelesen werden. F-B 8.4 zeigt den Datenfluss für die Felddatei. Deutlich ist ersichtlich, wie eng Stamm- und Felddatei miteinander verknüpft sind. Mutationen in der Felddatei erfolgen gemäss F-B 8.2.

Die Feldbeobachtungen werden bevorzugt mit einem Ganglinienplot auf allfällig unerklärbare Kurvenbilder oder auf die Deckungsgleichheit mit Schreibpegelaufzeichnungen überprüft. Daneben eignen sich auch Tabellen mit den Mittel- und Extremwerten zur Kontrolle der eingelesenen Werte. Diese Kontrollen sind erfahrungsgemäss wichtig und von einem in der Hydrologie versierten Fachmann auszuführen!

Fig. B 8.4 Datenflussplan für das Erstellen einer Felddatei



Kapitel 9: DATENBANK

9.1 Sicherstellung der Daten auf Magnetbändern

Die folgenden Kapitel sind insbesondere auf die im Testgebiet während der Forschungsarbeiten erhobenen und gespeicherten Dateien ausgerichtet. Die problembezogene Datenverarbeitung steht dabei im Vordergrund. Die Gliederung des erhobenen Datenvolumens ist stark auf die ausgeführten Datenverarbeitungen ausgerichtet. Ein eigentliches Datenbank-Konzept (B 98) war nicht notwendig.

Sämtliche im Testgebiet erhobenen Daten sind nach dem Generationenprinzip auf drei Magnetbändern archiviert. Das Arbeitsband (jüngste, dritte Generation) und das Sicherheitsband (zweite Generation) sind z.Z. beim FIDES-Rechenzentrum aufbewahrt. Das Band der ersten Generation ist anderweitig aufbewahrt. Dieses Prinzip erhöht die Datensicherheit erheblich, verhindert einen Datenverlust bei einer Bandbeschädigung und ermöglicht das Wiederholen eines Jobs bei einer Fehlspeicherung.

9.1 Struktur der Magnetbänder

Die Magnetbänder enthalten mehrere Dateien (Multi-Files) mit einem Datenbestand, der zum Lösen einer gestellten Aufgabe in einem bestimmten Gebiet während einer gewissen Zeitperiode erhoben worden ist. Die Dateien sind in der Magnetbanddokumentation problem-, gebiets-, daten- und zeitbezogen codiert: z.B. "Filenummer", Grosspumpversuch, Testareal Aefligen, Wasserstands- und Wassermengedaten vom 25.6.1980 bis 7.7.1980.

Umfangreiche Dateien sind in logisch zusammengehörige Datensätze (logische Records) unterteilt. Im ersten ist das Inhaltsverzeichnis des Files (Directory) gespeichert, anhand dessen die gewünschte Speichereinheit einem GEOHYD2-Job zugewiesen werden kann. Die folgenden logischen Records sind im Sinne der Dateien aufgebaut, wobei mit der zusätzlichen Ebene der Bearbeitungsgrad der gespeicherten Messwerte (z.B. Einzel- oder Periodenwerte) unterschieden wird.

Mit einem File oder logischen Record können im Prinzip beliebig viele Messstellen und Messwerte gespeichert werden, wobei vom Datenhandling her eine optimale Filelänge bzw. Recordlänge gegeben ist.

9.3 Inhalt der Magnetbänder

Auf den Magnetbändern sind vom Testgebiet die Stammdaten von 1006 Messstellen gespeichert (Stand: Dez. 1979). Die Messstellen sind mit einem Kurznamen, der Feldbezeichnung, festgehalten. Inhaltsverzeichnisse, sortiert nach dem Alphabet der Feldbezeichnungen, der WEA-Bezeichnungen (vgl. T-B 9.1), des Messstellentypes u.a. ermöglichen einen raschen Zugriff zu den Stammdaten.

Tab. B 9.1 Inhaltsverzeichnis der Stammdatei des Testgebietes sortiert nach der WEA-Ordnungsnummer

WEA-Bez.	Feld-Bez.	Koordinaten	Messpkt.	Messtelle	Seite
604.218/2	WO661	604550/218940	466.59	GEWAESSER	1
605.214/2	GRC01	605620/214120	530.00	SCHACHT	1
605.214/15	WAB47	605810/214915	504.81	BOHRUNG	1
605.218/1	BAC10	605850/218935	484.50	SCHACHT	1
605.218/5	BAB02	605850/218930	465.47	BOHRUNG	1
605.219/11	WP115	605610/219395	465.17	PEILROHR	1
605.219/12	BAQ01	605440/219470	500.00	GEWAESSER	1
605.220/6	BAH01	605900/220125	464.53	V.BRUNNEN	1
605.220/7	WO662	605915/220735	465.65	GEWAESSER	1
605.220/8	BAQ02	605910/220745	465.65	GEWAESSER	1
606.213/1	WAB51	606640/213700	513.48	BOHRUNG	2
606.214/2	FRH39	606950/214985	492.06	SCHACHT	2
606.214/12	FRH58	606380/214910	494.18	SCHACHT	2
606.214/17	WO325	606750/214950	493.88	GEWAESSER	2
606.214/18	WO320	606845/214820	491.22	GEWAESSER	2
606.214/19	WO319	606795/214751	494.06	GEWAESSER	2
606.214/20	WO314	606960/214485	492.87	GEWAESSER	2
606.214/21	WO315	606960/214470	493.84	GEWAESSER	2
606.214/22	WO612	606970/214570	491.66	GEWAESSER	2

Für die Jahre 1968 bis 1980 sind vom Testgebiet über 100'000 Grund- und Oberflächen-Wasserstandsdaten mit Datum und Zeitangabe periodenweise gespeichert worden. Sie sind mit Einzelmessungen oder anhand von Schreibpegelaufzeichnungen erfasst worden. T-B 9.2 zeigt ein Beispiel aus der Magnetbanddokumentation. Von diesen Einzeldaten sind im weiteren die ausgewerteten Periodedaten gemäss (B 25), klassiert nach Jahrgang, gespeichert. Bei den im Hydrographischen Jahrbuch des Kantons Bern (B 84) aufgeführten permanenten Stationen des Emmentals wurden diese Daten berücksichtigt.

Die Wassermengendaten beinhalten für 1976 bis 1980 mit ebenfalls 100'000 gespeicherten Werten, die Entnahmemengen für Trink- und Brauchwasser, Abfluss-, Infiltrations- und Exfiltrationsmengen der Oberflächengewässer sowie Baugrubenentwässerungen. Von den Abfluss-, Infiltrations- und Exfiltrationsmengen sind ebenfalls die Periodedaten gespeichert.

Von den Temperaturschreibpegeln (Be 1) wurden für die Jahre 1977 bis 1980 rund 10'000 Einzelwerte der Emme und des Grundwassers digitalisiert und gespeichert. Im weiteren sind die Tageswerte der Niederschlagshöhen, die Höhe der Schneedecke u.a. der beiden SMA-Stationen Oeschberg und Burgdorf auf die Datenbank übertragen worden. Von den chemischen Parametern wie Nitrat, Chlorid, Gesamthärte u.a., die in den Jahren 1970 bis 1980 erhoben worden sind, besteht ein Kartendeck.

Tab. B 9.2 Inhaltsverzeichnis der Wasserstandsdatei für das Jahr 1977

DATEN VON:
EMMENTAL-DATENBANK 1977: SAEMTLICHE SCHREIBPEGELAUFZEICHNUNGEN
GESPEICHERT AM: 16/06/81

ANZAHL MESSSTELLEN: 83

MESSSTELLENLISTE : (I=I-TE GESPEICHERTE MESSSTELLE)

I	NAME	I	NAME	I	NAME	I	NAME	I	NAME
1	AEH03	38	BAH14	2	BB101	3	BSB01	4	BUA81
39	BUB2D	40	BUF02	41	BUH08	42	BUH12	43	BUH28
44	BUH36	5	BUH38	75	EIN09	74	EIN15	73	EIN20
69	EMME0	72	EMM09	71	EMM15	70	EMM20	6	FRB01
7	FRB02	8	FRB03	79	FRQ07	80	FRQ09	45	HAF01
65	KRB01	46	KRB01	47	LIMK1	81	LIMP0	48	LUT01
66	LUT01	67	LUT02	49	MBA01	9	OB151	50	OESK1
78	URHAB	51	URTS1	52	UTH31	53	UTP02	76	UTQ02
10	WAB05	11	WAB06	12	WAB13	13	WAB20	14	WAB21
15	WAB23	16	WAB24	17	WAB25	18	WAB26	19	WAB27
20	WAB32	21	WAB33	54	WAB34	22	WAB37	23	WAB38
24	WAB39	25	WAB40	26	WAB41	27	WAB42	28	WAB43
29	WAB44	55	WAB46	56	WAB48	57	WAB51	58	WAB52
30	WAB54	59	WAB56	31	WAB57	32	WAB58	60	WAB59
61	WAB60	62	WAB62	63	WAB63	33	WAB70	34	WAB71
35	WIB01	68	WIF01	82	WIZ10	36	WQB00	77	ZAFRQ
64	ZAH47	37	ZIBC1	83	ZIORQ				

Arbeitsband: Nr. xxxxx
File Nr. 5, Record Nr. 6
Kurzname E77
Anzahl Wörter: 190148
gespeichert am 16.6. 1981

Sicherheitsband: Nr. xxxxx
File Nr. 5, Record Nr. 6
Kurzname E77
Anzahl Wörter: 190148
gespeichert am 16.6. 1981

MESS-STELLE	FELDBEO-BACHTUNGEN	ERSTE MESSUNG DATUM	ERSTE MESSUNG ZEIT	ERSTE MESSUNG DATA	LETZTE MESSUNG DATUM	LETZTE MESSUNG ZEIT	LETZTE MESSUNG DATA	MINIMUM	MAXIMUM
AEH03	611	31.12.1976	12. 0. 0	482.66	1. 1.1978	15.15. 0	482.64	482.49	483.49
BB101	299	22. 8.1977	16.44. 0	543.63	1. 1.1978	19.57. 0	543.36	542.75	543.68
BSB01	536	31.12.1976	12. 0. 0	539.28	31.12.1977	13.40. 0	539.80	539.02	541.07
BUA81	791	31.12.1976	12. 0. 0	521.12	2. 1.1978	23.15. 0	521.55	520.85	524.03
BUH38	1027	31.12.1976	12. 0. 0	523.88	1. 1.1978	11. 3. 0	524.57	523.45	526.76
FRB01	129	31.12.1976	12. 0. 0	487.72	2. 1.1978	12.10. 0	487.89	487.62	489.32
FRB02	140	31.12.1976	12. 0. 0	490.05	1. 1.1978	20.15. 0	490.29	489.88	492.06
FRB03	93	31.12.1976	12. 0. 0	496.12	1. 1.1978	23.39. 0	496.49	495.94	498.46
OB151	129	22. 8.1977	15.51. 0	553.51	5. 1.1978	8. 0. 0	553.39	553.02	553.67
WAB05	323	31.12.1976	12. 0. 0	484.62	2. 1.1978	0. 2. 0	484.82	484.30	487.35
WAB06	303	31.12.1976	12. 0. 0	478.07	1. 1.1978	18.19. 0	478.16	477.91	479.26
WAB13	460	1.12.1976	8.20. 0	477.48	1. 1.1978	20.17. 0	477.49	477.42	477.86
WAB20	489	31.12.1976	12. 0. 0	465.69	2. 1.1978	16.11. 0	465.72	465.66	466.21

Die Magnetbanddokumentation ermöglicht einen Ueberblick über die gespeicherten Daten. T-B 9.3 zeigt ausschnittweise die Dokumentation der NFP-Daten für gespeicherte Wasserstände.

Tab. B 9.3 Magnetbanddokumentation (Ausschnitt)

FILE 5:

EMMENTAL, TESTGEBIET NFP, SCHREIBPEGELAUFZEICHNUNGEN DER WASSERSTAENDE

P R F I L E OF FILE BAND ON NT DATE 81/12/31.

RECORD NR 6, FILE 5, TYPE TEXT, 190148 WORDS. EINZELDATEN 1977, E77
RECORD NR 7, FILE 5, TYPE TEXT, 197892 WORDS. " 1978, E78
RECORD NR 8, FILE 5, TYPE TEXT, 247436 WORDS. " 1979, E79
RECORD NR 9, FILE 5, TYPE TEXT, 14954 WORDS. PERIODEDATEN 1977, P77
RECORD NR 10, FILE 5, TYPE TEXT, 12906 WORDS. " 1978, P78

9.4 Abrufen einer Datei

Für das Abrufen einer Datei sind aus der Magnetbanddokumentation die Filenummer sowie ein allfälliger Record-Kurzname zu entnehmen (T-B 9.3).

Für die in T-B 9.2 aufgeführte Wasserstandsdatei 1977 (mit der File-Nummer n=5 und dem Kurznamen E77) werden auf dem Magnetband vorerst n-1=4 Files übersprungen. Sodann wird der Inhalt des gewünschten Records unter Angabe des Kurznamen E77 auf ein Disk kopiert. Mit dem Vergleichen der Anzahl "WORDS" wird die korrekte Uebertragung kontrolliert. Die Datei kann nun direkt einem GEOHYD2-Job zugewiesen werden.

Die Steuerbefehle lauten:

```
SKIPF, BAND, 4.
DCOPY, G, E77, BAND.
CALL, GEOHYD2, D=E77.
```

Auf dieselbe Art und Weise können auch mehrere Dateien abgerufen und dem GEOHYD2-Job zugewiesen werden.

Kapitel 10: DARSTELLUNG DER DATEN

10.1 Tabellen (OUTPUT)

GEOHYD2 erlaubt, nach verschiedenen Kriterien geordnete oder ausgewählte Daten übersichtlich darzustellen.

Tabellen von Einzelwerten, geordnet nach Messstellen und Zeit, erlauben relativ kurze oder lockere Messreihen rasch zu überblicken, zu überprüfen und zu dokumentieren (B 100, B 101).

Häufig sind aus einer Messreihe vor allem die Mittel- und Extremwerte gefragt. Wichtig ist bei den Mittelwerten, dass das Bildungsgesetz und die Zeitperiode, bei den Extremwerten die Zeitpunkte angegeben werden.

Für das tabellarische Darstellen der Schreibpegelaufzeichnungen von Wasserständen, Wassermengen oder Temperaturdaten sind Jahrestabellen sehr geeignet (vgl. B 84, B 45). Für das Testgebiet sind die Jahrestabellen von sämtlichen Messstellen mit Messperioden von über drei Monaten in (B 96) aufgeführt.

Tabellen von Messwertdifferenzen sind vor allem für das Auswerten von Grosspumpversuchen, Infiltrationsleistungen u.a. hilfreich. Für Differenzen muss ein Referenzdatum (Stichtag) festgelegt werden (z.B. Pumpbeginn), auf das sie sich beziehen. Liegt das Referenzdatum zwischen zwei Messdaten, wird der Referenzmesswert linear interpoliert.

10.2 Zeichnungen (PLOT)

Die Papiermengen, die anfallen, wenn grössere Dateien verarbeitet werden, sind nicht billig und erschweren meistens auch das Ueberprüfen und Auswerten der Feldbeobachtungen. Deshalb werden die Daten nach Möglichkeit grafisch dargestellt. Wählbare Messstäbe in x- und y-Richtung, definierbare Zeichenausschnitte, verständlich beschriftete Rastereinheiten und eine gute Strichqualität sind wichtig für die Lesbarkeit der Grafiken.

10.2.1 Grundlagenpläne

In Grundlagenplänen wird die Lage von Messstellen angegeben. Diese werden mit den WEA-Symbolen gemäss (B 97) gezeichnet. Nebst der Feldbezeichnung und der WEA-Ordnungsnummer können auch Stammdaten, für ein Referenzdatum auch Feldbeobachtungen (z.B. Grundwasserstand bei einem bestimmten Zeitpunkt) angeschrieben werden. Allzu viele Zahlen oder grosse Symbole gefährden die Uebersichtlichkeit. GEOHYD2 verhindert Ueberschreibungen soweit möglich. Es lohnt sich, grosse Massstäbe zu wählen oder die Messwerte selektiv auf verschiedenen Zeichnungen darzustellen. Die freie Wahl der Massstäbe, der Symbolgrössen und des Messstellentyps ist sehr dienlich. Für Isohypsenpläne (Be 3) muss das Gebiet in finite Elemente unterteilt werden.

10.2.2 Ganglinien

Auf einem Ganglinienplan können eine oder mehrere Ganglinien dargestellt werden. Die Grösse des Ganglinienplanes und damit auch sein Fassungsvermögen wird vom Plotter bestimmt. Die Plotter der FIDES erlauben, Ganglinienpläne 70 cm hoch und beliebig lang zu zeichnen. Innerhalb dieser Grenzen kann das Planformat gewählt werden (B 100, B 101).

Die Massstäbe können frei gewählt werden. Dabei ist vor allem darauf zu achten, dass der Höhenmassstab in einem vernünftigen Verhältnis zum Zeitmassstab steht. Schwierig ist auch, Messstellen auszuwählen, deren Ganglinien sich möglichst wenig überlagern. Eine Kontrollberechnung, ob die darzustellenden Ganglinien noch visuell auseinandergehalten werden können, ist schwierig. Mit verschiedenen Stricharten kann ein Ganglinienplan übersichtlicher gehalten, die Liniendichte erhöht werden. Oftmals ist aber das mehrmalige Zeichnen der Ganglinienbilder (vorteilhaft auf Bildschirm) und eine Aufteilung in mehrere Ganglinienpläne unumgänglich.

Vom Testgebiet sind für sämtliche Messstellen mit Schreibpegelaufzeichnungen Ganglinien in verschiedenen Massstäben vorhanden (B 96). Ausgewählte Ganglinien zeigt auch Be 1.

10.2.3 Dauerlinien

Auch die Dauerlinien lassen sich mit GEOHYD2 zeichnen. Sie wurden im Testgebiet gemäss (B 45) von den Abfluss- und Grundwasserschreibpegeln, die mindestens während einem ganzen Kalenderjahr betrieben worden sind, erhoben und in (B 96) dargestellt. Drei Beispiele werden in Fig. B 14.3 gezeigt.

10.2.4 Zeiträumliche Darstellungen

Für die zeiträumliche Auswertung von Grosspumpversuchen werden die Wasserspiegeldifferenzen dargestellt in Funktion der Distanz zum Brunnen oder der Zeit im halblogarithmischen Massstab. Bei mehrschichtigen Grundwasserleitern wird zudem die dimensionslose Absenkung gegen die dimensionslose Zeit im doppellogarithmischen Massstab aufgetragen. Beispiele und Literaturhinweise: C-15.2.

Kapitel 11: UEBERTRAGUNG DER DATEN

11.1 Jahresauswertungen

11.1.1 Berechnen von Abflussmengen aus Pegel-Abflussbeziehungen

Für die Jahresauswertung eines Abflusspegels sind

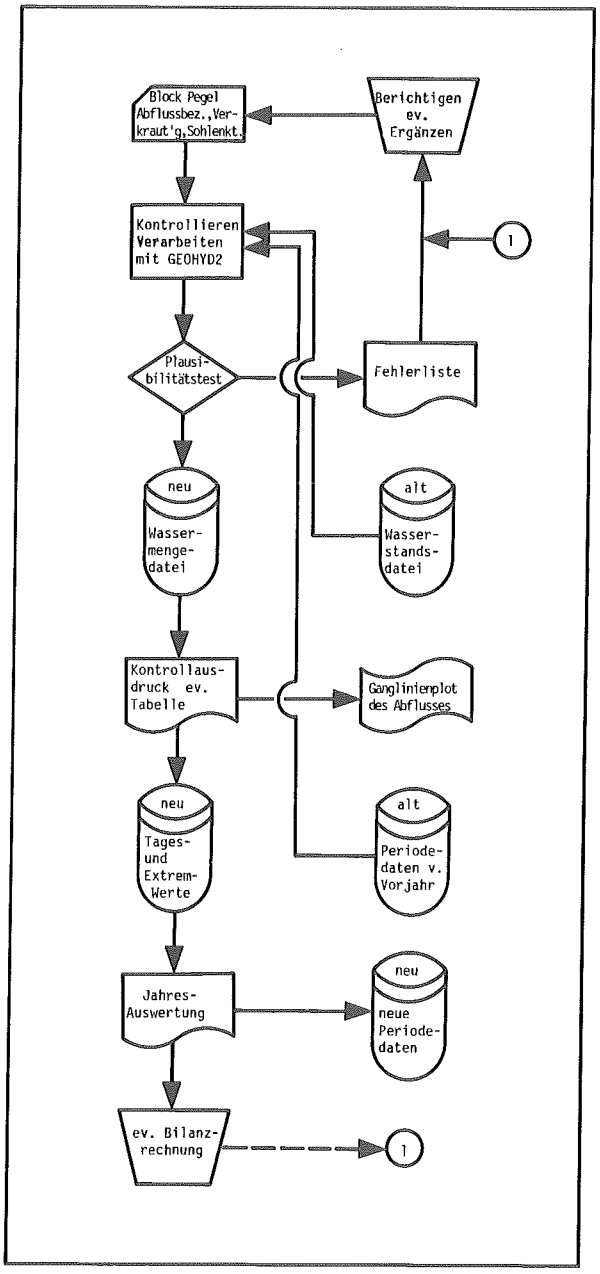
- die digitalisierten Wasserstände der Messstation,
- die Pegel-Abflussbeziehung aus der (Initial-) Eichkurve,
- ev. die Pegelkorrekturen infolge der Verkrautung,
- ev. die Pegelkorrekturen infolge Veränderungen der Sohlenkoten

bereitzustellen. T-B 11.1 zeigt einen Ausschnitt der Eingabedaten für die Ermittlung der Abflussmengen 1979 der Urtenen (606.217/10), für die sämtliche Eingabeblöcke notwendig sind. In F-B 11.1 ist der entsprechende Datenablauf für einen GEOHYD2-Job dargestellt.

Tab. 11.1 Eingabedaten für die Ermittlung der Abflussmengen 1979 der Urtenen bei der Messstation 606.217/10 (Ausschnitt)

```
INPUT-DATEN
-----------
ZEITPERIODE          01 01 79  31 12 79
EMMENTAL-DATENBANK 1979:  GRUNDLAGE FUER BILANZIERUNG
ABFLUSSLISTE
URTS1=URTQ1
URTS1     481.07    0.465
URTS1     481.09    0.568
URTS1     481.11    0.675
URTS1     481.13    0.796
URTS1     481.15    0.922
VERKRAUTUNG
URTQ1     -0.185            01 01 79  00 00
URTQ1     -0.184            10 01 79  12 00
URTQ1     -0.180            20 01 79  12 00
URTQ1     -0.171            30 01 79  12 00
URTQ1     -0.12             05 02 79  12 00
URTQ1     -0.012            10 02 79  12 00
SOHLENKOTEN
URTQ1      0.067            01 01 79  00 00
URTQ1      0.066            10 01 79  12 00
URTQ1      0.060            22 01 79  12 00
URTQ1      0.056            02 02 79  12 00
URTQ1      0.016            10 02 79  12 00
```

Fig. B 11.1 Datenflussplan einer Jahresauswertung



11.1.2 Berechnungen von Infiltrations- und Exfiltrationsmengen

Analog zu dem in F-B 11.1 gezeigten Datenablauf können auch Infiltrations- und Exfiltrationsmengen ausgewertet werden (B-17).

Für die Infiltrationsmengen sind folgende Datenträger bereitzustellen:

- die Abflussmengendatei der Oberflächengewässer,
- der digitalisierte Temperaturverlauf im Oberflächenwasser,
- die Abflussmenge-Temperatur-Infiltrationsbeziehung

oder:

- zwei oder mehrere Abflussmengendateien,
- die Bilanzierungsgleichungen unter Angabe der Gewichtung.

Für die Exfiltrationsmengen genügen in der Regel:

- die Wasserstandsdatei der Grundwasser-Referenzstation,
- ev. die Wasserstandsdatei des Oberflächengewässers,
- die Grundwasserstands-Exfiltrationsbeziehung,
- bzw. ev. die Wasserstandsdifferenz-Exfiltrationsbeziehung

oder: (wie oben).

11.1.3 Berechnungen sonstiger Parameter

Auf dieselbe Art und Weise sind auch sonstige Parameter, wie die direkte oder indirekte Grundwasserneubildung, zu bestimmen. Wichtig ist, dass von den in der Beziehung vorkommenden Variablen eine möglichst kontinuierliche Ganglinie vorliegt.

11.2 Grundwassermodell

Beim Uebertragen der hydrologischen Daten ins Grundwassermodell wird zwischen

hydrologischen Uebertragungsfunktionen
und knotenspezifischen Transferfunktionen

unterschieden.

Erstere beschreiben die hydrologischen Zusammenhänge, wie sie hier dargestellt werden; dazu ist noch kein definitives Grundwassermodell nötig. Die knotenspezifischen Transferfunktionen müssen hingegen mit den Koordinaten der Modellknoten (D-7.2) verknüpft werden. Es versteht sich: Beide Funktionsarten sind eng verknüpft. Je zuverlässiger die Uebertragungsfunktionen die tatsächlichen hydrologischen Zusammenhänge beschreiben, umso besser sind die Transferfunktionen.

Beim Uebertragen von Feldbeobachtungen ins Grundwassermodell sind im wesentlichen vier Arbeitsschritte auszuführen:

1. Aufstellen der hydrologischen Uebertragungsfunktionen bezogen auf einen Punkt, eine Linie oder eine Fläche, mit denen aus den Felddateien die hydrologischen Kennziffern HK bzw. die Bilanzierungskennziffern BK bestimmt werden können. Eine mögliche Form einer Uebertragungsfunktion ist in (17.4) gegeben. Um die Infiltrationsmenge bei Emme-km 10 zu bestimmen,

werden die Ganglinien der Abflussmenge und der Wassertemperatur bei diesem Gewässerabschnitt benötigt.

2. Wählen der kleinsten Zeitschritte, mit denen die HK bzw. BK mit Mittelwerten diskretisiert werden sollen (z.B. eine Stunde, zwei Stunden, ein Tag). Massgebend für diesen Entscheid ist die Datendichte der digitalisierten Messwerte und die erwünschte Resultatdichte beim Grundwassermodell. Es ist beispielsweise sinnlos ein Stundenmittel anzustreben, wenn für das Nachvollziehen der Kennziffer-Ganglinien Tagesmittel genügen.

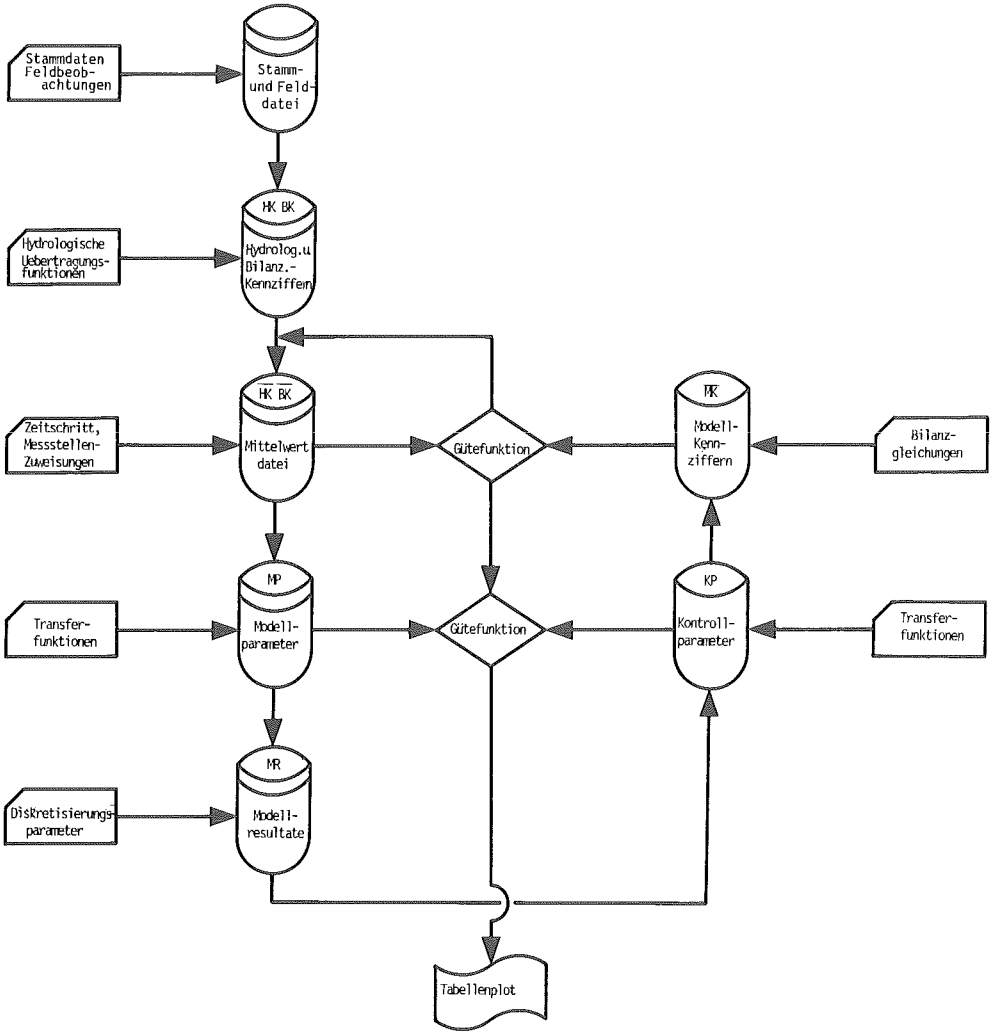
3. Erstellen einer Mittelwert-Datei mit dem gewünschten Zeitschritt für all jene Kennziffer-Ganglinien, die in den Transferfunktionen als Variable erscheinen. Die Verarbeitung erfolgt analog dem in F-B 11.1 dargestellten Datenflussplan einer Jahresauswertung, wobei anstelle von Tagesmitteln die gewünschten Zeitschrittmittel berechnet werden.

4. Bestimmen der Transferfunktionen zur Herleitung der sog. Modell- und Kontrollparameter für das Grundwassermodell.

Für das Grundwassermodell Emmental werden in erster Linie die Ganglinien der Messstellen in F-B 24.1 benötigt (Felddatei der Wasserstände, Wassermengen, Wassertemperaturen, Niederschlagshöhen u.a.). Die Mittelwert-Datei, um die instationären Modellparameter aufzubereiten, umfasst im Minimum 20 Kennziffer-Ganglinien. Für die instationäre Simulation der Grundwasserströmungen im Testgebiet wird mit Tagesmitteln gearbeitet. Für eine Jahressimulation werden demzufolge mindestens 7300 Tagesmittel (ohne Pumpwerke und Baugrubenentwässerungen) benötigt. Die Mittelwert-Datei der Hydrologischen Kennziffern HK bzw. der Bilanzierungskennziffern BK beinhalten die Datengrundlagen einer Modellsimulation und ermöglichen das rasche und fehlerfreie Uebertragen der "Feldbeobachtungen" ins Grundwassermodell.

F-B 11.2 zeigt die Datenverarbeitungsstationen und die Bezeichnungen der entsprechenden Dateien. GEOHYD2 ist so konzipiert, dass sämtliche Stationen mit einem einzigen Job (z.B. sonntags gerechnet) durchlaufen werden können. Auf die weitere Verarbeitung der Modellparameter und der Modellresultate wird in D-7.5 eingetreten.

Fig. B 11.2 Datenverarbeitungsstationen eines vollständigen GEOHYD2-Jobs zur Simulation von Grundwasserströmungen (vgl. auch F-D 7.2)



ABSCHNITT IV: GRUNDWASSERSPIEGEL

Bei den meisten Grundwasserproblemen spielen Grundwasserstandsdaten eine zentrale Rolle. Sie werden benötigt, um die stationären und instationären Strömungsverhältnisse, die Durchlässigkeitsbeiwerte und weitere hydrologische Kennziffern, die Speicher- und Zehrvorgänge, die Wechselbeziehung mit den Oberflächengewässern, die Zu- und Wegflüsse zu beschreiben und zu bestimmen.

Der Begriff Grundwasserspiegel ist vieldeutig: Oft wird nicht unterschieden zwischen Wasserspiegeln in Standrohren (das sind an der Basis gelochte Piezometer), Wasserspiegeln in über die ganze Grundwassermächtigkeit oder über grössere Strecken gelochten Messrohren. Das führt zu Fehlinterpretationen der Messwerte!

Wir bezeichnen als Grundwasserspiegel den Wasserspiegel in Standrohren, welche nur wenig in das Grundwasser eintauchen, so dass der Wasserdruck dem atmosphärischen Druck entspricht. Die Fläche, welche Grundwasserspiegel verbindet, ist die Grundwasserspiegelfläche und wird mit den Grundwasser-Isohypsen dargestellt.

Es wird im folgenden gezeigt, wie der Grundwasserspiegel zeitlich und räumlich erfasst werden kann und welche Kriterien für signifikante Grundwassermessstellen massgebend sind.

Kapitel 12: STANDROHRSPIEGELHOEHE UND MITTLERES POTENTIAL

Bei Grundwasserständen muss unterschieden werden zwischen Standrohrspiegelhöhen und mittleren Potentialen. Beide sind räumlich und zeitlich variabel.

Die Standrohrspiegelhöhe ist abhängig von der gemeinsamen Wirkung der Druckenergie und der Lageenergie, die von der relativen Höhenlage z eines gegebenen Punktes über einer Bezugsebene bestimmt wird. Sie wird mit Piezometern, welche an der Basis über eine kurze Strecke gelocht oder eventuell unten offen sind, gemessen.

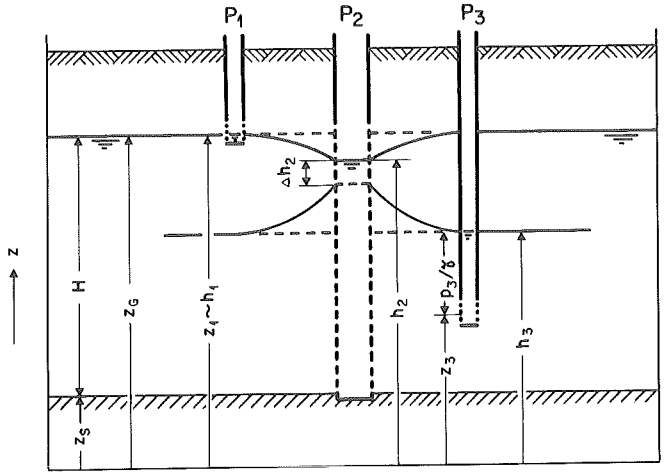
Im Messrohr P_1 (F-B 12.1), welches nur wenig in das Grundwasser eintaucht, stellt sich der Standrohrspiegel auf der Höhe des Grundwasserspiegels z_G ein. Der Wasserdruck entspricht hier dem Druck der Atmosphäre.

Bedingt durch ihre Genese sind die schweizerischen Lockergesteins-Grundwasserleiter anisotrop und inhomogen (V). In einem durchströmten Grundwasserleiter ergeben sich natürliche Druckunterschiede. Messungen von Standrohrspiegelhöhen in verschiedenen Aquifer-Niveaus (in F-B 12.1 z.B. im Messrohr P_2), die aus Untersuchungen im Testgebiet sowie in weiteren Grundwasservorkommen vorliegen (C-8.3.4, C-14), zeigen Wasserspiegeldifferenzen von teilweise mehr als 1 m.

Mittleres Potential

In Messrohren, welche eine längere Filterstrecke aufweisen, findet ein Druckausgleich zwischen den Standrohrspiegelhöhen entlang der in das Grundwasser eintauchenden Filterstrecke statt. Bei vollkommenen, über die gesamte Grund-

Fig. B 12.1 Standrohrspiegelhöhe und mittleres Potential



$$h(x,y,z,t) = z + p/\gamma \quad (x,y,z,t) \tag{12.1}$$

h: Standrohrspiegelhöhe
p: Flüssigkeitsdruck (N/m^2)
γ: spezifisches Gewicht (N/m^3)
H: Grundwassermächtigkeit
z_1, z_3: Druckniveaus für P_1 und P_3
z_G: Höhenkote des Grundwasserspiegels
z_S: Höhenkote des Grundwasserstauers
h_1, h_3: Standrohrspiegelhöhen in den Messpunkten P_1 und P_3
h_2: Wasserstand im Filterrohr P_2
Δh_2: Brunnenverlust der durch die Standrohrspiegeldifferenz h_1-h_3 verursachten Vertikalströmung im Filterrohr P_2

wassermächtigkeit H verfilterten Aufschlussbohrungen oder Vertikalfilterbrunnen ist die über das Profil ausgeglichene Druckhöhe eine von der z-Koordinate unabhängige Variable. Sie ist bei numerischen Grundwassermodellen, welche auf der horizontal-ebenen Strömung (Dupuit-Annahmen) basieren, die massgebende Grösse, um das Potentialfeld des Grundwasserleiters zweidimensional beschreiben zu können. Sie ist definiert - als mittleres Potential Φ und - ein mit den horizontalen Bereichs-Durchlässigkeitsbeiwerten k_h gewichtetes Mittel der Standrohrspiegelhöhen, vgl. auch C-(8.79).

$$\Phi = \frac{\int_{z_S}^{z_G} k_h h \, dz}{\int_{z_S}^{z_G} k_h \, dz} \tag{12.2}$$

Die im Aquifer vorhandenen, natürlichen Potentialdifferenzen führen in den Filterrohren zu teilweise beträchtlichen Vertikalströmungen. Die als Folge davon auftretenden Brunnenverluste Δh_2 bewirken, dass der in den Filterrohren gemessene Grundwasserstand h_2 (F-B 12.1) nicht genau dem mittleren Potential entspricht. Die Verlusthöhen liegen i.a. im Bereich von wenigen cm (C-T 8.1), so dass in guter Näherung gilt:

$$\Phi \approx h_2 \qquad (12.3)$$

Kapitel 13: GRUNDWASSERSPIEGELFLAECHE

Die Geometrie eines Grundwasserleiters und damit auch die Ausdehnung der Grundwasserspiegelfläche wird aus geologischen, ev. geophysikalischen Erkundungen, Bohrungen, Fassungen, Grund- und Oberflächenwassermessstellen, Modelleichungen usw. abgeleitet.

Im folgenden wird die Erfassung der quasistationären Grundwasserspiegelfläche in bestimmten Zeitschnitten beschrieben.

13.1 Topographische Gegebenheiten

Topographische Gegebenheiten sind wichtig, um die Grundwasserspiegelfläche zu erfassen und abzugrenzen. Dies gilt vor allem, wenn die seitliche Begrenzung des Grundwasserleiters, als Schnittlinie zwischen der Grundwasserspiegelfläche und dem aufsteigenden Grundwasserstauer, festzulegen ist (D-8.2.1) und wo die Beziehungen zwischen Grundwasser und Oberflächenwasser zu untersuchen sind.

13.2 Simultanmessung

Bei einer Simultanmessung werden die Grund- und Oberflächenwasserstände in den geeigneten Messstellen praktisch gleichzeitig eingemessen.

Die im Testgebiet durchgeführten Simultanmessungen sind in (B 7) aufgeführt. Die umfangreichste, für die Modellstudie relevanteste wurde am 3.10.1978 während 12 Stunden mit acht Beobachtern durchgeführt und erfasste zwischen Oberburg und Gerlafingen insgesamt 490 Grund- und Oberflächenwassermessstellen. Das Testgebiet wurde, um den Messbetrieb zu rationalisieren, in sechs Sektoren unterteilt. Die Messungen im Kantonsgebiet von Solothurn betreute freundlicherweise das Amt für Wasserwirtschaft des Kantons Solothurn sowie das Gas- und Wasserwerk Grenchen.

Damit eine Simultanmessung erfolgreich durchgeführt werden kann, sind umfassende Vorbereitungsarbeiten notwendig. Vor allem muss die Lage der Messstellen gut dokumentiert und die Abstichpunkte klar gekennzeichnet sein. Nur so ist es möglich, eine grosse Anzahl vom Messungen in möglichst kurzer Zeit fehlerfrei vorzunehmen.

In die Simultanmessungen der Grundwasserstände sind in jedem Fall auch die Oberflächengewässer einzubeziehen, damit die In- und Exfiltrationsstrecken abgegrenzt werden können. Die Simultanmessung vom 3.10.1978 umfasste z.B. je zur Hälfte Grundwasser- und Oberflächenwasserstände.

Im Hinblick auf die Modelleichung sollte eine Simultanmessung nach einer längeren niederschlagsfreien Periode angeordnet werden. Die Grundwasserneubildung aus Niederschlag ist dann meistens vernachlässigbar klein, die natürlichen Zehrmengen lassen sich relativ einfach berechnen und der Modelleichung kann ein klar definierter, quasistationärer Strömungsfall zugrundegelegt werden.

Bei den gemessenen Grundwasserstandsdaten ist klar zu unterscheiden zwischen Standrohrspiegelhöhen und mittleren Potentialen (B-12). Die Kombination von Standrohrspiegelhöhen, mittleren und irgendwelchen Potentialen führt zu Fehlern. So treten beispielsweise in der Umgebung von durchgehend verfilterten Bohrungen oft scheinbare Gefällsbrüche (F-B 12.1) auf, oder die Strömungsrichtung wird verfälscht, wenn Standrohrspiegelhöhen verschiedener Bezugsniveaus und mittlere Potentiale miteinander kombiniert werden.

Für die Grundwasserspiegelfläche sind die Grundwasserstände in Standrohren massgebend, welche die Grundwasseroberfläche erschliessen. Bei dem auf Dupuit-Annahmen beruhenden Grundwassermodell müssen die mittleren Potentiale eingegeben werden. Verfilterte, vollkommene Bohrungen eignen sich für die Messung der mittleren Potentiale am besten, sie scheiden aber für das Bestimmen der Grundwasserspiegelfläche praktisch aus. Langgelochte Piezometer, irgend ein Druckniveau erfassende Standrohre, unvollkommen verfilterte Bohrungen und Brunnen, für das mittlere Potential auch die Oberflächenwasserstände, dürfen lediglich als Hilfsgrössen beigezogen werden.

13.3 Isohypsen des Grundwasserspiegels

Die Isohypsen des Grundwasserspiegels sind Kurven gleicher Höhe des Grundwasserspiegels in einem bestimmten Zeitschnitt. Sie werden i.a. für Meereshöhen (m ü.M.) konstruiert. Sie geben die umfassendste Uebersicht über die Grundwasserspiegelfläche, ermöglichen das Spiegelgefälle und die Wechselbeziehung mit den Oberflächengewässern zu erkennen sowie die randlichen unterirdischen Zu- und Wegflussverhältnisse zu beurteilen. Weil eine Isohypsenkarte einen Momentzustand der Grundwasserspiegelfläche repräsentiert, muss sie immer mit dem Datum (und ev. Uhrzeit) der entsprechenden Simultanmessung versehen werden. Die Isohypsen des Grundwasserspiegels vom 3.10.1978 sind in (B 7) aufgezeichnet.

Im folgenden sind die wichtigsten Kriterien aufgelistet, die bei der Konstruktion von Grundwasserspiegelisohypsen zu beachten sind:

- Die Isohypsen stehen senkrecht zu den Stromlinien, d.h. zur Strömungsrichtung. Der Verlauf der Isohypsen lässt sich oft besser festlegen, wenn auch gewisse Stromlinien konstruiert werden.

- Die Isohypsen werden fürs erste mittels linearer Interpolation zwischen den massgebenden benachbarten, möglichst im Bereich derselben Stromlinien liegenden Messstellen mit den gemessenen Wasserständen bestimmt. Bei wenigen Messstellen kann aufgrund des ersten Strömungsbildes von der linearen Interpolation abgewichen werden.

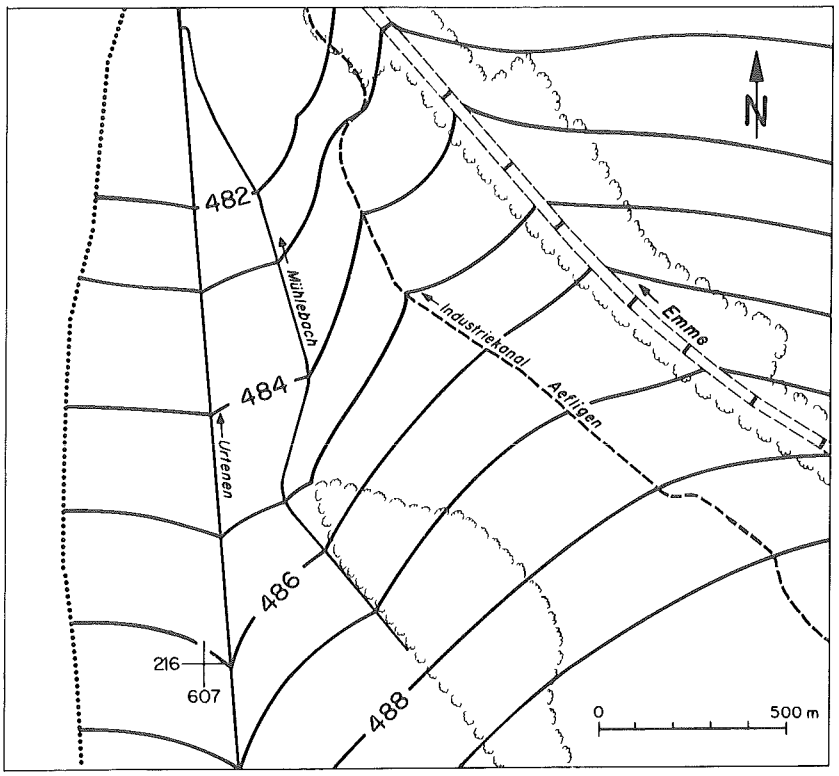
- Die Aequidistanz der Isohypsen richtet sich nach der Aufgabestellung, der Dichte der erhobenen Messdaten, dem Grundwasserspiegelgefälle und dem gewählten Massstab. Sie ist möglichst über den gesamten Plan einheitlich zu wählen.

- Wenn keine wesentlichen unterirdischen Randzuflüsse vorhanden sind, ist die seitliche Grundwasserleiterbegrenzung als Stromlinie zu betrachten (F-B 13.1). Bei einem Randzufluss werden die Isohypsen in Strömungsrichtung verschoben und stehen nicht rechtwinklig sondern schiefwinklig zur Grundwasserleiterbegrenzung.

- Im Nahbereich von Oberflächengewässern ist aus dem Vergleich der Wasserstände zu prüfen, welche Beziehung zwischen Grundwasser und Oberflächengewässern besteht (B-17). Ausser bei perkolativen Infiltrationsstrecken sind die Isohypsen an die entsprechenden Oberflächenwasserstände anzuschliessen (F-B 13.1).

- Treten örtlich mehrere Grundwasserstockwerke auf, müssen die berücksichtigten Grundwasserstände eindeutig einem Stockwerk zugeordnet werden können. Die Isohypsendarstellung kann sich auf das Hauptstockwerk beschränken, auf die übrigen Stockwerke ist z.B. mittels Schraffur hinzuweisen (B 7, Beilage 2B).

Fig. B 13.1 Verlauf der Isohypsen des Grundwasserspiegels an der seitlichen Grundwasserleiterbegrenzung und im Bereich von Oberflächengewässern



····· Seitliche Grundwasserleiterbegrenzung

—— Gewässer mit Grundwasserexfiltration

Infiltrierende Gewässer

—— Isohypsen des Grundwasserspiegels vom 1. 2. 1982

Kapitel 14: GRUNDWASSERSPIEGELBEWEGUNGEN

14.1 Schreibpegel- und Einzelmessungen

Grundwasserspiegelbewegungen wurden im Testgebiet mit Schreibpegeln und mit periodischen Einzelmessungen (B-6.5) erfasst. Die Frage, welches der beiden Verfahren vorteilhafter ist, muss in den Gesamtrahmen einer hydrologischen Aufgabe gestellt werden.

Schreibpegel geben ein lückenloses Bild über Grundwasserstandsschwankungen und entscheidende Grundlageninformationen über die instationäre Strömungsverhältnisse (B-16 bis 19).

Periodische Einzelmessungen ermöglichen aus Kostengründen eine bessere räumliche Informationsdichte und liefern, wenn sie zeitgerecht vorgenommen werden, für viele hydrologische Aufgaben genügend Messdaten.

Bei Pumpversuchen, wo während einer begrenzten Zeitperiode ein oft umfangreiches Messstellennetz vielfach praktisch simultan zu beobachten ist, sind periodische Einzelmessungen besonders zweckmässig und kostengünstig. Wichtig ist aber, dass der Messrythmus der Absenk- bzw. der Wiederanstiegsgeschwindigkeit des Grundwasserspiegels angepasst wird. Messungen unmittelbar nach Pumpbeginn bzw. Pumpende müssen in dichter Folge (Minuten- bis Stundenintervalle) durchgeführt werden (C-15.1). In der Regel wird für eine generelle Ueberwachung der Grundwasserstände ein wöchentlicher, vierzehntäglicher oder vierwöchentlicher Messrythmus gewählt.

Bei Grundwasserdargebotsstudien sind je nach Prospektionsphase (B-4.2) Einzelmessungen und Schreibpegelaufzeichnungen angezeigt. Periodische Einzelmessungen bieten zu Beginn der Erkundungsarbeiten wertvolle Entscheidungshilfen, um - insbesondere im Hinblick auf die instationäre Eichung eines Grundwassermodelles - ein optimales Schreibpegelnetz aufzubauen. So wurden im Unteren Emmental während der Jahre 1974 und 1975 vierzehntägliche Grundwasserstandsmessungen durchgeführt, um das Ende 1975 erstellte Schreibpegelnetz zu projektieren (B 7).

Für den Zeitraum der Grundwasserbilanzierung resp. der Modelleichung können die Bilanzierungsgrundlagen sowie die notwendigen Modell- und Kontrollparameter nur mit Hilfe von Schreibpegelaufzeichnungen in der erforderlichen, zeitlichen Diskretisierung gewonnen werden. In dieser Phase ist eine relativ grosse Anzahl von Schreibpegeln sowohl im Grundwasser als auch an Oberflächengewässern erforderlich. Während dieser wichtigsten Mess- und Arbeitsphase können auch die signifikanten Beobachtungsstellen ausgeschieden werden, welche erlauben, die Grundwasservorräte langfristig zu überwachen, den Grundwasserhaushalt und die Strömungsverhältnisse möglichst wirtschaftlich und mit ausreichender Genauigkeit zu überblicken.

Die nachstehenden Abschnitte befassen sich vorerst mit den grundlegenden Auswertungen von Grundwasserstands-Messreihen und gehen auf den Kosten-Nutzen-Vergleich zwischen Schreibpegelaufzeichnungen und Einzelmessungen ein. Anschliessend wird in B-15 untersucht, wie, ausgehend von einem Netz signifikanter Beobachtungsstellen, die gesamte Grundwasserspiegelfläche in ihrer zeitlichen Variation beschrieben werden kann.

14.2 Grundlegende Auswertung permanent beobachteter Grundwassermessstellen

Grundwasserspiegelbewegungen werden, abgesehen von künstlichen Einflüssen, Erdbeben, Luftdruckschwankungen usw. hervorgerufen durch die Speisungs- und Zehrmechanismen im Grundwasserleiter. Sie sind zeit- und standortabhängig.

Grundwasserspiegelbewegungen müssen im Hinblick auf Vergleichbarkeit und weitergehende Verarbeitung, z.B. als Modell- oder Kontrollparameter, charakterisiert und in einer einheitlichen Form dargestellt und ausgewertet werden.

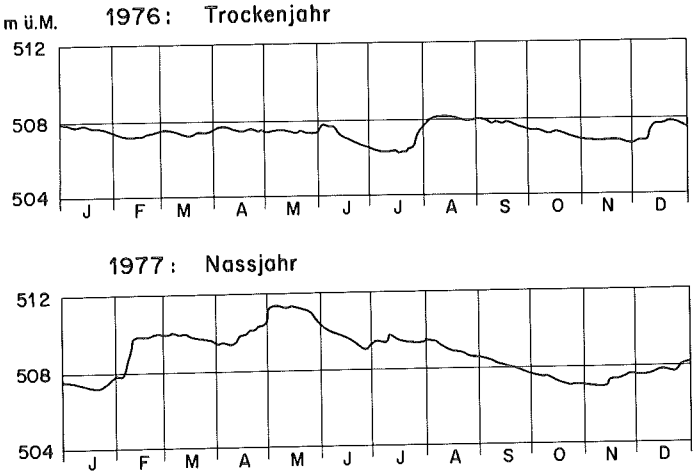
In B-7 bis 11 wurde der Arbeitsablauf der Datenaufbereitung und -verarbeitung ausführlich beschrieben. Im folgenden werden die wichtigsten Auswertungen erläutert, mit Hilfe derer Messreihen rasch überblickt und verglichen werden können.

Die folgenden Ausführungen beziehen sich vor allem auf Schreibpegelaufzeichnungen, können jedoch sinngemäss auch auf Messreihen angewendet werden, welche auf periodisch durchgeführten Einzelmessungen basieren. Vergleichende Betrachtungen zwischen Schreibpegelaufzeichnungen und Einzelmessungen folgen in B-14.3.

14.2.1 Ganglinien und Dauerlinien

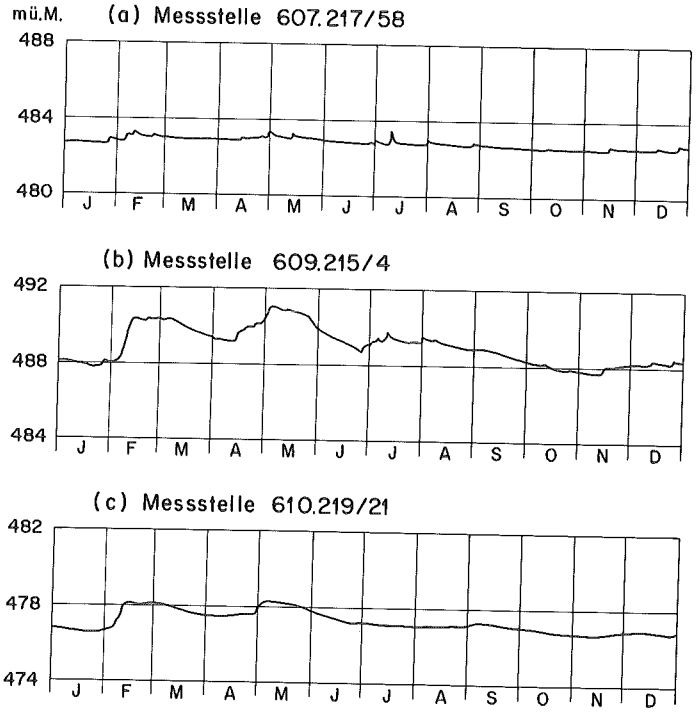
Grundwasserstände werden als Ganglinien anschaulich dargestellt. Am zweckmässigsten werden bei einer horizontalen Zeitaxe die Wasserstände auf der Vertikalaxe in m ü.M. aufgetragen. Ganglinien erlauben, bereits visuell erste wichtige Hinweise und Anhaltspunkte über das hydrologische Geschehen zu gewinnen. F-B 14.1 veranschaulicht am Beispiel einer Grundwassermessstelle im Bereich der perkolativen Emme-Infiltrationsstrecke bei Kirchberg die unterschiedlichen Grundwasserspiegelbewegungen für ein Trocken- resp. Nassjahr.

Fig. B 14.1 Ganglinien des Grundwasserstandes der Messstelle 611.213/8 in einem Trocken- bzw. Nassjahr



Abgesehen vom wechselnden, hydrologischen Geschehen wird eine Ganglinie auch beeinflusst durch die Geometrie, den Aufbau und die hydrologischen Kennziffern des Grundwasserleiters (B 27, B 28). Vor allem aber sind es die Zu- und Wegflüsse im Nahbereich einer Messstelle und damit standortbedingte Faktoren, welche das instationäre Regime der Grundwasserstände prägen. F-B 14.2 illustriert dies an drei für das Testgebiet typischen Ganglinien.

Fig B 14.2 Charakteristische Grundwasserganglinien im Testgebiet (1977): Grundwasserspiegelbewegungen werden dominiert von:
(a) direkten Wechselbeziehungen mit Oberflächengewässern (Exfiltration und direkte Infiltration);
(b) perkolativer Infiltration aus Oberflächengewässern;
(c) Grundwasserneubildung aus Niederschlägen

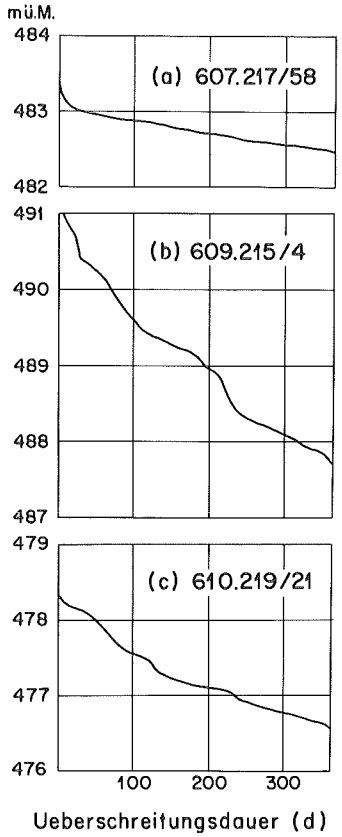


Der Grundwasserspiegel in Messstellen, welche in direkter Wechselbeziehung mit Oberflächengewässern (a) stehen, reagiert unmittelbar auf Wasserstandsänderungen im Oberflächengewässer. Die Ganglinie weist zahlreiche kleinere Anstiege auf, Hochstände dauern jeweils nur kurze Zeit. Die Schwankungen bewegen sich insgesamt innerhalb relativ enger Grenzen.

Ganglinien von Messstellen, die vor allem von perkolativen Zuflüssen wie perkolativer Infiltration aus Oberflächengewässern (b) oder Grundwasserneubildung aus direkt versickernden Niederschlägen (c) dominiert werden, zeigen, über das Jahr betrachtet, wenige, langgezogene Anstiege. Hochstände dauern oft mehrere Tage bis Wochen. Die Schwankungsbereiche sind relativ gross.

Augenfällig sind die Unterschiede im Spiegelverhalten auch, wenn von den in F-B 14.2 dargestellten Ganglinien Dauerlinien aufgezeichnet werden (F-B 14.3). Die Gesamtdauer der Grundwasserhochstände ist bei Messstellen des Typs (a) sehr kurz; die Dauerlinie weist einen deutlichen Gefällsbruch auf. Bei Messstellen des Typs (b) und (c) verläuft die Steigung der Dauerlinie relativ konstant über den gesamten Schwankungsbereich des Grundwasserstandes, d.h. die Häufigkeit von Hoch- und Tiefständen ist über das Jahr betrachtet ausgeglichen.

Fig. 14.3 Dauerlinien der in Fig. B 14.2 dargestellten Ganglinien



14.2.2 Einfache statistische Kennwerte

Einfache statistische Kennwerte, Mittel- und Extremwerte usw., dienen dazu, die Grundwasserspiegelbewegungen objektiv zu beschreiben. Sie werden meist routinemässig im Rahmen der jährlichen Auswertung der Schreibpegelaufzeichnungen ermittelt und in Jahrbuchblättern zusammen mit der tabellarischen Darstellung der Tagesmittelwerte angegeben (B 84). Neben der Auswertung für das Kalenderjahr werden sie auch über die gesamte, für die betreffende Messstelle bereits vorhandene Messperiode berechnet (Periodenauswertung).

Mittelwert

Die mit "Mittel" bezeichneten Werte entsprechen dem einfachen arithmetischen Mittel, bezogen auf den jeweiligen Zeitabschnitt ($t\text{-}t_0$; Tages-, Monats-, Jahres-, Periodenmittel). Das einfache arithmetische Mittel $\bar{h}$ ist definiert als Flächenmittel.

allgemein

$$\bar{h} = \frac{\int_{t_o}^{t} h \, dt}{t - t_o} \qquad (14.1a)$$

bei Daten in regelmässigen Zeitabständen

$$\bar{h} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} h_i \qquad (14.1b)$$

h_i: Messwert

n : Anzahl Messwerte

Bei Daten in unregelmässigen Zeitabständen wird das gewogene arithmetische Mittel h berechnet.

$$\bar{h} = \frac{1}{\sum_{i=1} p_i} \sum_{i=1}^{n} p_i \; h_i \qquad (14.2)$$

p_i: Gewicht des Messwertes i (z.B. $p_i = \begin{cases} 1/2\,\Delta t_i & (\text{für } i=1) \\ 1/2(\Delta t_{i-1}+\Delta t_i) & (\text{für } 1 > i > n) \\ 1/2\,\Delta t_{i-1} & (\text{für } i=n) \end{cases}$

$\sum p_i$: $t - t_o$

Δt_i, Δt_{i-1} Zeitabschnitt zwischen Messwert i und i+1 bzw. Messwert i und i-1.

Medianwert

Der Medianwert oder Zentralwert med(h) ist der h-Wert, welcher gleich oft über- wie unterschritten wird.

Extremwerte

Bei den Extremwerten bezeichnet man den grössten Momentanwert eines Zeitabschnittes als Maximum, den kleinsten als Minimum.

Amplitude

Die Amplitude (Schwankungsbereich) ist definiert als Differenz zwischen dem Maximum und dem Minimum eines Zeitabschnittes.

Summe der Anstiege bzw. Rückgänge

Die Grundwasserspiegelanstiege bzw. -rückgänge während einer Zeitperiode werden aufsummiert.

14.2.3 Trendanalysen

Trendanalysen dienen dazu, festzustellen, inwieweit sich natürliche oder künstliche Veränderungen wie z.B. die zunehmende Bodenversiegelung in Siedlungs- und Industriegebieten, die vermehrte Grundwassernutzung (B 79), Bach- und Flusskorrektionen (B 88) usw. langfristig auf die Wasserstände auswirken resp. ausgewirkt haben. Im Testgebiet wurden, abgesehen bei Modellsimulationen, keine Trendanalysen durchgeführt. Wir beschränken uns auf einige Hinweise zu den in der Hydrologie gebräuchlichsten Verfahren.

Eine häufig benutzte Form der Trendanalyse stützte sich auf die Bildung gleitender Mittel (B 20). Oft wird über Zeitperioden von fünf Jahren gemittelt:

$$\bar{h}_1^* = \frac{\bar{h}_1 + \bar{h}_2 + \ldots + \bar{h}_5}{5}, \quad \bar{h}_2^* = \frac{\bar{h}_2 + \bar{h}_3 + \ldots \bar{h}_6}{5} \qquad (14.3)$$

$\bar{h}_i^*$ = Periodenmittel

$\bar{h}_j$ = Jahresmittel

Trends werden angezeigt durch eine signifikante Zu- oder Abnahme der Periodenmittel $\bar{h}_i^*$ mit der Zeit.

Bei der Doppelsummenanalyse (B 21) werden die Mittelwerte von gleichen Zeitabschnitten (z.B. Jahresmittel) der zu prüfenden Messreihe bzw. einer Bezugs-Messreihe fortlaufend aufsummiert und gegeneinander aufgetragen. Bei ausreichender Korrelation (B-15.1) der beiden Messreihen lässt sich die resultierende Punkteschar als Gerade ausgleichen. Weicht sie von einer bestimmten Zeit an signifikant von dieser Geraden ab, ist anzunehmen, dass ein Trend vorliegt. Weitere Arten der Trendanalyse finden sich in (B 63).

14.3 Kosten-Nutzen-Vergleich von Schreibpegelaufzeichnungen und Einzelmessungen

14.3.1 Informationsdichte

An den in F-B 14.1 und B 14.2 gezeigten Grundwasserganglinien wird deutlich, dass Grundwasserspiegelbewegungen mit Hilfe von Einzelmessungen detailliert, nur beschränkt erfasst werden können.

Der Informationsverlust, der bei Einzelmessungen gegenüber Schreibpegelaufzeichnungen in Kauf genommen werden muss, hängt, abgesehen vom Messrythmus, vor allem von der Charakteristik der Grundwasserspiegelbewegungen ab. In T-B 14.1 wird am Beispiel der Ganglinien aus F-B 14.2 verdeutlicht, welche Information verloren geht, wenn anstelle der Schreibpegelaufzeichnung periodische Einzelmessungen vorliegen.

Tab. B 14.1 Statistische Kennwerte zur Charakterisierung von Grundwasserganglinien in Abhängigkeit der Messrythmen für das Jahr 1977 (F-B 14.2)

Statistische Grösse	Schreibpegel	Messrythmus wöchentlich	14 täglich	4 wöchentlich
Schreibpegel (a) 607.217/58				
Maximum	483.49	483.32	483.25	483.25
Minimum	482.49	482.50	482.50	482.50
Mittel	482.77	482.77	482.77	482.76
Σ Anstiege	7.01	1.84	0.94	0.81
Σ Rückgänge	7.01	1.84	1.05	0.89
Amplitude	1.00	0.82	0.75	0.75
Schreibpegel (b) 609.215/4				
Maximum	491.17	491.04	490.94	490.41
Minimum	487.70	487.72	487.72	487.72
Mittel	489.07	489.07	489.03	488.96
Σ Anstiege	10.97	6.01	5.32	4.39
Σ Rückgänge	10.67	5.67	5.19	4.16
Amplitude	3.47	3.32	3.22	2.69
Schreibpegel (c) 610.219/21				
Maximum	478.31	478.30	478.19	478.19
Minimum	476.55	476.57	476.57	476.57
Mittel	477.27	477.26	477.25	477.27
Σ Anstiege	3.40	3.07	2.60	2.47
Σ Rückgänge	3.32	2.94	2.53	2.25
Amplitude	1.76	1.73	1.62	1.62

Die höchsten Grundwasserstände können nur mit Schreibpegeln sicher erfasst werden. Hingegen lassen sich die Tiefststände und die Mittelwerte auch mit vierwöchentlichen Messungen meist mit genügender Genauigkeit ermitteln (B 5). Die weiteren statistischen Kennwerte lassen sich mit Einzelmessungen höchstens tendenziell bestimmen.

Der Informationsverlust bei Einzelmessungen ist bei der in F-B 14.2 mit (a) bezeichneten Ganglinie am augenscheinlichsten: Die effektive Jahresamplitude würde mit vierzehntäglichen Messungen zu lediglich 75 %, bei (b) und (c) zu 93 % resp. 92 % erfasst. Die Charakteristik der Wasserstandsbewegungen ist entscheidend dafür, wie gut Einzelmessungen den zeitlichen Gang wiedergeben.

14.3.2 Kostenvergleich

Ein einfacher Kostenvergleich soll zeigen, ob Einzelmessungen mit einem bestimmten Messrythmus günstiger sind als Schreibpegelmessungen. Die Kostenangaben basieren auf Erfahrungswerten für 1980.

Schreibpegel Typ R 16
Anschaffung, Installation, Abschreibung, Reparaturen, Betreuung, Wartung, vierwöchentliche Kontrolle, Digitalisierung der Messbogen

Pro Jahr und Schreibpegel ca. Fr. 1'000.--

Einzelmessung

Weitmaschiges Messstellennetz (Zeitaufwand ca. 30 Minuten/Messstelle)

Messrythmus

vierwöchentlich	pro Jahr und Messstelle ca. Fr.	300.--
vierzehntäglich	pro Jahr und Messstelle ca. Fr.	600.--
wöchentlich	pro Jahr und Messstelle ca. Fr.	1'000.--
täglich	pro Jahr und Messstelle ca. Fr.	8'000.--

Engmaschiges Messstellennnetz (Zeitaufwand ca. 5 Minuten/Messstelle)

Messrythmus

vierwöchentlich	pro Jahr und Messstelle ca. Fr.	50.--
vierzehntäglich	pro Jahr und Messstelle ca. Fr.	100.--
wöchentlich	pro Jahr und Messstelle ca. Fr.	200.--
täglich	pro Jahr und Messstelle ca. Fr.	1'200.--

Die Kostenschätzung zeigt: Einzelmessungen sind auch langfristig gesehen billiger als Schreibpegelaufzeichnungen, solange nicht häufiger als einmal in der Woche gemessen werden muss. Der Einsatz von Schreibpegeln lohnt sich nur dann, wenn eine hohe, zeitliche Auflösung der Grundwasserspiegelbewegungen erforderlich ist oder die maximalen Grundwasserstände detailliert erfasst werden müssen.

Kapitel 15: BESCHREIBUNG DER GRUNDWASSERSTAENDE IN IHRER ZEITLICHEN VARIATION MIT HILFE VON REFERENZPEGELN

15.1 Problemstellung

Mit den Isohypsen des Grundwasserspiegels kann eine Momentaufnahme der Grundwasserspiegelfläche anschaulich dargestellt werden. Ueber den zeiträumlichen Verlauf der Grundwasserspiegelbewegungen vermögen Isohypsenkarten jedoch keine Auskunft zu geben. Es stellt sich nun die Frage, wie das instationäre Verhalten der Grundwasserspiegelfläche beschrieben werden kann.

Die einfachste und zweckmässigste Methode besteht wohl darin, die Grundwasserspiegelbewegungen in einem Schreibpegelnetz punktweise aufzuzeichnen und mit geeichten Uebertragungsmodellen die Grundwasserstandsschwankungen an jedem beliebigen Ort des Grundwasservorkommens mathematisch zu beschreiben.

Im Testgebiet wurden sämtliche Ganglinien der Grundwasserschreibpegel mit Hilfe von linearen Vergleichsfunktionen auf ihre Aehnlichkeit und Charak-

teristik untersucht und aufgrund von Gütekriterien Teilgebiete ausgeschieden mit Grundwasserstandsbewegungen, die gleiche Chrakteristik zeigen. In jedem Teilgebiet können nun mit den Aufzeichnungen von ein oder zwei Schreibpegeln, sog. Referenzpegeln, sowie den entsprechenden Vergleichsfunktionen die Grundwasserstandsbewegungen in den übrigen Messstellen und mit einem einfachen Uebertragungsmodell auch an jedem beliebigen Ort hergeleitet werden. Weiter lassen sich unvollständige Messreihen ergänzen oder erweitern, Modell- und Kontrollparameter ermitteln und die Dichte des Schreibpegelnetzes gezielt verkleinern.

15.2 Vergleichbarkeit von Messreihen

15.2.1 Vergleichsfunktion

Wie genau eine Messreihe $h_{j(t)}$ aus einer Messreihe $h_{i(t)}$ hergeleitet werden kann, hängt ab von der gegenseitigen Lage, von den räumlichen Variationen der Charakteristiken der Grundwasserspiegelbewegungen sowie von der Art der Uebertragungsfunktion.

Aus praktischen Gründen werden möglichst einfache Vergleichsfunktionen gesucht. Im Testgebiet erwies sich der einfache lineare Ansatz als geeignet.

Ausgehend vom Grundwasserstand h_i eines Schreibpegels berechnet sich der Grundwasserstand h_j in einer Vergleichsmessstelle zu:

$$h_{j(t)} = a_{ji} (h_{i(t)} - \bar{h}_i) + \bar{h}_j \qquad (15.1)$$

a_{ji} = Proportionalitätsfaktor zwischen den Messstellen j und i

$\bar{h}_i$ = mittlerer Grundwasserstand in der Messstelle i

$\bar{h}_j$ = mittlerer Grundwasserstand in der Vergleichsmesstelle j

Weil zwei Ganglinien praktisch nie exakt dieselbe Charakteristik aufweisen, lässt sich kein Proportionalitätsfaktor a finden, der allen Zeitpunkten genügt. a ist deshalb so zu ermitteln, dass eines der folgenden Kriterien erfüllt ist:

- die maximale Abweichung innerhalb einer betrachteten Zeitperiode soll minimal sein;
- die Summe der Absolutbeträge aller Abweichungen innerhalb der betrachteten Zeitperiode soll minimal sein;
- die Quadratsumme aller Abweichungen innerhalb der betrachteten Zeitperiode soll minimal sein.

Wird die Quadratsumme aller Abweichungen gewählt, lässt sich a_{jj} besonders einfach mit einer linearen Regressionsanalyse bestimmen. Im Testgebiet wurden die Schreibpegelaufzeichnungen (Tagesmittel) der verschiedenen Grundwassermessstellen ab 1976 mit Hilfe der EDV entsprechend verarbeitet.

15.2.2 Gütekriterien der Regressionsanalysen

Als Gütekriterien werden zweckmässig der Korrelationskoeffizient und die mittlere Abweichung zwischen den gemessenen und den berechneten Schreibpegeldaten beigezogen. Es muss darauf hingewiesen werden, dass bei einem Betrag des Korrelationskoeffizienten von nahezu 1 nicht zwingend folgt, dass auch die mittlere Abweichung klein und damit die berechneten Grundwasserstände gut mit den gemessenen übereinstimmen. Der Korrelationskoeffizient ist lediglich ein relatives Mass dafür, inwieweit sich die totale Varianz des Stichprobenumfanges durch die Regression vermindert; er sollte deshalb immer im Zusammenhang mit der mittleren Abweichung betrachtet werden. Es gilt (B 63):

$$S_{i.j} = S_j \ (1-r^2) \ (n-1)/(n-2) \qquad (15.2)$$

n : Anzahl Messwerte

r : Korrelationskoeffizient

S_j : Standardabweichung der h_j-Werte von ihrem Mittelwert

S_j : Varianz der h_j-Werte

$S_{i.j}$: Restvarianz

$S_{i.j}$: mittlere Abweichung der h_j-Werte von der Regressionsgeraden.

In F-B 15.1 und 2 sind die Resultate der Regressionsanalyse dargestellt für folgendes Beispiel: Die Grundwasserstandsschwankungen werden im ganzen Testgebiet von einem einzigen Schreibpegel (608.216/7) hergeleitet; Auswertungen für das Jahr 1977. F-B 15.1 zeigt in einer Situation die Isolinien der in der Vergleichsfunktion (15.1) verwendeten Proportionalitätsfaktoren a. Aus dieser Darstellung kann ersehen werden, in welchem Masse der Grundwasserstand an jedem Ort des Grundwasservorkommens schwankt im Verhältnis zu den Schwankungen in der Messstelle (608.216/7). Für die Exfiltrationsgebiete ergeben sich die kleinsten, für die von perkolativer Infiltration beeinflussten Bereiche die grössten a-Werte.

In F-B 15.2 sind die ermittelten Werte der Gütekriterien r und $S_{i.j}$ eingetragen. Daraus geht hervor: Mit einem einzigen Schreibpegel lassen sich die Grundwasserstandsbewegungen im gesamten Testgebiet mit einer mittleren Abweichung unter $\pm$ 0.3 m berechnen. Diese Genauigkeit kann zwar für überregionale Betrachtungen als recht gut bezeichnet werden. Für die regionale Prospektion muss sie jedoch verbessert werden.

Fig. B 15.1 Linien gleicher Proportionalitätsfaktoren a der Grundwasserstandsschwankungen bezogen auf den Schreibpegel 608.216/7 im Jahr 1977

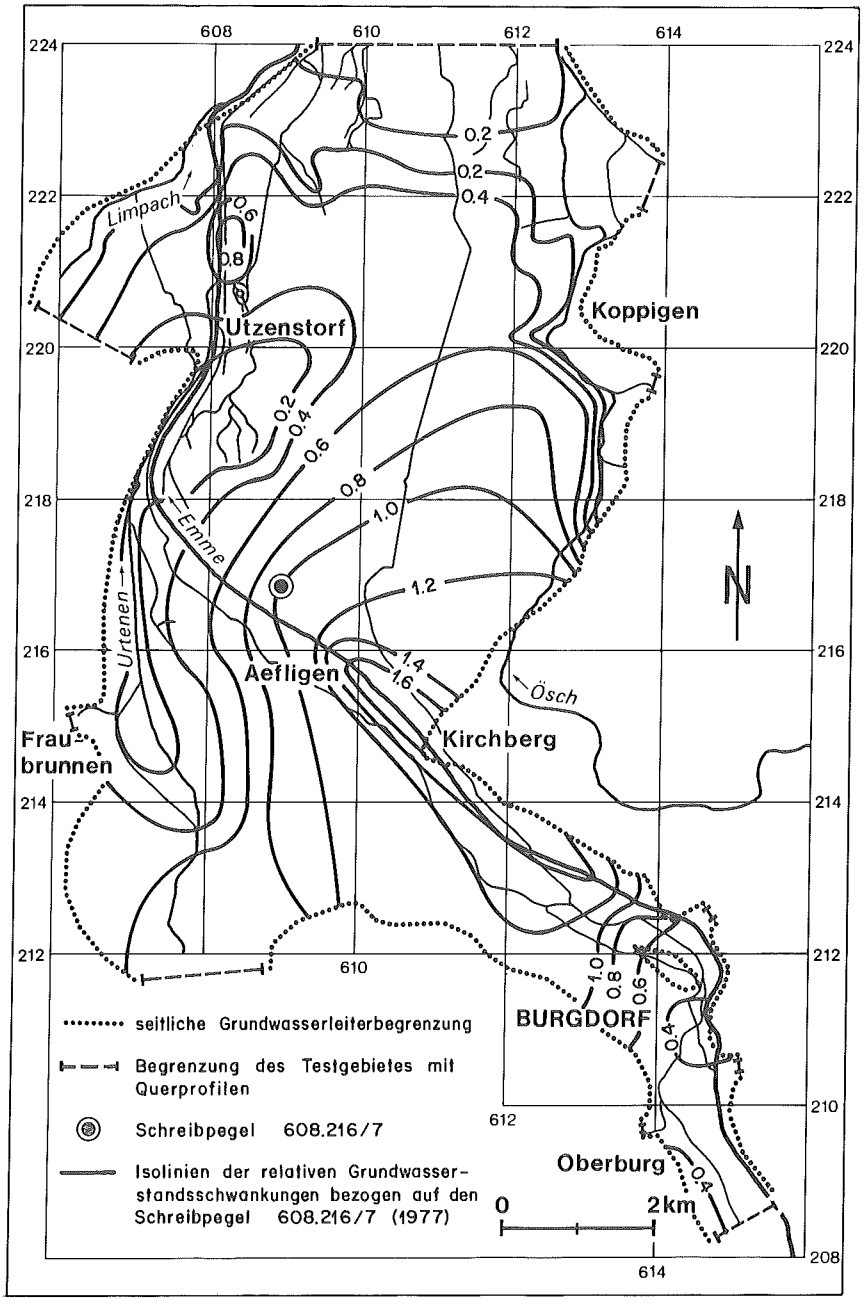
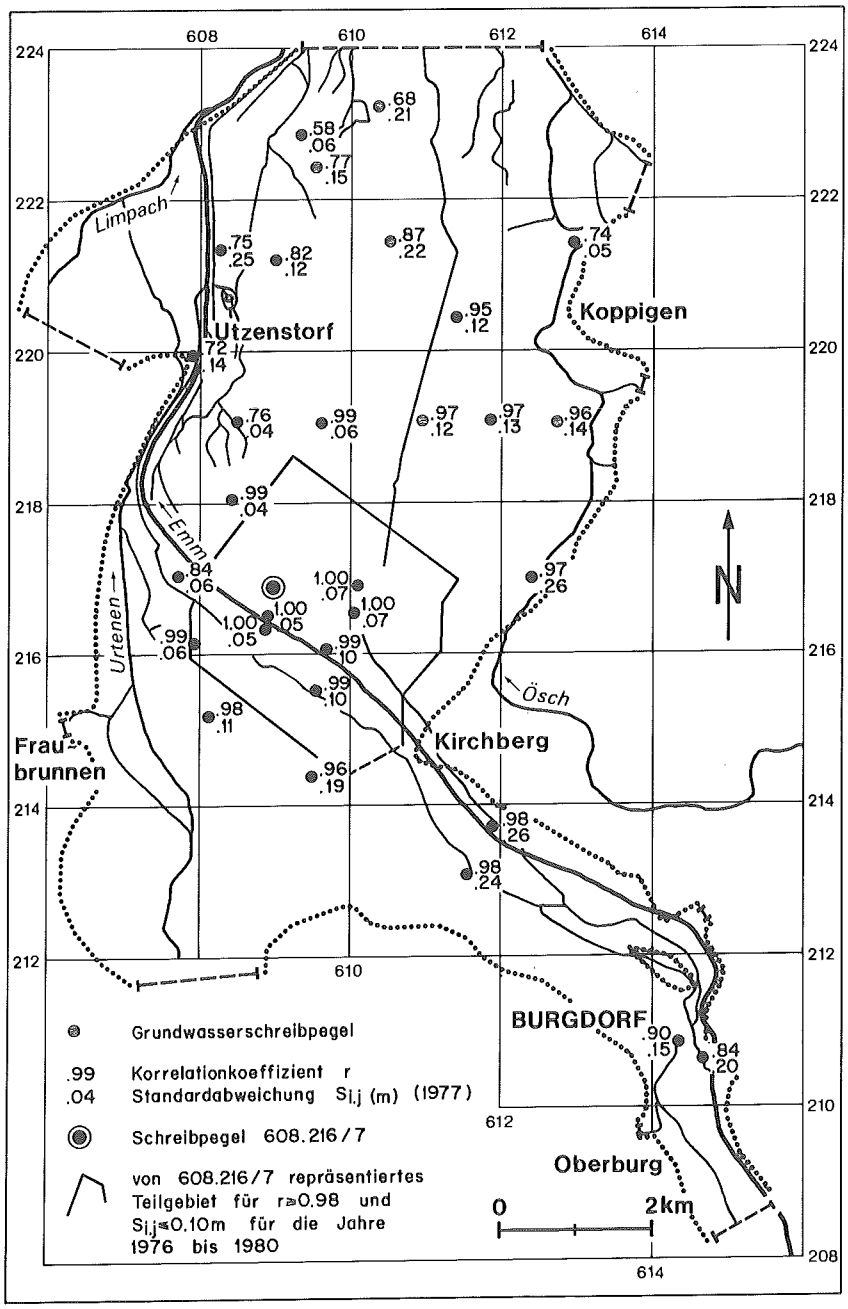


Fig. B 15.2 Räumliche Verteilung der Korrelationskoeffizienten und der Standardabweichungen bei der Berechnung der Grundwasserganglinien im Testgebiet aus den Schreibpegelaufzeichnungen der Messtelle 608.216/7 im Jahr 1977



Im Testgebiet wurden deshalb weitere Regressionsanalysen basierend auf mehreren geeigneten Referenzpegeln (B-15.1) durchgeführt und die repräsentierten Teilgebiete aufgrund folgender vorgegebener Gütekriterien abgegrenzt (F-B 15.2 für 608.216/7):

1. $r \quad \geq 0.98$

2. $S_{i.j} \quad \leq 0.10$ m

Für einen zuverlässigen, langfristig gültigen Zusammenhang zwischen zwei Messreihen j und i ist zudem entscheidend, dass a_{ji}, in gewissem Masse auch r und $S_{j.i}$, zeitunabhängig sind. Am einfachsten wird dies geprüft, indem die drei Grössen für verschiedene Stichproben - wenn möglich sollte eine Stichprobe mindestens ein Jahr umfassen - ermittelt werden.

Die Zeitabhängigkeit von a_{ij} wurde mit einem dritten Gütekriterium untersucht, indem für die Streuung S_a der für die einzelnen Stichproben ermittelten a um den Mittelwert $\bar{a}$ gelten soll:

3. $S_a \quad \leq 10$ % von $\bar{a}$

Anhand der T-B 15.1 werden die drei Gütekriterien am Beispiel des Referenzpegels 608.216/7 und vier benachbarten Schreibpegeln diskutiert (F-B 15.2).

Bei der Ganglinie 610.216/13 sind die erforderlichen Gütekriterien in allen fünf Jahren erfüllt. Bei der Ganglinie 609.219/3 liegt der Korrelationskoeffizient lediglich im Jahr 1977 in der geforderten Grösse. Weitere Auswertungen zeigten, dass sich die Korrelation verbessern lässt, wenn die vorliegende Ganglinie aus zwei Referenzpegeln berechnet wird (B-15.3).

Bei der Ganglinie 608.219/28, welche im Exfiltrationsgebiet Utzenstorf liegt, sind die mittleren Abweichungen im Vergleich mit den anderen Messreihen zwar am kleinsten, die Korrelationskoeffizienten sind jedoch relativ klein und variieren, ebenso wie auch die a-Werte, über die Periode 1976 bis 1980 sehr stark. Für die Herleitung dieser Ganglinie eignen sich die Daten des betrachteten Referenzpegels nicht.

Ungünstig fallen die Resultate auch für die Messstelle 610.219/21 aus, deren Grundwasseranstiege fast ausschliesslich von direkter Grundwasserneubildung aus Niederschlag verursacht werden. Hier bewirkt das wechselhafte Niederschlagsgeschehen im Trockenjahr 1976 resp. in den Nassjahren 1977 bis 1980 gegenüber dem - vorwiegend von perkolativer Infiltration beeinflussten - Referenzpegel, dass r und a stark variieren.

Tab. B 15.1 Variation des Korrelationskoeffizienten r, des Proportionalitätsfaktors a und der mittleren Abweichung $S_{i.j}$ über die Jahre 1976 bis 1980 mit dem Referenzpegel 608.216/7 und vier Schreibpegeln im Gebiet südlich Utzenstorf

	WAB05 610.216/13	WAB06 609.219/3	WAB13 608.219/28	WAB23 610.219/21
1976 r	0.981	0.896	0.731	0.720
a	1.207	0.515	0.136	0.340
$S_{i.j}$ (m)	±0.058	±0.087	±0.031	±0.080
1977 r	0.996	0.987	0.756	0.969
a	1.189	0.537	0.074	0.698
$S_{i.j}$ (m)	±0.071	±0.060	±0.043	±0.121
1978 r	0.991	0.951	0.857	0.905
a	1.211	0.529	0.103	0.726
$S_{i.j}$ (m)	±0.080	±0.104	±0.035	±0.181
1979 r	0.993	0.967	0.877	0.957
a	1.330	0.609	0.095	0.911
$S_{i.j}$ (m)	±0.069	±0.069	±0.023	±0.120
1980 r	0.990	0.939	0.798	0.929
a	1.350	0.646	0.092	0.948
$S_{i.j}$ (m)	±0.068	±0.082	±0.059	±0.131

15.2.3 Charakteristische Teilgebiete

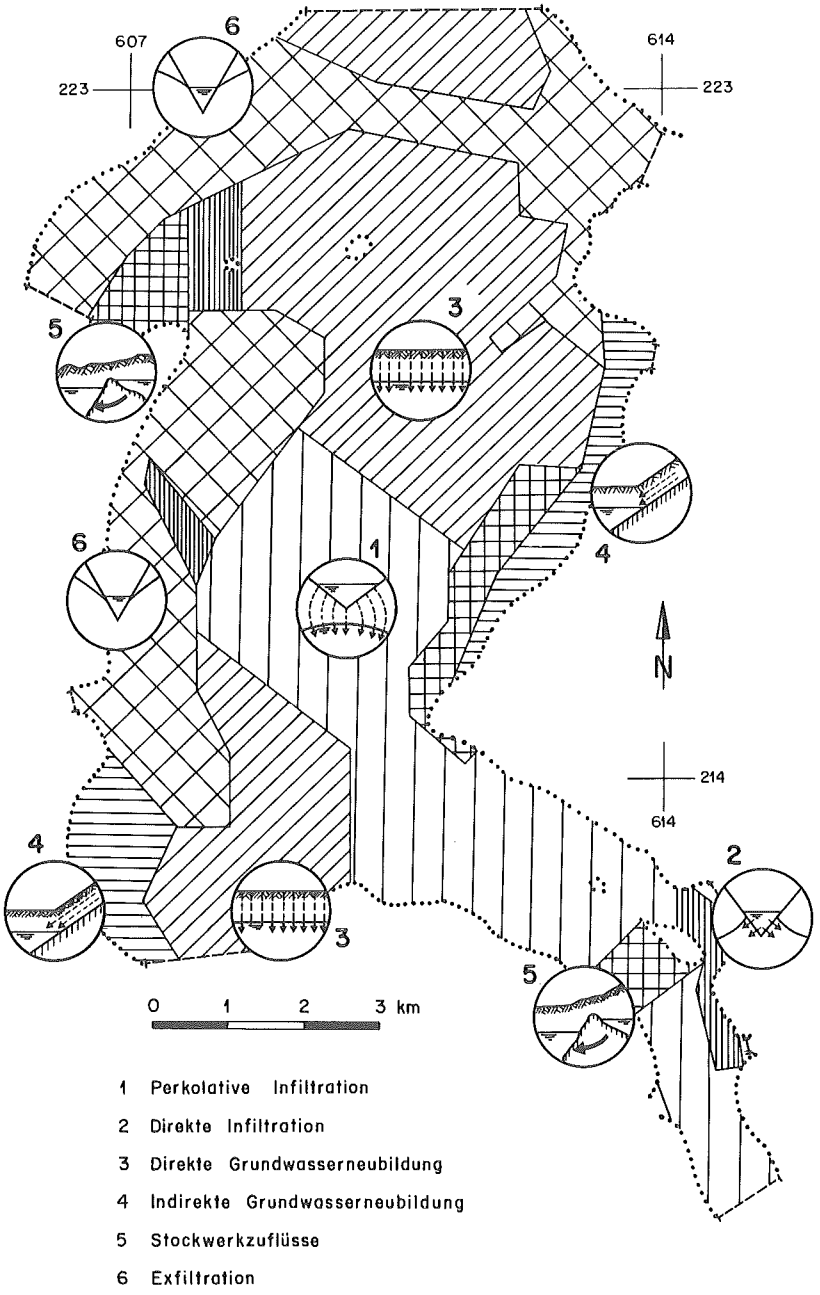
Basierend auf den oben definierten Gütekriterien und unter Beachtung der örtlichen Gegebenheiten, wie Ausdehnung von Exfiltrationssystemen, Flurabstandsverhältnissen usw., konnten Teilgebiete des Grundwasservorkommens abgegrenzt werden, welche jeweils von einem oder mehreren Referenzpegeln repräsentiert werden. In F-B 15.3 sind die im Testgebiet ausgeschiedenen Teilgebiete, insgesamt 15, dargestellt. Sie können besonders anschaulich anhand der Zu- oder Wegflüsse charakterisiert werden, welche innerhalb eines Teilgebietes die Grundwasserstandsbewegungen im wesentlichen dominieren (B-14.2.1).

15.2.4 Einfluss einer Zeitverschiebung auf die Korrelation

Die Reaktion des Grundwasserstandes auf die Aenderung der hydrologischen Bedingungen (Niederschlag, Trockenzeiten, Wasserführung der Oberflächengewässer usw.) verlaufen nicht im gesamten Grundwasservorkommen gleichzeitig in gleichem Masse. Deshalb wurde untersucht, wie weit sich die Korrelation zwischen zwei Messreihen i und j verbessern lässt, wenn in (15.1) eine Zeitverschiebung Δt_{ij} eingeführt wird.

$$h_{j(t+\Delta t_{ij})} = a_{ij} (h_{i(t)} - \bar{h}_i) + \bar{h}_j \qquad (15.3)$$

Fig. B 15.3 Teilgebiete mit unterschiedlichen dominanten Zu- oder Wegflüssen bzw. Grundwasserstandsbewegungen



Die optimale Korrelation wurde mittels Iteration ermittelt. Die Auswertungen, auf die hier nicht weiter eingetreten wird, zeigen, dass der mit der eingeführten Zeitverschiebung erzielbare Genauigkeitsgewinn innerhalb eines Teilgebietes vernachlässigbar klein ist.

15.3 Beschreibung der Grundwasserstandbewegungen an beliebigen Orten im Grundwasservorkommen

Der instationäre Verlauf des Grundwasserstandes an einem beliebigen Ort des Grundwasserleiters kann nun wie folgt berechnet werden:

Für jedes Teilgebiet werden ausgehend von den Referenzpegeln die Isolinien der Proportionalitätsfaktoren a ermittelt. Die Referenzpegel erhalten den Wert a = 1.

Ausgehend von einem z.B. aus einer Isohypsenkarte bekannten oder mit einer Einzelmessung ermittelten Grundwasserstand $h_{j(t)}$, lässt sich vorerst aufgrund (15.1) ein Mittelwert h_j berechnen:

$$\bar{h}_j = h_{j(t)} - a_{ij} (h_{i(t)} - \bar{h}_i) \qquad (15.4)$$

Dieser Mittelwert kann allenfalls mit periodischen Einzelmessungen noch genauer abgegrenzt werden (B-14.3.1). Mit (15.1) kann die Ganglinie $h_{j(t)}$ simuliert werden.

Im weiteren ermöglicht dieses Verfahren, Grundwasser-Extremstände in sämtlichen Punkten des Testgebietes objektiv hochzurechnen.

15.4 Herleitung der Grundwasserstandsschwankungen aus mehreren Referenzpegeln

An der Grenze zwischen zwei Teilgebieten ändert die Charakteristik der Grundwasserstandsbewegungen - je nach Wahl des Referenzpegels - sprunghaft. In Wirklichkeit verläuft jedoch der Uebergang von der Charakteristik eines Teilgebietes zu derjenigen eines benachbarten kontinuierlich. Es liegt deshalb nahe, solche Uebergangszonen unter Berücksichtigung mehrerer Referenzpegel zu behandeln. Von den einzelnen mit (15.1) berechneten Grundwasserständen ist ein gewichtetes Mittel zu bilden:

$$h_{j(t)} = \frac{\sum_{i=1}^{n} p_{ji} \; h_{ji(t)}}{\sum_{i=1}^{n} p_{ji}} \qquad (15.5)$$

$h_{ji(t)}$: mit Referenzpegel i berechneter Grundwasserstand in der Messstelle j

p_{ji} : Gewicht des Referenzpegels i

Als Gewichte werden zweckmässig die Reziprokwerte der Abstände d_{ji} gewählt:

$$p_{ji} = 1/d_{ji}$$

Dieses Verfahren wurde vor allem angewendet, um die Potentiale in denjenigen Modellknoten vorzugeben, welche auf den das Testgebiet begrenzenden Querprofilen liegen.

ABSCHNITT V: ZU- UND WEGFLUESSE

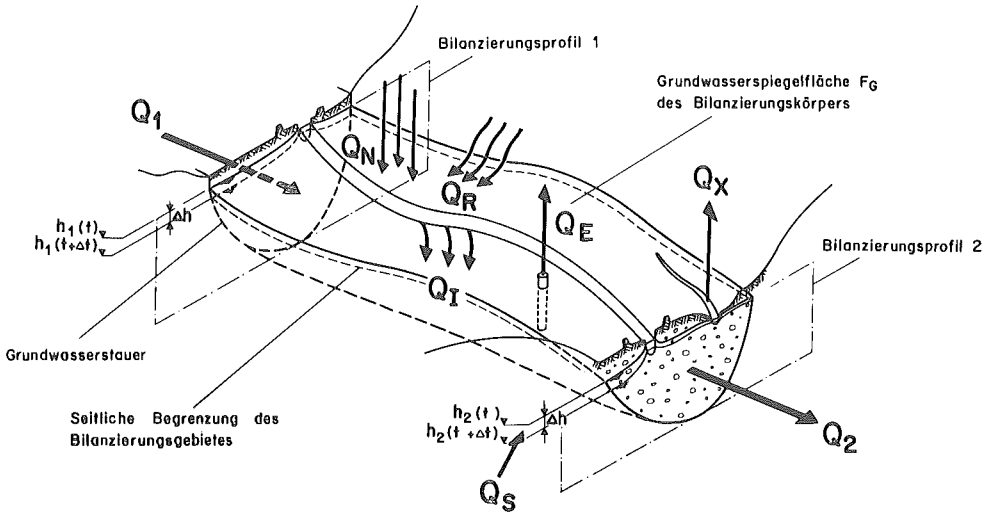
Kapitel 16: PROBLEMSTELLUNG, ZIELSETZUNG

Dargebotsstudien, Nutzungs- und Schutzkonzepte erfordern, dass nicht nur die Strömungsverhältnisse innerhalb des betrachteten Grundwasserleiters erkundet werden, sondern dass auch die Speisungs- und Zehrmechanismen des Grundwasservorkommens möglichst genau quantifiziert werden. Dies gilt insbesondere dann, wenn für die Grundwasserbilanzierung und die Ueberwachung des Grundwasservorkommens ein numerisches Grundwassermodell erstellt wird.

Um ein Grundwassermodell für Simulations- und Prognoserechnungen einsetzen zu können, muss es instationär geeicht werden. Wie in D-10 eingehend erläutert wird, genügt es für die Modelleichung nicht, lediglich die Grundwasserpotentiale in Raum und Zeit und die Durchlässigkeitsverteilung zu erkunden. Es ist auch unerlässlich, möglichst viele Zu- und Wegflüsse in ihrem instationären Verlauf zu kennen und diese entweder als Modellparameter (Inputdaten) oder als unabhängige Kontrollgrössen für die mit dem Modell berechneten Zu- und Wegflüsse heranzuziehen.

F-B 16.1 zeigt schematisch die Zu- und Wegflüsse in einem Grundwasserleiter. Oft können sie lediglich für bestimmte Zeitpunkte bestimmt werden. Ihr instationärer Verlauf muss deshalb indirekt mit geeigneten funktionalen Beziehungen aus hydrologischen Grundlagedaten hergeleitet werden, deren zeitliche Variation bekannt oder leicht bestimmbar ist. Das Ablaufschema in F-B 16.2 gibt einen generellen Einblick in diese Zusammenhänge. Es gilt nicht nur für die Zu- und Wegflüsse sondern auch, um Abflussmengen aus Wasserstandsaufzeichnungen (B-6.4.5), Grundwasserstände aus Referenzpegelaufzeichnungen (B-15) usw. instationär herzuleiten.

Fig. B 16.1 Zu- und Wegflüsse in einem Schotter-Grundwasserleiter



Q_1	=	Zufluss durch Bilanzierungsprofil 1
Q_2	=	Wegfluss durch Bilanzierungsprofil 2
Q_N	=	direkte Grundwasserneubildung aus Niederschlag
Q_R	=	indirekte Grundwasserneubildung (Randzuflüsse)
Q_I	=	Infiltration aus Oberflächengewässern
Q_X	=	Exfiltration von Grundwasser
Q_E	=	Grundwasserentnahmen
$h_{1,2}$	=	Grundwasserpotential im Bilanzierungsprofil 1 resp. 2
Δh	=	Aenderung des Grundwasserpotentials
Q_S	=	Speicher- bzw. Zehrmenge

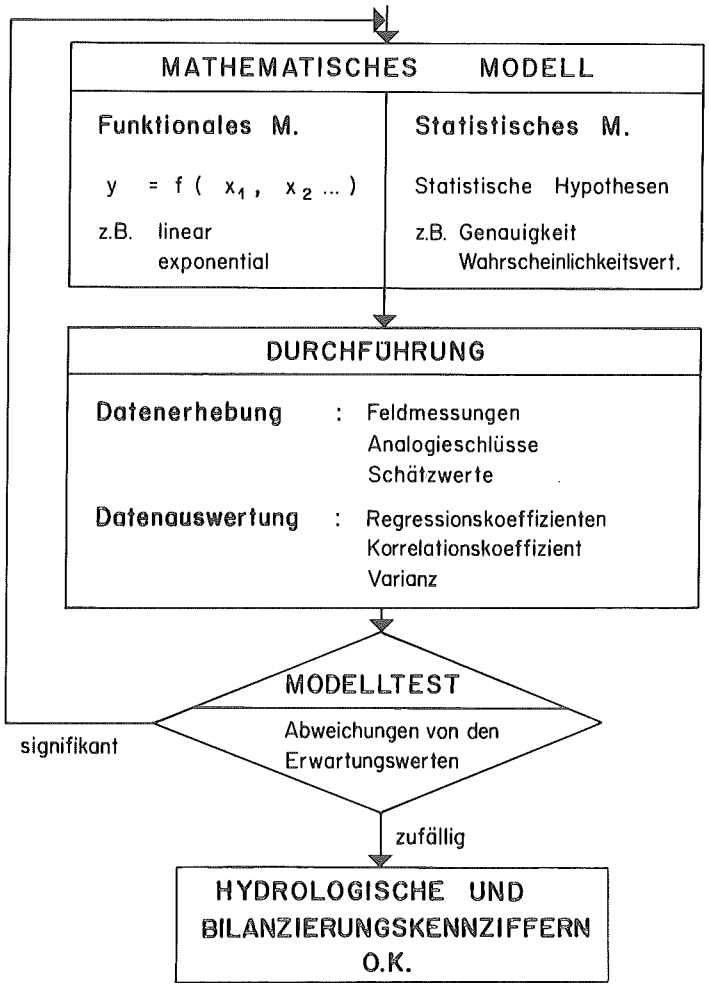
In einem ersten Schritt wird eine Modellvorstellung mathematisch formuliert und in ein funktionales und ein statistisches Modell aufgeteilt. Dies sollte erfolgen, bevor umfangreiche Messkampagnen durchgeführt werden und unbrauchbare Datenfriedhöfe vorliegen.

Das funktionale Modell formuliert den Zusammenhang zwischen einer gesuchten Kennziffer y und geeigneten hydrologischen Grundlagedaten x_1, x_2... Im statistischen Modell wird aufgrund von Erfahrungswerten die erwartete Genauigkeit der Beobachtungen (Erwartungswert der Varianz), ihre Wahrscheinlichkeitsverteilung usw. vorgegeben.

Die im funktionalen Modell benötigten hydrologischen Grundlagedaten werden für einzelne Zeitpunkte gemessen oder berechnet, miteinander korreliert und die Regressionskoeffizienten, der Korrelationskoeffizient und die Varianz ermittelt. Im Modelltest wird laufend geprüft, ob die realisierte Varianz signifikant oder lediglich zufällig von der erwarteten Varianz abweicht. Wenn die Abweichung signifikant ist, muss das mathematische Modell modifiziert

und die Datenerhebung und -auswertung entsprechend angepasst werden. Ist die Abweichung aufgrund der statistischen Hypothesen zufällig, besteht kein Grund, das mathematische Modell zu verwerfen. Die gesuchte Kennziffer kann in ihrem instationären Verlauf über die kontinuierlich erhobenen Grundlagedaten berechnet werden (F-B 11.2).

Fig. B 16.2 Herleitung des instationären Verlaufs von hydrologischen und Bilanzierungskennziffern aus bekannten hydrologischen Grundlagedaten und Messwerten (hydrologische Uebertragungsfunktion)



Im Rahmen der Modellstudie Emmental zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes in Lockergesteinen wurde deshalb der direkten Messung der Zu- und Wegflüsse aus bzw. in die Oberflächengewässer und damit den In- und Exfiltrationsmengen grosse Bedeutung beigemessen (B 10, 52). Die Forschungsarbeiten zeigten aber auch deutlich: Der Anteil der Niederschläge an der Grundwasserneubildung muss ebenfalls möglichst zuverlässig erfasst werden können. Daher wurden auch Methoden für die Bestimmung dieser Zuflüsse getestet und erweitert, welche sich für eine praktische Anwendung eignen und hinreichend genau sind (B 9).

B-17 bis 20 behandeln vor allem die messtechnischen und rechnerischen Methoden, welche diese Zu- und Wegflüsse im Testgebiet erfassen. Sie zeigen auch die endgültigen funktionalen Modelle. Auf die Transformation der ermittelten Daten in die für das Grundwassermodell benötigten Modell- bzw. Kontrollparameter wird in D-7.3 eingetreten.

Kapitel 17: IN- UND EXFILTRATION

Verschiedentlich wurde bereits darauf hingewiesen, dass die Strömungsverhältnisse in einem Grundwasserleiter nicht losgelöst von den Abflussverhältnissen in Oberflächengewässern betrachtet werden dürfen. Gewässerbette sind sehr selten völlig dicht. Die meisten Oberflächengewässer geben Wasser an den Grundwasserleiter ab (Infiltration) und werden von austretendem Grundwasser gespiesen (Exfiltration). Innerhalb einer Gewässerstrecke oder eines Gewässerquerschnittes können In- und Exfiltrationsbereiche auftreten.

In- und Exfiltration können, wie dies im Testgebiet der Fall ist, den Hauptanteil am gesamten Zu- resp. Wegfluss des Grundwasservorkommens bilden. Im Testgebiet exfiltrierten aus dem Grundwasserleiter zwischen Kirchberg und Gerlafingen 1976 bis 1980 im Mittel 5.0 m^3/s, d.h. 77 % des totalen Grundwasserdargebotes (D-4.3.3). Diese Bilanzierungsgrössen zuverlässig zu erfassen, ist daher wichtig.

Hier wird gezeigt, wie In- und Exfiltrationsmengen insbesondere in kleinen Flüssen und Quellbächen mit geringem Aufwand direkt gemessen und mit einfachen Beziehungen auch instationär berechnet werden können.

17.1 Allgemeines und Begriffe

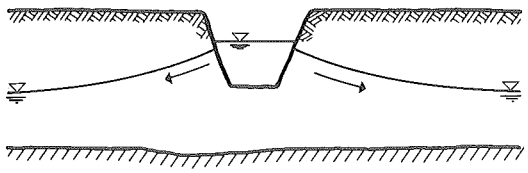
17.1.1 Infiltration aus Oberflächengewässern

Von direkter Infiltration sprechen wir, wenn der Grundwasserspiegel tiefer liegt als der Wasserspiegel des Oberflächengewässers und abgesehen von allfälligen Eintrittsverlusten, direkt an dieses anschliesst. Die Sickerströmung findet im gesättigten Teil des Grundwasserleiters statt. Die direkte Infiltration wechselt oft mit Exfiltration (B-17.1.2).

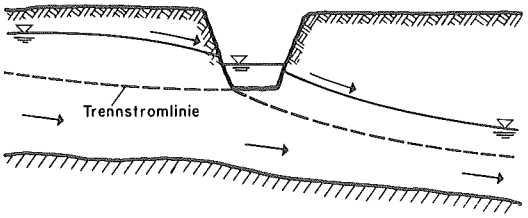
F-B 17.1 illustriert einige Beispiele direkter Infiltration mit gesättigter Infiltrationsströmung wechselnd mit Exfiltration.

Bei der direkten Infiltration beeinflusst der Oberflächenwasserstand als sog. Festpotential direkt die Infiltrationsleistung.

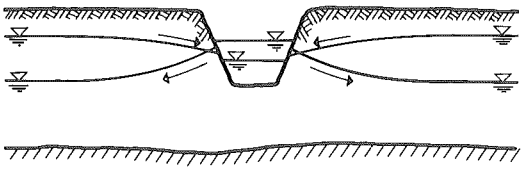
Fig. B 17.1 Direkte Infiltration (wechselnd mit Exfiltration)



Permanente Infiltration (a)



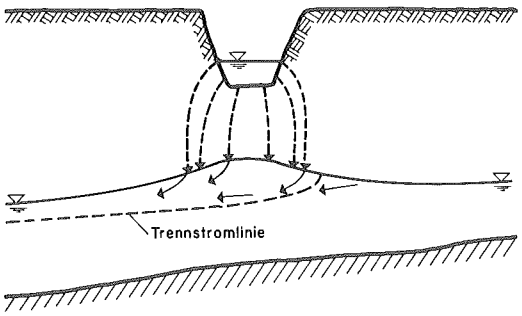
Exfiltration und Infiltration (b)



Infiltration oder Exfiltration je nach Wasserstand (c)

Perkolative Infiltration liegt vor, wenn der Grundwasserspiegel soweit unter dem Oberflächengewässer liegt, dass das infiltrierende Wasser vorwiegend vertikal durch die nicht gesättigte Ueberwasserspiegelzone dem Grundwasser zufliesst (F-B 17.2). Die Infiltrationsmenge ist bei der perkolativen Infiltration unabhängig von der Spiegellage des Grundwassers.

Fig. B 17.2 Perkolative Infiltration



Die Infiltration findet, abgesehen von Wehrumströmungen, vorwiegend längs bestimmter Flussabschnitte, sog. Infiltrationsstrecken statt. Sie hat den Charakter einer Linienquelle; bei breiten Flüssen, wie z.B. der Emme, müsste sogar von einer Streifenquelle gesprochen werden. Sie kann mengenmässig mit folgenden Begriffen beschrieben werden:

- Infiltrationsmenge Q_I (m^3/s)
  (gesamte Wassermenge, welche innerhalb eines Flussabschnittes von der Länge L_F infiltriert)

- Infiltrationsleistung $q_I = QI/L_F$ (m^3/sm')

  (Infiltrationsmenge pro Längeneinheit des Flussabschnittes)

- Infiltrationsrate $q_I = Q_I/L_FU$ (m^3/sm^2)

  (Infiltrationsmenge pro benetzter Flächeneinheit des Flussabschnittes; U = mittlerer benetzter Umfang)

17.1.2 Exfiltration von Grundwasser

Grundsätzlich lassen sich drei Exfiltrationsarten unterscheiden:

- Grundwasseraustritte an die Erdoberfläche in verteilter Form oder als örtlich begrenzte Quellen (B 18).

- Grundwassereintritte in Oberflächengewässer in verteilter Form (Exfiltrationsstrecken) oder als Grundquellen (B 18).

- Austritte in Drainagen.

Quantitativ kann die Exfiltration mit folgenden Grössen beschrieben werden:

- Exfiltrationsmenge Q_X (m^3/s)
  (gesamte, in einen Grundwasseraustritt, einen Flussabschnitt der Länge L_F oder in ein Drainagesystem exfiltrierende Grundwassermenge)

- Exfiltrationsleistung $q_X = Q_X/L_F$ (m^3/sm')

  (Exfiltrationsmenge pro Längeneinheit des Gewässerabschnittes)

- Exfiltrationsspende $q_X = Q_X/F_n$ (m^3/sm^2)

  (Exfiltrationsmenge pro Flächeneinheit des Drainagesystems).

17.2 Erkundung und Messung

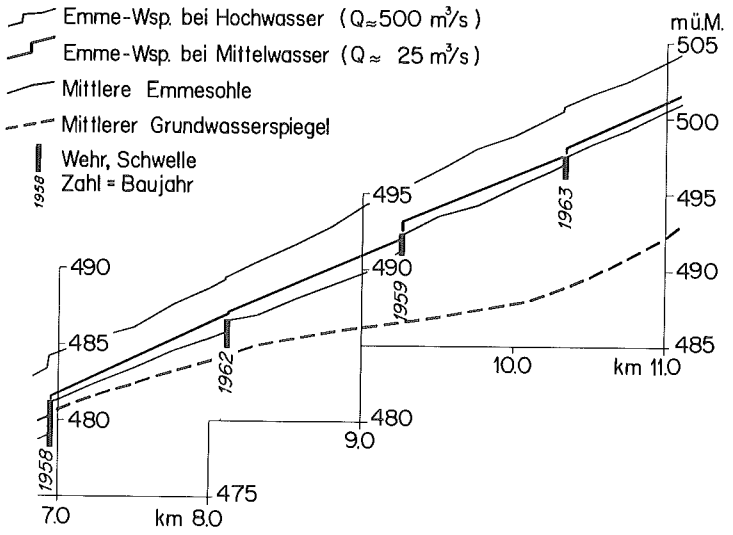
17.2.1 In- und Exfiltrationsstrecken

Entlang eines Oberflächengewässers können mehrere der aus F-B 17.1 und 2 ersichtlichen Strömungsfälle auftreten. Vielfach sollten insbesondere für

ein Grundwassermodell die In- und Exfiltrationsleistungen abschnittsweise möglichst differenziert bekannt sein. Es ist daher wichtig, anhand von Wasserstandsmessungen die In- und Exfiltrationsstrecken zuverlässig abzugrenzen. Dafür muss das Messstellennetz so angelegt sein, dass die Wasserstände bei allen Unstetigkeitsstellen wie Wehre, Flussverzweigungen, Flusseinmündungen usw. sowohl im Oberflächengewässer als auch im anliegenden Grundwasserleiter eingemessen werden können. Bei perkolativer Infiltration kann das Grundwasser-Messstellennetz längs der Oberflächengewässer weitmaschiger angeordnet werden. Wasserstandsmessungen in der nicht gesättigten Ueberwasserspiegelzone sind meistens nicht möglich.

Wichtige Informationen über die In- und Exfiltrationsverhältnisse lassen sich gewinnen, wenn das Flussnetz mit Längsprofilen, bei breiten Flüssen auch mit Querprofilen, vermessen und die Gewässersohle mit der Lage des Grundwasserspiegels verglichen wird. F-B 17.3 zeigt einen Ausschnitt aus dem Längenprofil der Emme für den Flussabschnitt km 7 bis km 11. Die Emmesohle befindet sich bei km 11 ungefähr 7 m, bei km 7 ungefähr 1 m über dem mittleren Grundwasserspiegel. Das bedeutet, dass in diesem Gewässerabschnitt bei dieser Grundwasserspiegellage die Infiltration perkolativ erfolgt.

Fig. B 17.3 Längenprofil der Emme von km 7 bis km 11



Schlüsse über die Beziehung zwischen Oberflächen- und Grundwasser können unter gewissen Voraussetzungen auch aus der Verteilung von natürlichen physikalischen und chemischen Tracern (B-21 und 22), der Charakteristik von Grundwasserganglinien nahe von Oberflächengewässern (B-14.2) und mit anderen indirekten Methoden (B-17.6) gezogen werden.

17.2.2 Exfiltrationsgebiete

Exfiltrierendes Grundwasser strömt oft nicht nur einem einzelnen Gerinne zu, sondern tritt flächenmässig in einem komplexen System von Grundwasseraustritten aus dem Aquifer. Hier können die Strömungsverhältnisse nur mit einem ausgedehnten Wasserstands-Messstellennetz im Detail erfasst werden (B7; D-3.2).

17.2.3 Messung der In- und Exfiltrationsmengen

Gelingt es, für einen Gewässerabschnitt alle oberirdischen Zu- und Wegflüsse zu messen, kann aus der Abflussbilanz die in- oder exfiltrierende Wassermenge oder die entsprechende Ueberschussmenge berechnet werden. Für eine Gewässerstrecke sind mindestens zwei, meistens mehrere Messprofile für die Differenzmessung notwendig. Bei Quellbächen und Drainagen genügt oft ein einziges Messprofil resp. eine Messstelle, um die Exfiltrationsmenge zu messen.

Differenzmessungen sind nur dann sinnvoll, wenn die Differenzmenge signifikant grösser ist als ihr mittlerer Fehler σ_D. Für eine Flussstrecke ergibt sich σ_D aus den Messfehlern $\bar{\sigma}_o$ und $\bar{\sigma}_u$ in den beiden Messprofilen, vgl. (6.10).

$$\sigma_D = \pm \sqrt{\bar{\sigma}_o^2 + \bar{\sigma}_u^2} \qquad (17.1)$$

$\bar{\sigma}_o$ und $\bar{\sigma}_u$ sind unabhängig vom gewählten Messverfahren.

Für diese Messungen hat sich im Testgebiet der Tauchstab bewährt (B-6.4).

Gemäss F-B 6.9 beträgt zwischen 0.7 $m^3/s < Q_{o,u} < 7$ m^3/s der mittlere Fehler einer Tauchstab-Doppelmessung weniger als $\pm$ 3 % der Abflussmenge. Mit zwei Messprofilen liegt σ_D bei ca. $\pm$ 4 %. Um eine Differenzmenge für ein Signifikanzniveau von 95 % nachweisen zu können, sollte sie demnach zumindest etwa 10 % der Abflussmenge betragen. Die Messprofile müssen deshalb in genügend grossem Abstand voneinander angeordnet werden, damit das Messresultat eindeutig wird.

Oft kann diese Bedingung nicht eingehalten werden, weil die In- oder Exfiltrationsstrecken zu kurz sind, sich folgen oder kombiniert vorliegen. Dies verunmöglicht, die In- und die Exfiltrationsmenge getrennt zu messen, und innerhalb der Messprofile ergibt sich lediglich der In- oder Exfiltrationsüberschuss.

Im Testgebiet konnten zuverlässige Differenzmessungen in kleinen Bächen und vor allem in der Emme zwischen Kirchberg und Schalunen (Infiltration perkolativ) durchgeführt werden. In T-B 17.1 sind die während der Untersuchungs-

periode durchgeführten Infiltrationsmessungen in den Emme-Abschnitten zwischen km 9 bis km 11 und km 7 bis km 9 aufgelistet, die Infiltrationsleistungen und -raten für die effektive Wassertemperatur der Emme sowie für eine Einheitstemperatur von 10^{o} C angegeben.

Tab. B 17.1 Infiltrationsleistung und -rate bei Nieder- und Mittelwasserabflüssen für die Emme-Flussabschnitte km 9 bis 7 und 11 bis 9

Datum / Zeit der Tauchstabmessungen	Abflussmengen					Infiltrations-				Infiltrations-	
	Oben	Unten	Mittel	Differenz	Mittlerer benetzter Umfang	Strecke	Leistung	Rate	Flusswasser-Temperatur	Leistung	Rate
	Q_O	Q_U	Q_M	Q_D	U	l	q'_I	q_I	T	q'_I (10^{o})	q_I (10^{o})
	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m	m	$\frac{10^{-5} m^3}{s m^1}$	$\frac{10^{-5} m^3}{s m^2}$	^{o}C	$\frac{10^{-5} m^3}{s m^1}$	$\frac{10^{-5} m^3}{s m^2}$
Flussabschnitt Emme-km 11 bis 9; Abflussprofil Oben: 610.215/29, -Unten: 608.216/17											
20.10.1976/14.30-16.25	1.279	0.905	1.092	0.374	13.0	2010	18.6	1.4	10	18.6	1.4
28.10.1976/14.40-16.10	0.352	0.034	0.193	0.318	9.0	2010	15.8	1.8	10	15.8	1.8
21.10.1977/10.30-14.00	2.140	1.504	1.822	0.636	15.2	2220	28.6	1.9	10	28.6	1.9
13.10.1978/09.50-11.30	1.856	1.391	1.623	0.465	14.7	2010	23.1	1.6	10	23.1	1.6
24.10.1978/14.30-16.00	4.130	3.471	3.800	0.659	16.4	2010	32.8	1.8	10	32.8	1.8
09.11.1978/14.50-15.30	0.999	0.614	0.807	0.385	11.7	2000	19.3	1.6	5	22.4	1.9
05.06.1979/14.10-16.40	6.932	6.334	6.633	0.598	20.8	2150	27.8	1.3	15	24.5	1.2
27.07.1979/13.05-13.32	0.983	0.310	0.646	0.684	11.0	2050	33.4	3.1	25	22.7	2.1
06.08.1979/10.30-12.10	1.853	1.263	1.558	0.590	14.6	2050	28.8	2.1	18	23.3	1.6
Flussabschnitt Emme-km 9 bis 7; Abflussprofil Oben: 608.216/17, -Unten: 607.217/65											
20.10.1976/15.50-18.00	0.905	0.572	0.739	0.333	11.3	2110	15.8	1.4	10	15.8	1.4
21.10.1977/13.30-14.50	1.504	1.096	1.300	0.408	13.3	1960	20.8	1.5	10	20.8	1.5
25.07.1978/09.30-12.15	7.492	6.746	7.119	0.746	21.1	1830	40.8	1.9	18	33.0	1.6
13.10.1978/11.00-12.25	1.391	0.953	1.172	0.439	13.3	2030	21.6	1.6	10	21.6	1.6
09.11.1978/15.00-16.35	0.614	0.417	0.516	0.196	9.8	2030	9.7	1.0	5	11.3	1.1
27.07.1979/14.08-14.37	0.310	0.000	0.155	0.310	9.0	1400	22.1	2.3	25	15.0	1.6
06.08.1979/11.40-13.32	1.263	0.735	0.999	0.528	12.7	2090	25.3	2.0	20	19.5	1.5

Es hat sich gezeigt, dass in diesen Flussabschnitten bei Abflüssen über 7 m^3/s die Infiltrationsmengen mit Differenzmessungen nicht mehr zuverlässig bestimmt werden können. Dies aus folgendem Grund: Mit steigender Abflussmenge nimmt der mittlere Fehler einer Differenzmessung mit dem Tauchstab exponentiell zu (F-B 6.9), währenddem die Infiltrationsmenge lediglich logarithmisch anwächst; sie ist daher bei Abflüssen über 7 bis 10 m^3/s signifikant kleiner als der Bestimmungsfehler.

In den Exfiltrationsgebieten des Unteren Emmentales wurden in den Jahren 1976 bis 1980 mehrere Hundert Einzelabfluss- und Differenzmessungen grösstenteils mit dem Tauchstab durchgeführt. Die jeweils innerhalb der Exfiltrationsgebiete erstellten Abfluss-Messstellennetze erlaubten, die Gesamtmenge des exfiltrierenden Grundwassers räumlich zu diskretisieren.

F-B 17.4 zeigt als Beispiel das Abflussmessstellennetz im Exfiltrationsgebiet Urtenen mit den Resultaten einer Abfluss-Messkampagne vom 26.9.1980. Das Oberflächenwassersystem lässt sich in folgende vier Abschnitte gliedern:

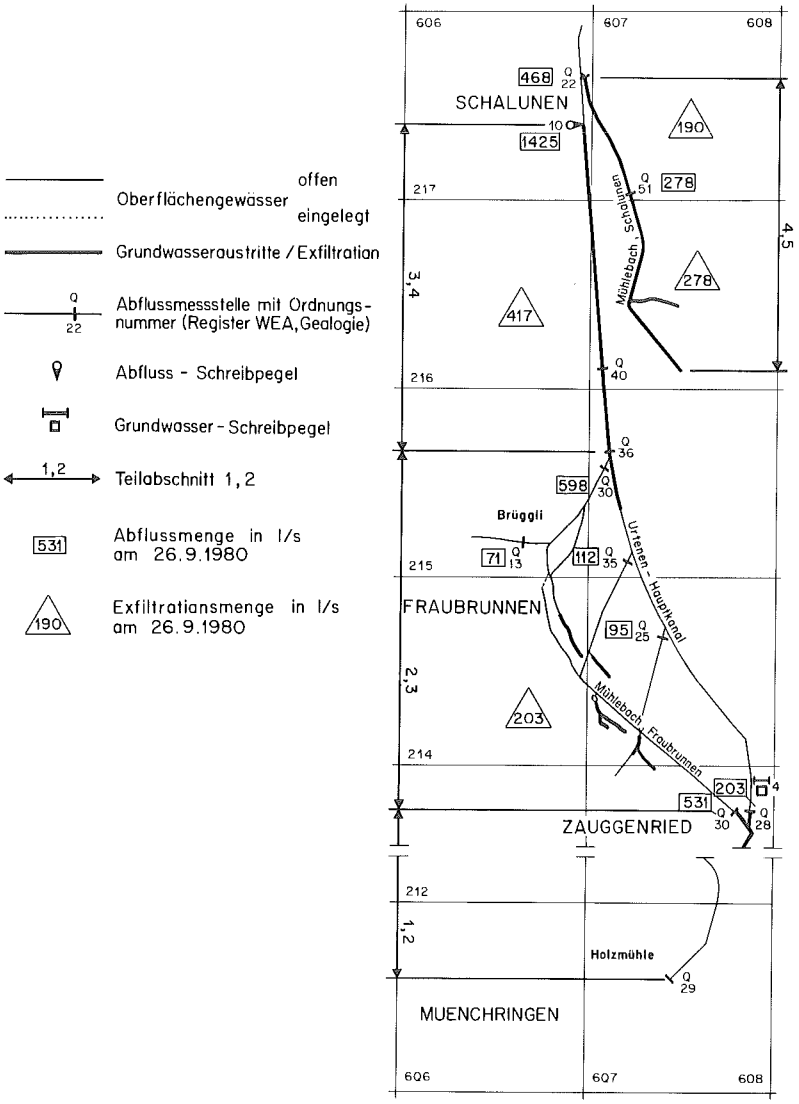
- Abschnitt 1, 2: Urtenen vom Eintritt ins Testgebiet bis zur Verzweigung in Zauggenried.

- Abschnitt 2, 3: Urtenen, unterteilt in den Mühlebach, Fraubrunnen, und den Hauptkanal. In den letzteren werden vier Grundwasseraustritte abgeleitet.

- Abschnitt 3, 4: Zusammenfluss Mühlebach, Fraubrunnen, Urtenen-Hauptkanal bis Abfluss-Schreibpegel (606.217/19) in Schalunen.

- Abschnitt 4, 5: Mühlebach, Schalunen. Als Quellbach führt er ausschliesslich Grundwasser, welches längs des Gerinnes in das angeschlossene Drainagesystem exfiltriert.

Fig. B 17.4 Exfiltrationsgebiet Urtenen mit den Resultaten der Abflussmesskampagne vom 26.9.1980



Um ausreichende Grundlagen für das Grundwassermodell zu beschaffen, sind die Abschnitte 2,3 bis 4,5 noch mit weiteren Abflussmessstellen unterteilt worden, welche die in B-17.2 und 6.4.3 beschriebenen Kirterien berücksichtigen.

Die am 26.9.1980 innerhalb der Abschnitte 2,3 bis 4,5 gemessene Exfiltrationsmenge beträgt 1088 l/s. Obwohl die einzelnen Abschnitte praktisch gleichlang sind, erhalten sie unterschiedliche Exfiltrationsmengen:

Abschnitt 2,3 :	19 %
Abschnitt 3,4 :	38 %
Abschnitt 4,5 :	43 %

17.3 Bestimmung der Infiltration bei Hochwasserabflüssen

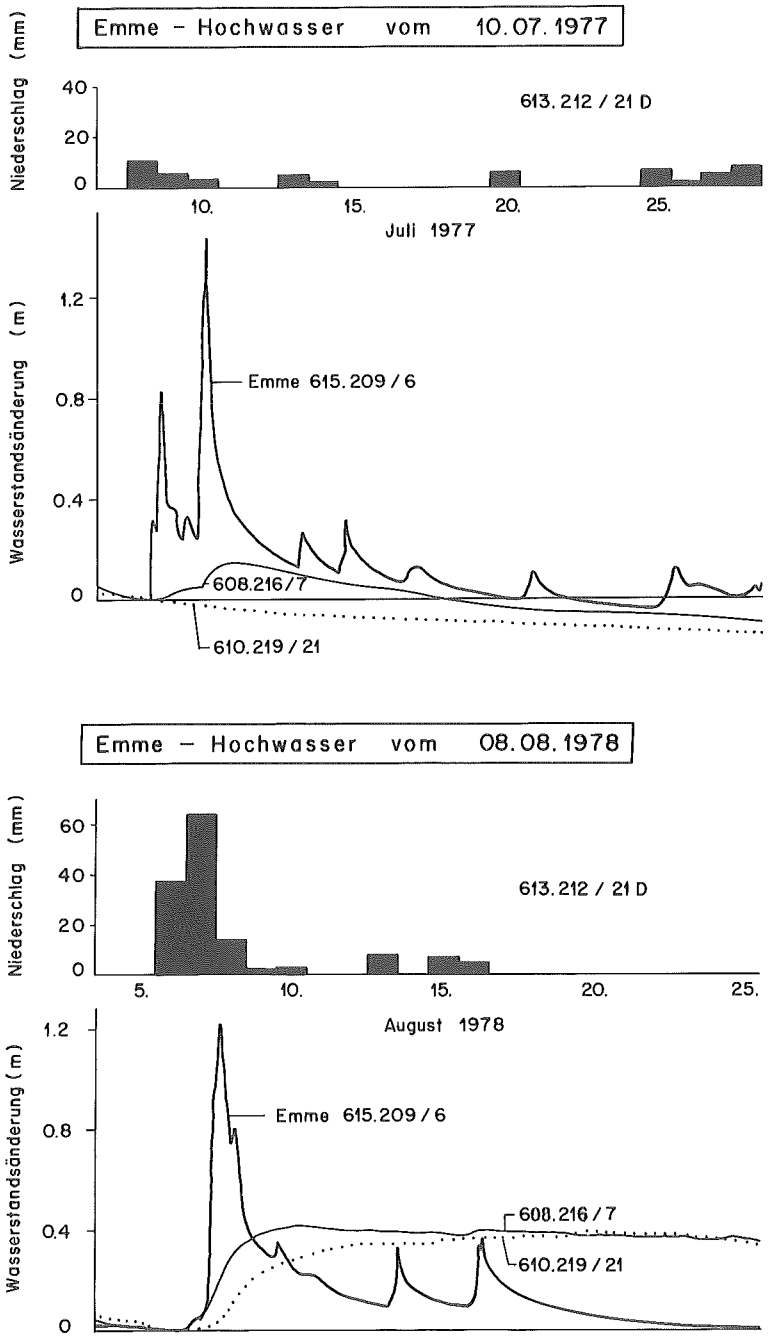
Bei Mittel- und Hochwasserabflüssen lassen sich die Infiltrationsmengen oft nicht mehr mit Differenzmessungen ermitteln. Im folgenden wird am Beispiel der Emme gezeigt, wie bei perkolativen Infiltrationsstrecken die Infiltrationsmengen bei Hochwasserabflüssen aus dem gemessenen Spiegelanstieg im angrenzenden Grundwasserleiter bestimmt werden können. Vorerst wird das Auswertprinzip erläutert und anschliessend der Zusammenhang zwischen Infiltrations- und Abflussmenge diskutiert, welcher die Grundlage bildet, den zeitlichen Verlauf der Infiltration herzuleiten.

17.3.1 Grundwasserspiegelanstieg infolge Infiltration

Hochwasserereignisse sind oft mit massiven Niederschlägen im Untersuchungsgebiet verbunden. Im Grundwasser überlagern sich deshalb normalerweise die durch Flusswasser-Infiltration bzw. durch Niederschlagsversickerung verursachten Anstiege. In gewissen Fällen gelingt es jedoch, die Einflüsse aus Infiltration von denen aus Niederschlag zu trennen. In F-B 17.5 sind für zwei Hochwasserereignisse die Niederschlagshöhen und die Ganglinien der Emme und zweier Grundwasser-Schreibpegel, welche sich in unterschiedlicher Distanz zur Emme befinden, aufgezeichnet.

Beim ersten Hochwasserereignis vom 10.7.1977 registrierte die eidg. Messstation Emme-Wiler (608.223/7E) 390 bis 440 m^3/s. Es handelt sich um das zweitgrösste Hochwasser seit diese Messstation (ab 1921) betrieben wird. Es entstand wegen eines massiven Gewitterregens, der ausschliesslich auf das Einzugsgebiet der Emme oberhalb des Testgebietes fiel. Im Unteren Emmental regnete es, wie die SMA-Station Burgdorf zeigt, nur sehr wenig. Der Grundwasser-Schreibpegel 610.219/21, welcher ca. 3800 m von der Infiltrationsstrecke (Emme: km 11 bis km 7) entfernt liegt, reagierte weder auf die unbedeutenden Niederschläge noch auf die Emme-Infiltration. Dagegen stieg der Grundwasserspiegel 450 m von der Emme entfernt in der Messstelle 608.616/7 deutlich. Diese und weitere Ganglinien zeigen: Lediglich das Emme-Hochwasser führte zur Grundwasserneubildung; der Grundwasser-Anstieg in den unmittelbar an der Emme gelegenen Messstellen setzte kaum eine Stunde später als das Hochwasser ein.

Fig. 17.5 Vergleich der Niederschlagshöhen, der Ganglinien der Emme und zweier Grundwasser-Schreibpegel mit unterschiedlichem Abstand von der Emme für zwei Hochwasserereignisse



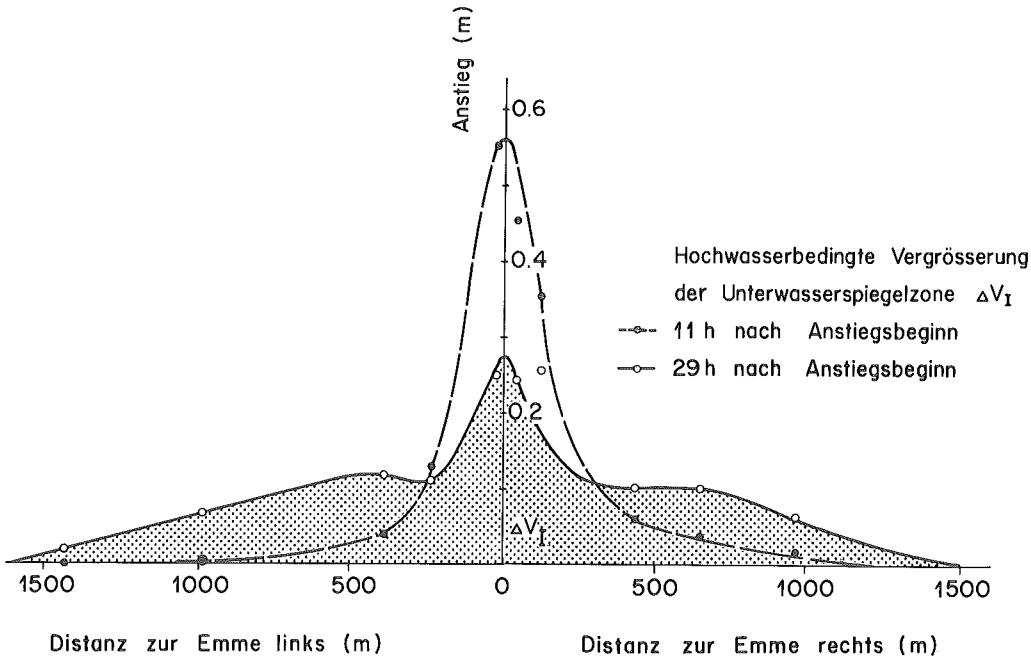
Ein weiteres Emme-Hochwasser, welches jedoch von massiven Niederschlägen im Untersuchungsgebiet begleitet war, ereignete sich am 8.8.1978. Die Messstation Emme-Wiler registrierte maximal 360 bis 400 m^3/s. Wie aus F-B 17.5 ersichtlich, stiegen die Wasserstände in den beiden Grundwasserbeobachtungsstellen beachtlich, was zusätzlich zur Infiltration auf eine massive Niederschlagsversickerung hindeutet. Die beiden Einflüsse können nicht auseinander gehalten werden.

17.3.2 Berechnung der Infiltration aus dem Grundwasserspiegelanstieg

Die Berechnung der hochwasserbedingten Mehrinfiltration soll am Beispiel des erwähnten Hochwassers vom 10.7.1977 gezeigt werden.

In F-B 17.6 wurden die Grundwasseranstiege quer zur Infiltrationsstrecke der Emme aufgetragen.

Fig. B 17.6 Emme-Hochwasser vom 10.7.1977: Hochwasserbedingte Vergrösserung der Unterwasserspiegelzone



Zwei Zeitpunkte, 11 h und 29 h nach Beginn des Emme-Anstiegs, zeigen die zur Emme symmetrischen Infiltrationsberge. Nach 29 h hat sich das Unterwasserspiegelvolumen um 205 m^3 pro Laufmeter Emme vergrössert. Mit dem Speicherkoeffizient, er beträgt im Infiltrationsgebiet der Emme etwa 12 %, lässt sich die mittlere hochwasserbedingte Mehrinfiltrationsleistung $\Delta q_I^{\cdot}$ berechnen:

$$\Delta q'_I = \frac{\Delta V_I \; S}{\Delta t \quad l} \qquad (m^3/sm^1) \qquad (17.2)$$

ΔV_I = Hochwasserbedingte Vergrösserung der Unterwasserspiegelzone

Δt = Anstiegsdauer

S = Speicherkoeffizient

l = Bezugslänge des Flussabschnittes

Es ist zu beachten, dass den Grundwasseranstiegen jeweils die natürlichen Feldbewegungen zu überlagern und bei der Berechnung von ΔV_I zu berücksichtigen sind. Um die gesamte, während eines Hochwasserereignisses infiltrierende Wassermenge zu ermitteln, ist $\Delta q'_I$ zur Basisinfiltrationsleistung q'_{I_0} zu addieren, welche vor dem Hochwasser vorhanden war. Die Basisinfiltration wird aufgrund der für Nieder- und Mittelwasser mit Differenzmessungen belegten Beziehung zwischen Abflussmenge und Infiltrationsleistung berechnet (B-17.4).

Die Gesamtinfiltration q'_I ergibt sich somit zu:

$$q'_I = q'_{I_0} + \Delta q'_I \qquad (17.3)$$

Um ein umfassendes Bild der Infiltrationsverhältnisse zu gewinnen, müssen verschiedene Hochwasserabflüsse untersucht werden. Dafür eignen sich vor allem Hochwasserabflüsse in niederschlagsfreien Perioden. Diese treten nur bei lokalen Gewitterregen und Schneeschmelzen oberhalb der Infiltrationsstrecken auf. Sie sind deshalb relativ selten.

Im Testgebiet war es möglich, auch Hochwasserereignisse beizuziehen, die von Niederschlägen im Untersuchungsgebiet begleitet waren. Die Emmesohle liegt im Infiltrationsgebiet zwischen Kirchberg und Aefligen durchschnittlich etwa drei bis vier Meter unter der umliegenden Terrainoberfläche. Das Sickerwasser aus den Niederschlägen erreicht erst mit einer Verzögerung von 24 bis 48 Stunden den Grundwasserspiegel (B-18.3.4, F-B 18.7). Damit gelang es, für klar definierte Ereignisse, denen mehrere niederschlagsfreie Tage vorangingen bzw. folgten und die nicht länger als ein bis zwei Tage dauerten, den Anstieg bedingt durch die Infiltration, welcher ca. 1 h nach Hochwasserbeginn einsetzt, von demjenigen erzeugt durch Niederschläge, zu trennen.

T-B 17.2 gibt eine Uebersicht über die ausgewerteten Hochwasserereignisse.

Tab. B 17.2 Infiltrationsleistung und -rate bei Hochwasserabflüssen für den Emme-Flussabschnitt km 7 bis km 11

Datum, Zeit	t_o	Δt	ΔV_I	$\Delta q_I'$	Q_o	$\overline{Q_{HQ}}$	q_{I_o}' $q_{I_o}'+\Delta q_I'$		T	$q_I'(10^oC)$	$q_I(10^oC)$
		(h)	(m^3/m')	($10^{-5}m^3/sm$)	(m^3/s)	(m^3/s)	($10^{-5}m^3/sm$)		(°C)	($10^{-5}m^3/sm$)	($10^{-5}m^3/sm^2$)
01.-09.05.1976	01.05.,1200	192	406	7.0	6.5	11	33.1	40.1	10.0	40.1	1.8
08.-09.07.1977	08.07.,1800	37	203	18.3	7.5	47	34.1	52.4	13.5	47.7	1.6
10.-11.07.1977	10.07.,0700	29	205	23.5	27.5	150	43.0	66.5	13.5	60.5	1.8
08.-11.07.1977	08.07.,1800	66	451	22.8	7.5	92	34.1	56.9	13.5	51.8	1.6
22.-24.05.1978	22.05.,1700	55	215	13.1	23.5	102	41.9	55.0	10.5	54.5	1.7
07.-08.06.1978	07.06.,2300	25	89	11.9	11.5	49	37.0	48.9	16.0	42.1	1.4
01.-02.07.1978	30.06.,1900	53	170	10.7	9.5	40	35.7	46.4	15.0	40.8	1.4
17.-18.10.1978	17.10.,1900	29	64	7.4	2.3	9.5	26.0	33.4	11.0	32.4	1.5
22.-24.10.1978	22.10.,0800	64	250	13.1	2.3	28.5	26.0	39.1	9.0	40.3	1.5

17.4 Zeitliche Veränderung der Infiltration

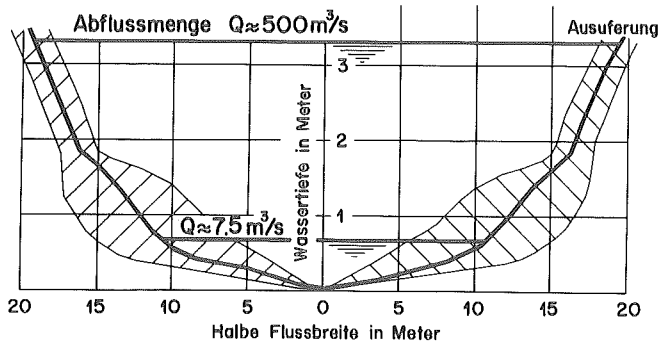
Mit den in B-17.2 und 3 beschriebenen Methoden können lediglich Infiltrationsleistungen für bestimmte Zeitpunkte ermittelt werden. Es wurde deshalb versucht, das instationäre Verhalten der Infiltrationsleistung aus bekannten Zeitreihen massgebender Einflussgrössen herzuleiten. Im folgenden werden, wiederum am Beispiel der Emme, für die perkolativen Infiltrationsverhältnisse zwischen km 7 und km 11, die wichtigsten erläutert und der instationäre Gang der Infiltrationsleistung hergeleitet.

17.4.1 Einfluss der Abflussmenge auf den benetzten Umfang

Bei perkolativen Infiltrationsstrecken ist es naheliegend zu vermuten, dass die Versickerungsmenge abhängig ist von der verfügbaren Versickerungsfläche. Letztere ist umso grösser, je grösser der benetzte Umfang des durchlässigen Flussbettes ist (B 52).

Die Emme fliesst auf den perkolativen Infiltrationsstrecken in einem Ende des letzten Jahrhunderts begradigten Flussbett aus sandigen Kiesen mit zahlreichen Komponenten der Steinfraktion. Die Böschungen sind teilweise bewachsen, in verschiedenen Abschnitten mit einem Blockwurf versehen. In Niederwasserperioden mäandriert die Emme innerhalb der beiden stabilen Böschungen ähnlich einem natürlichen Wasserlauf, ist örtlich und zeitlich unterschiedlich breit und tief, benetzt teilweise auch das gesamte Gewässerbett.

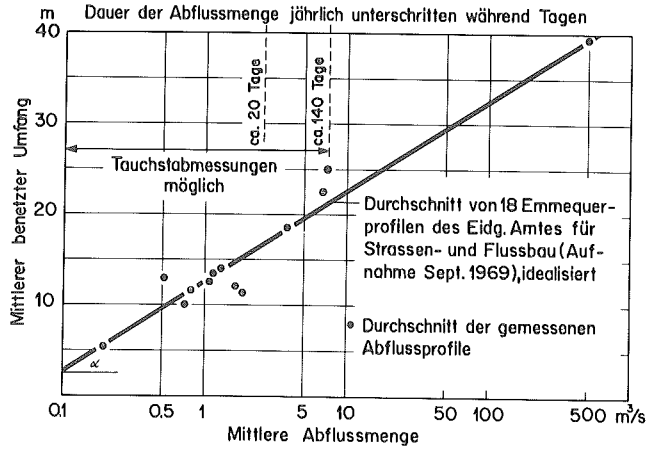
Fig. B 17.7 Mittleres Querprofil der Emme, km 7 bis km 11



Das in F-B 17.7 dargestellte mittlere Gewässerbett der Emme wurde anhand der Durchschnittswerte von achtzehn Querprofilen (B 23) konstruiert. Bei ungefähr zwei Dritteln der Querprofile liegt das Gewässerbett innerhalb der schraffierten Fläche. Die Flussbreite variiert besonders stark, wenn sie im Mittel unter dreissig Meter liegt, d.h. bei kleinen bis mittleren Abflussmengen.

Der mittlere, benetzte Umfang (Sohle und benetzte Böschungen) steht in einem engen Zusammenhang zur Abflussmenge.

Fig. B 17.8 Mittlerer benetzter Umfang der Emme in Abhängigkeit der mittleren Abflussmenge im Flussabschnitt km 7 bis km 11

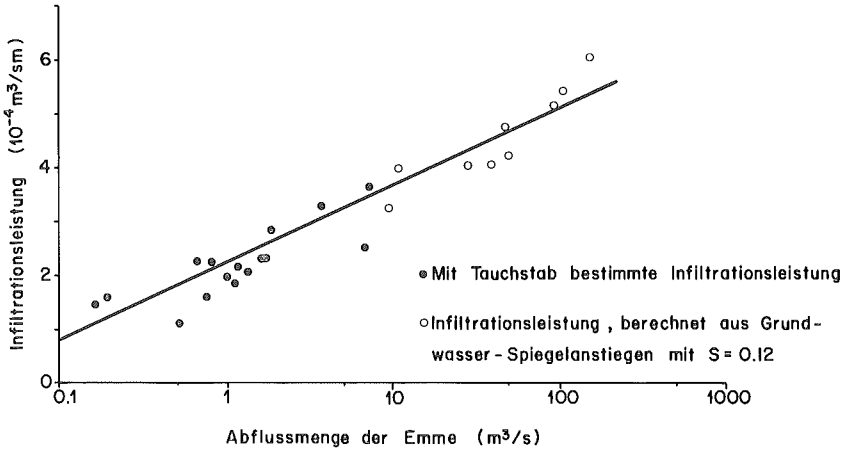


Wie aus F-B 17.8 hervorgeht, fliesst im erwähnten Emme-Abschnitt durchschnittlich während drei Wochen pro Jahr eine Wassermenge von weniger als 3 m^3/s (B 45). Die in Niedrigwasserperioden durchgeführten Abflussmengenmessungen zeigen, dass dann der mittlere benetzte Umfang ungefähr der durchschnittlichen Spiegelbreite entspricht und unter 17 Meter liegt. Mittlere benetzte Umfänge von 20 bis 30 Meter sind repräsentativ für Mittelwasserperioden, solche über 30 Meter entsprechen Hochwasserabflüssen.

17.4.2 Einfluss der Abflussmenge auf die Infiltrationsleistung

Die gefundenen Zusammenhänge zwischen Abflussmenge und benetztem Umfang ermöglichen zusammen mit den gemessenen und indirekt bestimmten Infiltrationsmengen, die Infiltrationsleistung zu berechnen und mit der Abflussmenge zu verbinden. In F-B 17.9 wurden die 16 direkt gemessenen und die 9 für Hochwasserabflüsse hergeleiteten Infiltrationsleistungen für die entsprechenden Abflussmengen aufgetragen. Deutlich zeigt sich, dass zwischen der Abflussmenge der Emme und der Infiltrationsleistung eine signifikante, in halblogarithmischer Darstellung lineare Korrelation besteht.

Fig. B 17.9 Beziehung zwischen Abfluss und Infiltrationsleistung der Emme im Flussabschnitt km 7 (Kirchberg) bis km 11 (Schalunen) für eine Flusswassertemperatur von 10^0 C



Bemerkenswert ist, dass die für Nieder- und Mittelwasser mit Differenzmessungen eindeutig belegte Regressionsbeziehung auch für die berechneten Infiltrationsleistungen bei Hochwasserabflüssen gilt.

Die Auswertungen ergaben im weiteren, dass die Infiltrationsrate, d.h. der Wasserdurchtritt pro m^2 Flussbett, für den erfassten Abflussbereich bis 150 m^3/s praktisch konstant ist. Sie beträgt 1.6 $10^{-5} m^3/sm^2$ (mittlerer Fehler + 0.2 $10^{-5} m^3/sm^2$) oder 1.4 m^3/m^2 d. Daraus folgt: Auch nach längeren Niederwasserperioden kolmatiert die Gewässersohle nicht,

die Infiltration kann ungehindert stattfinden; die Infiltrationsrate nimmt bei Hochwasserabflüssen nicht, wie häufig angenommen, merkbar zu, mindestens für Emme-Abflüsse $\leqq 150$ m^3/s.

17.4.3 Einfluss der Wassertemperatur

Die wechselnden Flusswassertemperaturen, in der Emme (609.215/8; km 10) variieren sie zwischen etwa 1° und 25° C, müssen, da der Durchlässigkeitsbeiwert abhängig von der Temperatur ist, für die Infiltrationsberechnungen berücksichtigt werden. Wegen der Abweichungen gegenüber der Bezugstemperatur von 10° C können die Infiltrationsmengen maximal um rund $\pm$ 20 % variieren.

17.4.4 Funktionales Modell der perkolativen Infiltration

Die Infiltrationsleistung gemäss F-B 17.9 lässt sich mit folgender Beziehung instationär berechnen:

$$q'_I = \frac{\gamma}{\gamma_{10^o}} \quad (14.67 \log Q_{10} + 21.91) \qquad (17.4)$$

q'_I = in 10^{-5} m^3/sm'

Q_{10} in m^3/s (Abflussmenge bei km 10)

γ in 10^{-6} m^2/s (kinematische Zähigkeit des Wassers)

Q_{10} kann aus der Abflussmenge Q_{20} (km 20) bei der Abflussmessstation Emme, Burgdorf (615.209/6), ermittelt werden:

$$Q_{10} = 0.84\ Q_{20} - 2.8 \quad (\text{für } 4 \text{ m}^3/\text{s} \leqq Q_{20} \leqq 20 \text{ m}^3/\text{s}) \qquad (17.5a)$$

$$Q_{10} = 0.96\ Q_{20} - 4.4 \quad (\text{für } 20 \text{ m}^3/\text{s} < Q_{20} \leqq 200 \text{ m}^3/\text{s}) \qquad (17.5b)$$

17.5 Zeitliche Veränderung der Exfiltration

17.5.1 Bezugsbasis

Die Exfiltrationsmenge und ihre zeitliche Veränderung könnte theoretisch vor allem in Quellbächen über Pegel-Abflussbeziehungen direkt mit Abfluss-Schreibpegeln ermittelt werden. Solche Schreibpegelaufzeichnungen sind jedoch oft zu ungenau, da meistens sehr kleine Wasserstandsänderungen gemessen werden müssen und neben den messtechnischen Problemen die Verkrautung zusätzliche Ungenauigkeiten bringt. Zudem würden bei einem verzweigten Netz von Quellbächen und Exfiltrationsstrecken mehrere Schreibpegel notwendig sein.

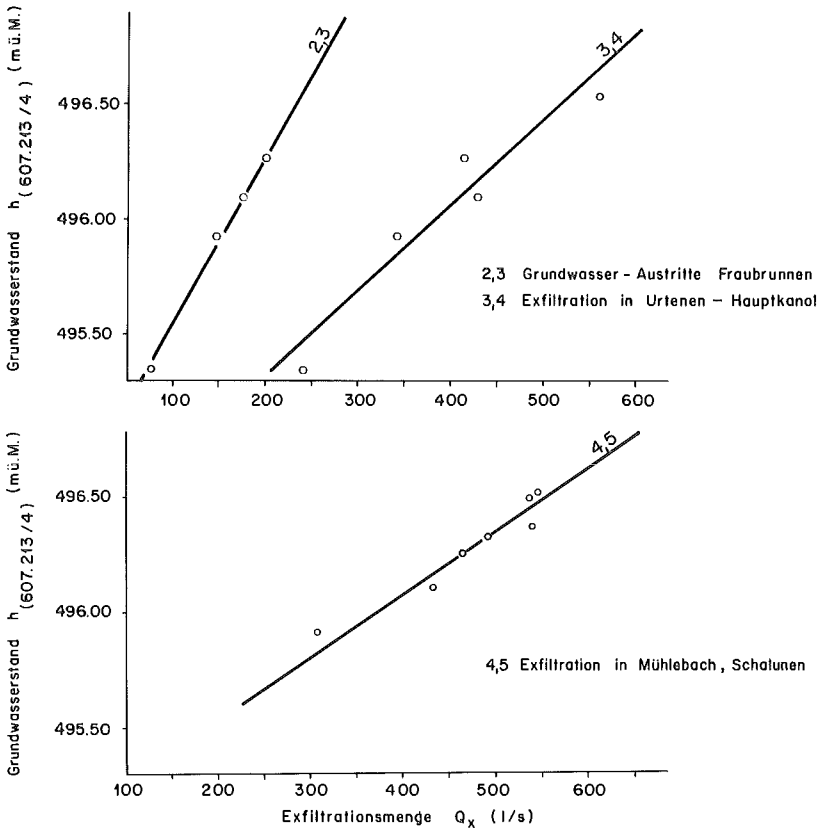
Wie bereits bei den Hydrologischen Untersuchungen im Oberen Emmental (B 5) wurden auch im Testgebiet lineare Beziehungen zwischen den Exfiltrationsmengen und den Grundwasserständen ausserhalb des Absenkungsbereichs von Exfiltrationsstellen ermittelt. Bei dieser Methode erweist sich als vorteilhaft, dass auf Grundwasser-Schreibpegel, die ohnehin im Grundwasser-Messstellennetz vorhanden sind, zurückgegriffen werden kann. Ein einzelner Grundwasser-Schreibpegel genügt zudem für ein ganzes Exfiltrationsgebiet mit mehreren Quellbächen und Exfiltrationsstrecken. Der Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels ist gegenüber dem Wasserstand in Quellbächen grösser; Pegelverschiebungen und Verkrautungseffekte treten in den Hintergrund.

17.5.2 Funktionales Modell der Exfiltration

Der beschriebene Zusammenhang zwischen Exfiltrationsmenge und Grundwasserstand wird am Beispiel des Exfiltrationsgebietes Urtenen illustriert. Die Resultate von Differenzmessungen bei insgesamt 12 Abflussmessstellen in der Urtenen und ihren Seitenbächen führten zusammen mit den gleichzeitig erhobenen Wasserstandsdaten des Grundwasser-Schreibpegels 607.213/4 zu den in F-B 17.10 ersichtlichen Regressionsbeziehungen. Diese repräsentieren die Exfiltrationsverhältnisse für die in F-B 17.4 aufgezeichneten Abschnitte 2,3 bis 4,5.

Die Exfiltrationsmengen aller drei Abschnitte verhalten sich proportional zum Grundwasserstand. Dies bedeutet, dass innerhalb des in dieser Messstelle beobachteten Schwankungsbereiches die Exfiltrationsströmungen bzw. die Entwässerung des umliegenden Grundwasserleiters mit guter Genauigkeit anhand der Theorie des Einzellinearspeichers beschrieben werden kann (B-18.4.1).

Fig. B 17.10 Grundwasserstands-Exfiltrationsbeziehungen im Exfiltrations-gebiet Urtenen



Die Regressionsgleichungen lauten gemäss (18.22) allgemein:

$$Q_X = \beta h_{(t)} - \beta h_o \qquad (17.6)$$

Für die Abschnitte:

2,3 Grundwasseraustritte Fraubrunnen

$$Q_X = 144.303\ h_{(607.213/4)} - 71413\ (l/s) \qquad (17.7)$$

3,4 Exfiltration in Urtenen-Hauptkanal

$$Q_X = 360.252\ h_{(607.213/4)} - 178324\ (l/s) \qquad (17.8)$$

4,5 Exfiltration in Mühlebach, Schalunen

$$Q_X = 387.588\ h_{(607.213/4)} - 191877\ (l/s) \qquad (17.9)$$

Die gemessenen Exfiltrationsmengen streuen im Mittel um die Regressionsgerade

- im Abschnitt 2,3 : ± 11 %
- im Abschnitt 3,4 : ± 10 %
- im Abschnitt 4,5 : ± 6 %

Für sämtliche Exfiltrationsgebiete im Unteren Emmental wurde anhand linearer Regressionsbeziehungen in analoger Weise der zeitliche Verlauf der Exfiltrationsmengen hergeleitet (D-3.2).

17.6 Indirekte Methoden zur Bestimmung der In- und Exfiltration

Bei Flüssen mit grossen Abflussmengen können In- und Exfiltrationsmengen nicht mehr detailliert mit Differenzmessungen ermittelt werden. In diesen Fällen wird u.a. versucht, mit Berechnungsansätzen, die auf der Hydraulik der Grundwasserströmungen im flussnahen Bereich basieren, die In- oder Exfiltrationsleistung indirekt zu bestimmen. Die Beschreibung dieser Strömungsvorgänge war und ist Gegenstand zahlreicher Forschungsarbeiten. Auf eine Literaturübersicht wird hier verzichtet. Detaillierte Bibliographien sind u.a. in (B 14, 31, 92) enthalten.

Die meisten dieser Berechnungsansätze weisen eine sehr komplexe Struktur auf, da für eine einigermassen zutreffende Beschreibung des Strömungsvorganges eine Vielzahl von Parametern berücksichtigt werden muss. Dazu gehören die Durchlässigkeitsverhältnisse, die Potentiale und Potentialgefälle zwischen Oberflächen- und Grundwasser, die Mächtigkeit des Grundwasserleiters usw. Im weiteren sind auch die meistens sehr komplizierten, geologischen, geometrischen und hydraulischen Randbedingungen zu beachten. Sogar bei einfachen eindimensionalen sowie horizontal oder vertikal-ebenen Modellen, welche die Strömungsverhältnisse im flussnahen Bereich beschreiben, können die benötigten Grundlageparameter nur grob geschätzt werden, so dass die Resultate meistens in einer völlig unbrauchbaren Bandbreite liegen. Eine der Hauptschwierigkeiten bei der Aufbereitung der Grundlageparameter bildet die Ermittlung der Durchlässigkeiten und Potentiale. Weil die Strömung im flussnahen Bereich sowohl von der horizontalen als auch von der vertikalen Durchlässigkeit abhängt, gelingt es kaum, die massgebenden k-Werte zu bestimmen.

Eine kaum zu lösende Aufgabe besteht auch darin, das mittlere Potential im Oberflächengewässer, die für die Berechnung des Potentialgefälles massgebende Reichweite sowie die für die geohydraulische Beschreibung der Gewässersohle notwendigen Kenngrössen (Durchlässigkeit, Schichtdicke) zu ermitteln.

Exfiltrationsmengen lassen sich oft aufgrund von Temperaturunterschieden zwischen Grund- und Oberflächenwasser, vor allem bei Niederwasserabflüssen

im Winter und Hochsommer, mit Hilfe von Mischrechnungen abschätzen (B 85). Bei dieser Methode ist es jedoch schwierig, die massgebenden Temperaturverhältnisse, insbesondere im Grundwasserleiter, zu ermitteln.

Die Infiltrations- und die Exfiltrationsmengen lassen sich indirekt auch mit einem Grundwassermodell ermitteln. Allerdings sollte die Modelleichung auf Messwerten basieren.

Im Testgebiet erlauben die Wasserbilanzen, die In- und Exfiltrationsmengen ebenfalls generell zu erfassen (D-3 bis 5).

Kapitel 18: GRUNDWASSERNEUBILDUNG AUS NIEDERSCHLAG

Der Anteil der Niederschläge, welcher versickert und unterirdisch ein Grundwasservorkommen erreicht, bildet das echte Grundwasser (B 80). Die Niederschläge (F-B 16.1) können direkt auf das Grundwasservorkommen fallen und über eine relativ kurze Sickerstrecke den Grundwasserspiegel erreichen (direkte Grundwasserneubildung Q_N) oder sie versickern in den randlichen Einzugsgebieten des Grundwasservorkommens und gelangen aus angrenzenden Locker- und Festgesteins-Grundwasserleitern konzentriert oder dispers über die Talflanken ins betrachtete Grundwasservorkommen (indirekte Grundwasserneubildung Q_R).

Für die Zuflüsse ist das unterirdische Strömungsverhalten recht unterschiedlich. Die direkte Grundwasserneubildung hat den Charakter eines Flächenflusses und wird analog zum Niederschlag meist als Wassersäule in mm bezogen auf einen definierten Zeitabschnitt oder in Form des spezifischen Flächenflusses als Grundwasserneubildungsspende, z.B. in l/s km^2 angegeben.

Dagegen wirken bei der indirekten Grundwasserneubildung die unterirdischen Zuflüsse als Punkt- oder Linienquellen und werden in der Regel in l/s oder l/sm' quantifiziert.

18.1 Uebersicht über Methoden zur Bestimmung der direkten und indirekten Grundwasserneubildung

Zahlreiche messtechnische und rechnerische Methoden erlauben einen mehr oder weniger umfassenden Einblick in die Grundwasserneubildung aus Niederschlag (z.B. B 1).

Sie konzentrieren sich entweder auf den Bilanzierungskörper "BODEN" in der teilgesättigten Ueberwasserspiegelzone oder auf den Bilanzierungskörper "GRUNDWASSER" in der Unterwasserspiegelzone (T-B 18.1).

Tab. B 18.1 Uebersicht über Methoden zur Ermittlung der Grundwasserneubildung aus Niederschlägen

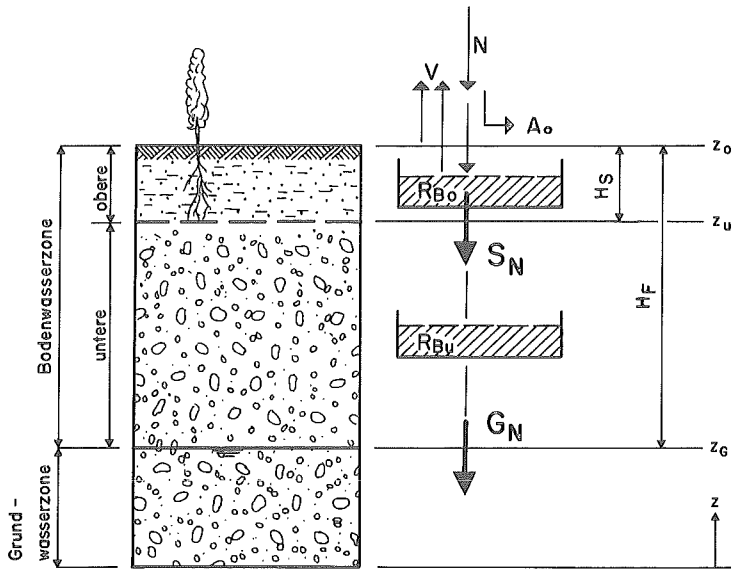
Bilanzierungskörper "BODEN"	Bilanzierungskörper "GRUNDWASSER"
Lysimeter Tracer - Tritium - Chlorid Bodenwasserhaushalt - Klimat. Bodenwasserbilanz - Darcy-Versickerung - Sättigungsgrad	Grundwasserbilanz Querschnitts-Durchfluss Hydrologische Bilanz Einzellinearspeicher - Analyse von Grundwasserganglinien - Messung von Quellschüttungen, Basisabflüssen von Oberflächengewässern und Drainagen

18.1.1 Betrachtungen zum Bilanzierungskörper "BODEN"

F-B 18.1 zeigt ein nach den Grundlagen von KOVÀCS (B 43) vereinfachtes Schema für die Bilanzierung des Wasserhaushaltes in der Ueberwasserspiegelzone (sog. Bodenwasserzone). Die Ueberwasserspiegelzone ist zweigeteilt in eine obere und eine untere Bodenwasserzone. Als klimatische Einflussgrössen wirken der Niederschlag N, der Oberflächenabfluss A_O und die Verdunstung V. Als Transformationsgrössen wirken der obere Bodenwasserspeicher R_{Bo} und der untere Bodenwasserspeicher R_{Bu}. Aus der Berechnung resultieren das Sickerwasser S_N und die direkte Grundwasserneubildung G_N als Zufluss in die Grundwasserzone.

Die obere Bodenwasserzone umfasst die durchwurzelten, häufig feinkörnigen Deckschichten. Das eingedrungene Niederschlagswasser kann entweder versickern oder durch Evapotranspiration wieder an die Atmosphäre abgegeben werden. In der unteren Bodenwasserzone wird ein ausschliesslich nach unten gerichteter Wassertransport angenommen. Kapillarbewegungen und horizontale Sickerbewegungen werden vernachlässigt. Somit müssen für den Bilanzierungskörper keine seitlichen Begrenzungen definiert werden, und die Bilanzierungskennziffern können flächenfrei in die Berechnungen eingeführt werden.

Fig. B 18.1 Schema zur Bestimmung der direkten Grundwasserneubildung basierend auf dem Bilanzierungskörper "BODEN"



N	=	Niederschlag
A_o	=	Oberflächenabfluss infolge Bodenversiegelung
V =	=	Verdunstung
R_{Bo}	=	Inhalt des oberen Bodenwasserspeichers
ΔR_{Bo}	=	Speicheränderung in R_{Bo}
R_{Bu}	=	Inhalt des unteren Bodenwasserspeichers
ΔR_{Bu}	=	Speicheränderung in R_{Bu}
S_N	=	Sickerwasser infolge Niederschlag
G_N	=	direkte Grundwasserneubildung
H_F	=	Flurabstand
H_S	=	Mächtigkeit der oberen Bodenwasserzone
z_G	=	Höhenkote des Grundwasserspiegels
z_o	=	Höhenkote der Geländeoberfläche
z_u	=	Höhenkote der Begrenzung obere-untere Bodenwasserzone

Das Sickerwasser lässt sich wie folgt berechnen:

$$S_N = N - A_o - V \pm \Delta R_{Bo} \qquad (18.1)$$

Der unterschiedliche Sättigungsgrad innerhalb der oberen und der unteren Bodenwasserzone bewirkt, dass die Sickerwasserrate über die Tiefe betrachtet, nicht konstant ist. Daher wird sie für einen definierten Sickerungshorizont bestimmt, welcher im allgemeinen etwa ein Meter unter Terrain und oft mehrere Meter über der Grundwasserpiegelfläche liegt.

Für kurze Zeitabschnitte gilt:

$$G_N = S_N \pm \Delta R_{Bu} \qquad (18.2)$$

Für längere Zeitabschnitte (Jahre) ist $R_{Bu} \ll S_N$ und somit

$$G_N = S_N \qquad (18.3)$$

Mit Ausnahme der klimatischen Bodenwasserbilanz erfordern die Verfahren mit dem Bilanzierungskörper "BODEN", z.B. Lysimeter, Tracer, Darcy-Versickerung, einen grossen Mess- und Kostenaufwand, der sich im Rahmen von hydrologischen Aufgabestellungen oft nicht vertreten lässt. Im NFP wurde deshalb geprüft, wieweit sich die klimatische Bodenwasserbilanz eignet, um die direkte Grundwasserneubildung mit genügender zeitlicher Auflösung und Genauigkeit herzuleiten. Das Vorgehen und die wichtigsten Ergebnisse werden in B-18.3 beschrieben. In B-18.2 werden die angeführten Methoden, welche den Bilanzierungskörper "BODEN" berücksichtigen und im Forschungsprogramm nicht angewandt wurden, kurz behandelt und auf weiterführende Literatur verwiesen.

18.1.2 Betrachungen zum Bilanzierungskörper "GRUNDWASSER"

Das allgemeine Schema für den Bilanzierungskörper "GRUNDWASSER" ist mit F-B 16.1 gegeben. Grundlage für die Berechnung der direkten Grundwasserneubildung ist die nach Q_N aufgelöste Gleichung für die Grundwasserbilanz.

$$Q_N = Q_2+Q_X+Q_E-Q_1-Q_R-Q_S-Q_1 \qquad (18.4)$$

Der Zusammenhang mit der Bodenwasserbilanz ergibt sich aus

$$G_N = \frac{\int_{t_o}^{t} Q_N \, dt}{F_G} \qquad (18.5)$$

F_G = Grundwasserspiegelfläche

Die indirekte Grundwasserneubildung lässt sich, analog zu Q_N, mit der nach Q_R aufgelösten Bilanzierungsgleichung (18.4) berechnen.

Die Grundwasserneubildung kann mit (18.4) nur zuverlässig berechnet werden, wenn Q_N resp. Q_R signifikant grösser als der Bilanzierungsfehler der übrigen Zu- und Wegflüsse sind. In der Regel lässt sich mit der Grundwasserbilanz nur ein Summenwert der Grundwasserneubildung über eine längere Zeitperiode ermitteln.

In vielen Fällen lässt sich Q_R als Querschnitts-Durchfluss insbesondere bei seitlichen Grundwasserleitern, zweckmässig mit Hilfe des Darcy-Gesetzes in einem genau definierten Querprofil berechnen.

Bei kleinen, abgeschlossenen Einzugsgebieten kann der nach Darcy berechnete Querschnitts-Durchfluss oft mit Hilfe der hydrologischen Bilanz zusätzlich kontrolliert werden, wenn diese über eine längere Zeitperiode, nach Möglichkeit über mehrere Jahre, durchgeführt wird.

Oft kann ein seitliches Einzugsgebiet als sog. Einzellinearspeicher idealisiert werden. Betrachtet man die seitlichen Einzugsgebiete ihrerseits als Bilanzierungskörper, entspricht die indirekte Grundwasserneubildung Q_R dem unterirdischen Wegfluss Q_2 und (18.4) wird zu:

$$Q_R = Q_2' = Q_1'+Q_I'+Q_N'+Q_R'-Q_X'-Q_E'+Q_S' \qquad (18.6)$$

Bilanzierungskennziffern des seitlichen Einzugsgebietes.

In der Regel wird (18.6) vereinfacht, indem die Zu- und Wegflüsse auf der rechten Seite zusammengefasst werden:

$$Q_R = \sum Q' + Q_S' \qquad (18.7)$$

Das Einzellinearspeichermodell wird ausführlich in B-18.4 und 19.2 beschrieben.

18.2 Im Forschungsprogramm nicht angewandte Methoden

18.2.1 Lysimeter

Im Rahmen des Nationalen Forschungsprogramms wurde der Bau und Betrieb von Lysimetern im Testgebiet Emmental aus Kostengründen nicht vorgesehen. Im Laufe der Untersuchungen hat sich gezeigt, dass Lysimeterdaten für das Testgebiet interessant gewesen wären

- als Vergleichsbasis für die mit anderen Methoden bestimmte Sickerwasserrate;

- als Vergleichsbasis für die mit anderen Verfahren berechneten Verdunstungshöhen;

- zur Ermittlung der nutzbaren Feldkapazität.

Allerdings ist bei der Anwendung von Lysimeterdaten folgendes zu beachten:

- Die Boden- und Bodenwasserverhältnisse im Lysimeter sind mehr oder weniger gestört, so dass mit unbekannten systematischen Fehlern zu rechnen ist;

- Um das Sickerwasser S_N messen zu können, müssen die Lysimeter so tief sein, dass sie den oberen Bodenwasserspeicher umfassen;

- Die gemessenen Daten gelten höchstens für den betreffenden Standort und den Messhorizont. Sie müssen unter Berücksichtigung der massgebenden Einflussfaktoren wie Niederschlag, Verdunstung, Bodenart, Vegetationsdecke, Flurabstand, Oberflächenabfluss usw. auf grössere Flächen und Tiefen übertragen werden (B 40);

Neben den gebräuchlichsten Lysimetern nach (B 30) werden in den letzten Jahren auch Lysimeter für spezifische Fragestellungen gebaut (B 67, 68).

In diesem Zusammenhang verweisen wir auf die Untersuchungen im Lüscherzmoos, wo seit 1978 die Grundwasserneubildungs- und Verdunstungsverhältnisse an verschiedenen Bodentypen mit 6 Lysimetern erforscht werden (B 46). Die Auswertungen sind noch nicht abgeschlossen.

18.2.2 Tracermethoden

Die direkte Grundwasserneubildung kann aus dem Vergleich von Konzentrationsunterschieden konservativer Tracer im Niederschlag bzw. im Grund- oder Sickerwasser ermittelt werden. Als Tracer werden hauptsächlich Chlorid (B 71) und Tritium (B 91) verwendet.

18.2.3 Sättigungsänderung und Darcy-Versickerung

Durch Integration sämtlicher Wassergehaltsänderungen in der oberen und unteren Bodenwasserzone können ΔR_{Bo}, ΔR_{Bu} und damit, ausgehend von (18.1) und (18.2) die direkte Grundwasserneubildung G_N ermittelt werden.

$$G_N = N - A_o - V - \int_{z_G}^{z_o} n \frac{d\theta}{dt} \, dz \qquad (18.8)$$

θ = Sättigungsgrad

Die zeitliche Aenderung von θ muss periodisch über die gesamte Profiltiefe gemessen werden. Verwendet werden Neutronensonden (B 83), Gammadoppelsonden (B 49, 56), Tensiometer (B 60) oder gravimetrische Messungen.

Die Sickerung durch teilgesättigte Bodenschichten kann auch mit der Gleichung nach DARCY berechnet werden zu:

$$\frac{dS_N}{dt} = - k_u (h_u) \frac{\Delta h_u}{\Delta z}$$

$k_u(h_u)$ = effektiver Durchlässigkeitsbeiwert (18.9)

$\frac{\Delta h_u}{\Delta z}$ = hydraulischer Gradient: Aenderung des Gesamtpotentials (Schwerkraft und Bodenwasserspannung) über Schichtdicke Δz.

Da die Sickerung teilgesättigt ist, sind sowohl der Durchlässigkeitsbeiwert wie auch das Gesamtpotential vom Wassergehalt (oder von der Wasserspannung) des betrachteten Schichtpaketes Δz abhängig. Die instationäre Erfassung dieser Kennziffern gestaltet sich ebenso wie die bei beiden Verfahren benötigten Wassergehalts- oder Wasserspannungsmessungen äusserst aufwendig, insbesondere bei einer stark anisotropen Ueberdeckung und grossen Flurabständen.

Für unter Laborbedingungen durchgeführte Untersuchungen existieren zahlreiche Arbeiten, z.B. (B 76).

18.3 Klimatische Bodenwasserbilanz

18.3.1 Grundsätzliche Modellvorstellung

Basierend auf F-B 18.1 und (18.1) wird der Bodenwasserhaushalt schrittweise bilanziert und vorerst das Sickerwasser S_N berechnet. Die Berechnung wird zweckmässig aufgenommen, wenn der Bodenwasserspeicher voll ist, d.h. wenn der aktuelle Speicherinhalt R_{BO} dem Wasserrückhaltevermögen der oberen Bodenwasserzone (sog. nutzbare Feldkapazität nF) entspricht. Diese Voraussetzung ist bei unseren klimatischen Verhältnissen meistens im Spätwinter erfüllt.

Dabei ist zu beachten, dass infolge der zeitlichen Verzögerung zwischen Niederschlagsereignis und Grundwasserneubildung ein Vorlauf gegenüber der Grundwasserbilanz- resp. Modellrechnung notwendig ist.

Damit die Sickerwasserrate instationär erfasst werden kann, wird die zu untersuchende Zeitperiode in Zeitabschnitte unterteilt. Die Schrittlänge hat

sich dabei nach der gewünschten Detaillierung der Bilanz- resp. Modellrechnung zu richten. Als zweckmässig hat sich eine Unterteilung in Zeitabschnitte mit bzw. ohne Niederschlag erwiesen.

Mit einer Listenrechnung wird fortlaufend für jeden Zeitabschnitt die Speicheränderung ΔR^*_{Bo} gebildet und zum Speicherinhalt des vorgehenden Zeitabschnittes addiert:

$$\begin{aligned} \Delta R^*_{Bo_i} &= N_i - A_{o_i} - V_i \\ R^*_{Bo_i} &= R_{Bo_{i-1}} + \Delta R^*_{Bo_i} \end{aligned} \qquad (18.10)$$

Anschliessend ergibt sich aus dem Vergleich des potentiellen Speicherinhaltes mit der Feldkapazität das Sickerwasser S_N

$$S_{N_i} = \begin{cases} R^*_{Bo_i} - nF & (\text{für } R^*_{Bo_i} > nF) \\ 0 & (\text{für } R^*_{Bo_i} \leq nF) \end{cases} \qquad (18.11)$$

die aktuelle Speicheränderung und ΔR_{Bo_i} der für den nachfolgenden Zeitabschnitt massgebende Speicherinhalt R_{Bo_i}

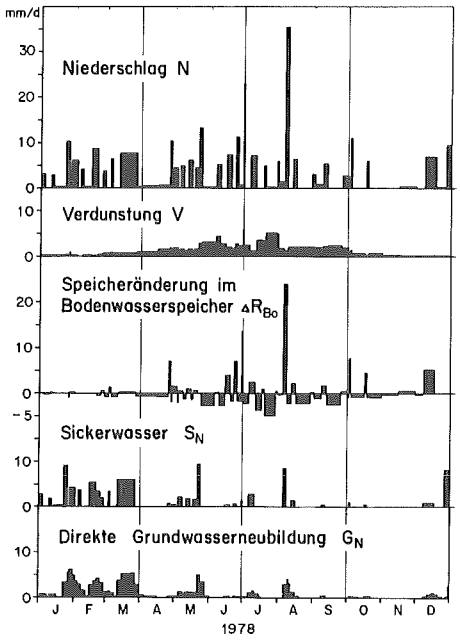
$$\Delta R_{Bo_i} = N_i - A_{o_i} - V_i - S_{N_i} \qquad (18.12)$$

$$R_{Bo_i} = R_{Bo_{i-1}} + \Delta R_{Bo_i} \qquad (18.13)$$

Das Resultat des hier beschriebenen Rechenganges ist in F-B 18.2 für das Jahr 1978 graphisch dargestellt. Auf die Transformation von S_N in G_N wird in B-18.3.4 eingetreten.

Für das hier allgemein beschriebene Verfahren existieren verschiedene modifizierte Modelle: z.B. verwendet das THORNTHWAITE & MATHER-Verfahren (B 82) feste Zeitabschnitte von 10 Tagen; ein Oberflächenabfluss wird nur berücksichtigt, wenn in einer Dekade N grösser ist als V.

Fig. B 18.2 Klimatische Bodenwasserbilanz 1978 im Testgebiet



18.3.2 Massgebende Einflussgrössen

Niederschlag N (B-6.1)
Mit den Niederschlagsdaten verschiedener Messstationen ist anhand geeigneter Verfahren (Arithmetisches Mittel, Thiessen-Polygone, Isohyeten) der Gebietsniederschlag zu bestimmen. Im Testgebiet erwies sich die einfache arithmetische Mittelbildung als ausreichend genau.

Oberflächenabfluss infolge Bodenversiegelung A_0
Ein Oberflächenabfluss als Folge von Niederschlägen findet in ebenen Gebieten nur dort statt, wo versiegelte Flächen oder Gewässer die direkte Versickerung verhindern. Er kann aufgrund der abflusswirksamen Flächen, der Ueberbauungsdichte und des entsprechenden Abflussbeiwertes ermittelt werden (B 38). Näherungsweise lässt sich A_0 in % des Niederschlags ermitteln. Im Testgebiet zwischen Kirchberg und Gerlafingen wurde für A_0 10 %, im dichter überbauten Teilgebiet Oberburg-Burgdorf-Kirchberg 25 % von N eingesetzt.

Verdunstung V (B-6.2)
Die Bestimmung der potentiellen Verdunstung sollte mindestens in einer zeitlichen Auflösung von Wochenwerten und anhand der Daten von bestehenden Klimastationen (z.B. B 73) möglich sein. Im Testgebiet wurde die Formel nach HAUDE gemäss (B 61) gewählt. Gestützt auf erste Modellrechnungen und auf frühere Angaben des Autors (B 34) wurde für die Sommermonate Mai, Juni, Juli eine erhöhte Verdunstung angesetzt mit x = 0.44 (T-B 6.6).

Die mit den Klimadaten errechneten, potentiellen Verdunstungshöhen werden nur dann erreicht, wenn in der oberen Bodenwasserzone ein ausreichender Sättigungsgrad vorliegt. Nach Untersuchungen des Niedersächsischen Amtes für Bodenforschung (B 57) reduziert sich die aktuelle Verdunstung gegenüber der potentiellen, wenn der Wasserhaushalt im oberen Bodenwasserspeicher R_{Bo} im vorangehenden Zeitabschnitt weniger als 70 % der nutzbaren Feldkapazität nF beträgt. Es gilt dann:

(18.14)

$$V = \begin{cases} V_{pot} & (\text{für } R_{Bo} \geq 0.7\ nF) \\ V^*_{pot} = V_{pot}\ (0.2 + 2\frac{R_{Bo}}{nF} - 1.2\ (\frac{R_{Bo}}{nF})^2) & (\text{für } R_{Bo} < 0.7\ nF) \\ R_{Bo} & (\text{für } V^*_{pot} \geq R_{Bo}) \end{cases}$$

Mit der letztgenannten Bedingung wird berücksichtigt, dass die Verdunstung nicht grösser sein kann als der aktuelle Inhalt des oberen Bodenwasserspeichers.

Die Abminderung der potentiellen Verdunstung fällt im Testgebiet Emmental praktisch nur in den Sommermonaten (Juni bis August) ins Gewicht.

Innerhalb eines klimatisch einheitlichen Gebietes ist lokal, z.B. für bewaldete Teilgebiete, Gebiete mit kleinen Flurabständen (< 1 m) usw., eine erhöhte Verdunstung anzusetzen (B 48).

Nutzbare Feldkapazität nF

Die Bestimmung von nF muss in der Regel auf Analogieschlüssen basieren. nF hängt von der Beschaffenheit der oberen Bodenwasserzone (Bodenart, Lagerungsdichte, Pflanzenbewuchs) ab und liegt für sandige bis stark tonige Böden in einem Bereich von etwa 50 bis 300 mm (B 58, 59).

Aufgrund der zumeist sandigen bis leicht siltigen Böden (B 7) im Unteren Emmental wurde nF zwischen 60 und 200 mm variiert. Die Berechnung von S_N erfolgte mit verschiedenen nF-Werten, jeweils für mehrere Jahre, und wurde mit Hilfe des Grundwassermodells optimiert. Es zeigte sich, dass im Testgebiet der optimale Wert für nF in der Grössenordnung von 150 mm liegt.

18.3.3 Modellmodifikation für die Bestimmung des Sickerwassers

Die Bilanzierung des Bodenwasserhaushaltes unter Berücksichtigung von (18.14) ergibt, besonders während der Sommerhalbjahre, dass über längere Zeit kein Sickerwasser S_N auftritt. Analysen von Grundwasserganglinien zeigen jedoch, dass auch während solcher Zeitperioden der Grundwasserstand infolge einzelner Niederschlagsereignisse ansteigen kann, obwohl die betreffende Niederschlagsmenge den oberen Bodenwasserspeicher nicht bis nF aufzufüllen vermochte (vgl. auch B 68). Solche Grundwasserspiegelanstiege wurden im Testgebiet praktisch

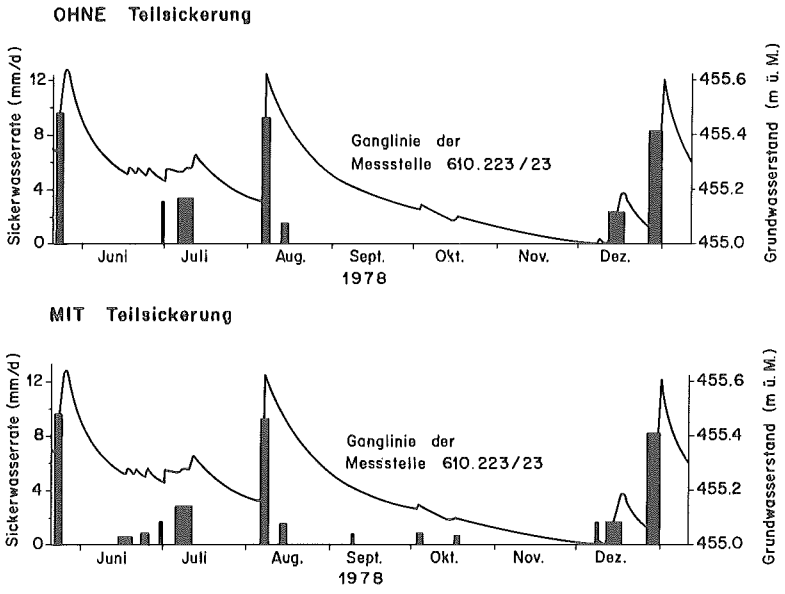
nur dann beobachtet, wenn der obere Bodenwasserspeicher durch das Niederschlagsereignis über 70 % von nF aufgefüllt wurde. Mit Hilfe von Ganglinienanalysen und des Grundwassermodells wurde empirisch folgende Beziehung gefunden:

$$S_{N_i} = \begin{cases} R^*_{Bo_i} - nF & (\text{für } R^*_{Bo_i} > nF) \\ 0.1 \ (N_i - A_{o_i} - V_i) & (\text{für } 0.7\ nF \leqq R^*_{Bo_i} \leqq nF) \\ 0 & (\text{für } R^*_{Bo_i} < 0.7\ nF) \end{cases} \qquad (18.15)$$

F-B 18.3 illustriert diese Verhältnisse für die Zeitperiode Mai bis Dezember 1978. Die Grundwasserganglinie einer Messstelle, deren Spiegelschwankungen fast ausschliesslich von der Niederschlagsversickerung verursacht werden, wird mit der Stufenfunktion des Sickerwassers S_N verglichen, welche oben keine und unten die beschriebene Teilsickerung berücksichtigt. Ohne Teilsickerung können verschiedene kleinere Anstiege (im Juni, Oktober) nicht erklärt werden, welche mit ihr plausibel gemacht werden.

T-B 18.2 zeigt einen Ausschnitt aus der entsprechenden Listenrechnung für die klimatische Bodenwasserbilanz mit 3 Zeitabschnitten im Juni 1978.

Fig. B 18.3 Vergleich zwischen einer Grundwasserganglinie und der Sickerwasserrate ohne bzw. mit Berücksichtigung der Teilsickerung



Tab. B 18.2 Ausschnitt aus der Listenrechnung für die Ermittlung des Sickerwassers S_N unter Berücksichtigung von V nach (B 57) und der neu definierten Teilsickerung

Zeitabschnitt Nr.	von	bis	N mm	A_a mm	V_{pot} mm	V mm	R_{Ba} mm	R_{Ba} %nF	Teil-sickerung	ΔR_{Ba} mm	S_N mm
31	05.06.	07.06.	22.4	2.2	13.0	12.7	95.0	63	nein	7.5	0.0
32	08.06.	13.06.	4.2	0.4	21.0	20.9	102.5	68	nein	-17.1	0.0
33	14.06.	18.06.	53.2	5.3	13.0	12.4	85.4	57	ja	31.9	3.6
							117.6	78			

18.3.4 Transformation von S_N in G_N

Aufgrund (18.2) stellt sich die Frage, wie der zeitliche Verlauf der direkten Grundwasserneubildungsrate aus der Sickerwasserrate hergeleitet werden kann. Um die Wasserbewegung in der teilgesättigten Ueberwasserspiegelzone rechnerisch zu erfassen, wurden seit Beginn dieses Jahrhunderts zahlreiche empirische und physikalisch-deterministische Modelle aufgestellt, welche u.a. in (B 17) ausführlich beschrieben sind. In jüngerer Zeit wird die Sickerung im teilgesättigten Bereich vorwiegend numerisch, vor allem mit Finite-Differenzen-Modellen behandelt (B 69, 28). Diese Modelle erfordern, dass, abgesehen von schwierig bestimmbaren bodenphysikalischen Kennziffern, die zeitliche und räumliche Verteilung des Wassergehaltes oder der Saugspannung gemessen werden muss, so dass eine breite praktische Anwendung oft an der dazu erforderlichen Felddatenerhebung scheitert. Ausserdem sind Wasserspannungs- und Wassergehaltsmessungen in Tiefen von mehr als ein bis zwei Metern unter Terrain kaum mehr wirtschaftlich durchzuführen. Aus diesem Grunde wurde im Testgebiet versucht, den zeitlichen Ablauf der Niederschlagsversickerung ohne zusätzlichen Messaufwand einzig in Abhängigkeit der Tiefe des Grundwasserspiegels unter Terrain (Flurabstand) zu formulieren (B 27, 77).

Die Ganglinien von Grundwassermessstellen, deren Spiegelanstiege ausschliesslich von der direkten Grundwasserneubildung verursacht werden, weisen eine vom Flurabstand abhängige Charakteristik auf, vorausgesetzt die Deckschichten sind in entsprechenden Tiefen lithologisch ähnlich zusammengesetzt. Dies wird in F-B 18.4 anhand dreier Ganglinien aufgezeigt.

Die Reaktion des Grundwasserspiegels auf ein Niederschlagsereignis erfolgt bei kleinem Flurabstand schnell und differenziert. Je grösser der Flurabstand ist, desto langgezogener und gedämpfter ist der Anstieg des Grundwasserspiegels. Ausserdem verzögert sich der Anstiegsbeginn mit zunehmender Tiefe. Ausgehend von einem Niederschlagsereignis, welches einen Sickerwasserüberschuss aufweist, und einer geeigneten Grundwasserganglinie, kann der Beginn und die Dauer der direkten Grundwasserneubildung mit Hilfe der Zeitverzögerungen Δt_1 und Δt_2 näherungsweise abgegrenzt werden. Rechnet man mit einer pro Horizont konstanten Versickerungsintensität, lässt sich der Versickerungsvorgang, wie in F-B 18.5 dargestellt, schematisieren.

Fig. B 18.4 Reaktion des Grundwasserspiegels auf die Niederschlagsversickerung bei unterschiedlichem Flurabstand

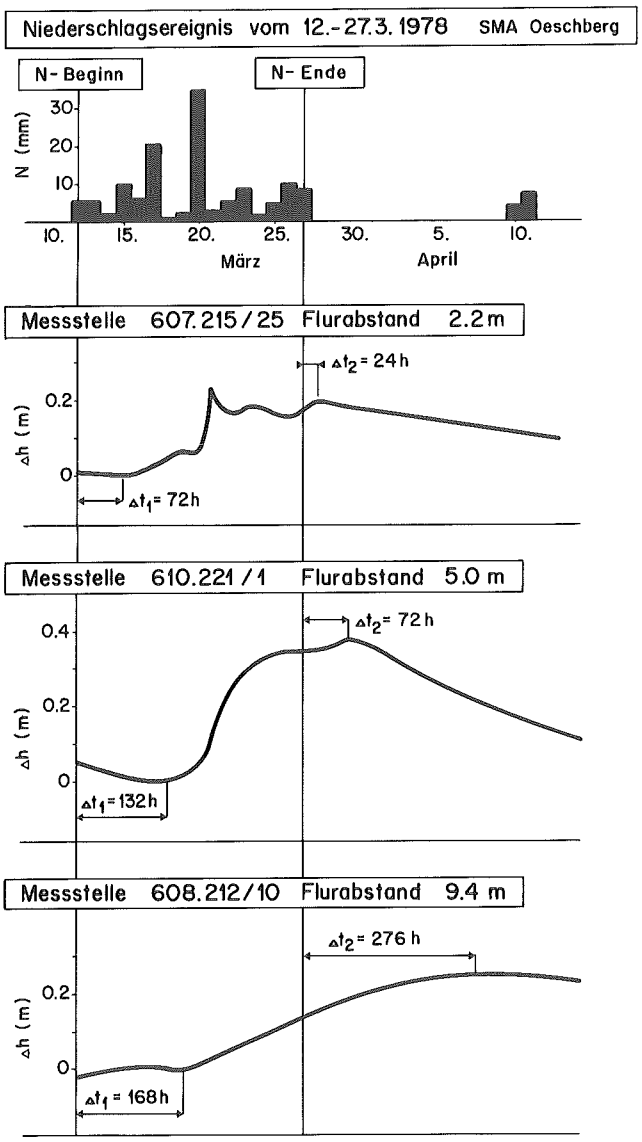
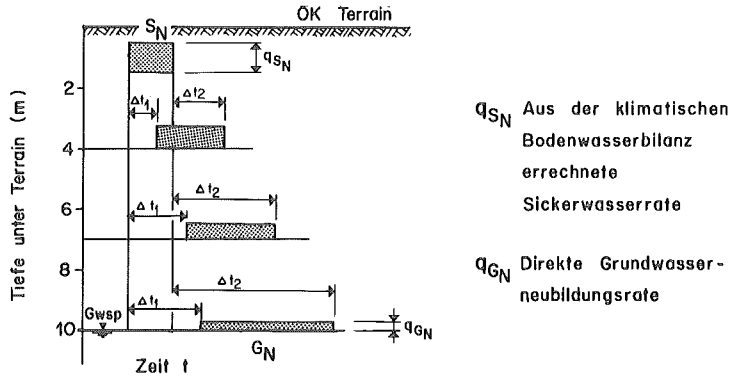


Fig. B 18.5 Schematisierung des Versickerungsvorganges bei der direkten Grundwasserneubildung



Ausgehend von der Sickerwasserrate

$$q_{S_N} = \frac{S_N}{\Delta t} \tag{18.16}$$

ergibt sich mit der Kontinuitätsbedingung (18.3) die direkte Grundwasserneubildungsrate q_{G_N} zu:

$$q_{G_N} = \frac{S_N}{\Delta t^*} \tag{18.17}$$

$$\Delta t^* = \begin{cases} \Delta t + \Delta t_2 - \Delta t_1 & (\text{für } \Delta t_2 - \Delta t_1 \geq 0) \\ \Delta t & (\text{für } \Delta t_2 - \Delta t_1 < 0) \end{cases} \tag{18.18}$$

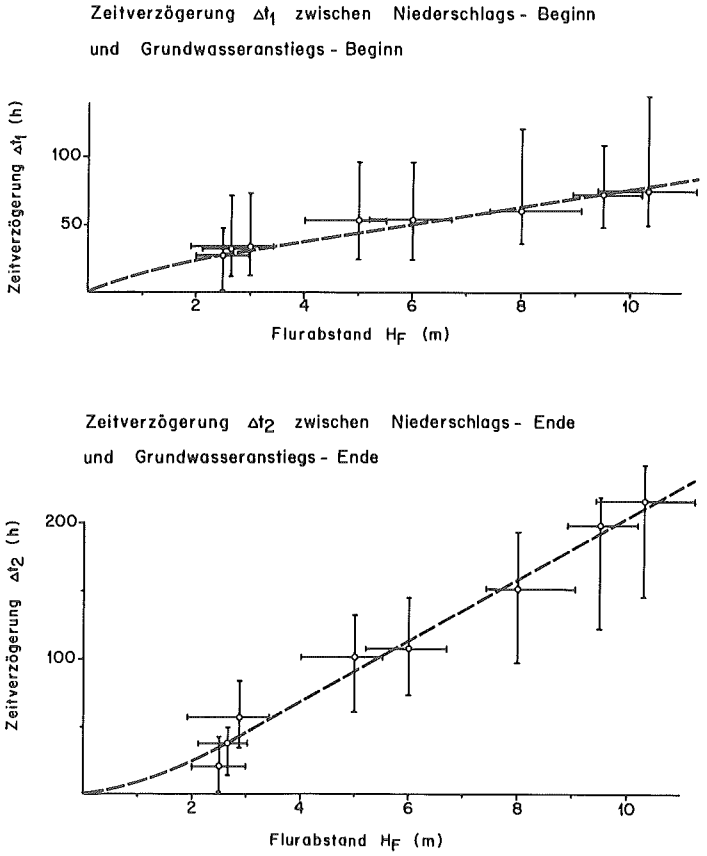
mit Δt_1 : Zeitdifferenz zwischen Niederschlagsbeginn und Grundwasser-Anstiegsbeginn

Δt_2 : Zeitdifferenz zwischen Niederschlagsende und Grundwasser-Anstiegsende

Δt : Dauer des Niederschlagsereignisses

Für die Grundwassermessstellen im Testgebiet, deren Spiegelanstiege von der direkten Grundwasserneubildung dominiert werden, wurde der Zusammenhang zwischen dem Flurabstand und den Zeitdifferenzen Δt_1 und Δt_2 untersucht. Um eine Ueberlagerung verschiedener Niederschlagsereignisse zu vermeiden, wurden aus der Zeitperiode 1976 bis 1980 nur diejenigen Ereignisse ausgewertet, denen mindestens fünf niederschlagsfreie Tage vorangingen bzw. folgten. In F-B 18.6 sind die aus insgesamt 16 Niederschlagsereignissen ermittelten Zeitdifferenzen Δt_1 und Δt_2 in Abhängigkeit des mittleren Flurabstandes aufgetragen. Die vertikalen und horizontalen Balken deuten die Bandbreite der beobachteten Zeitdifferenzen und Flurabstände an.

Fig. B 18.6 Abhängigkeit der Parameter Δt_1 und Δt_2 vom Flurabstand mit Streubereichen



Die Streuung wird vor allem verursacht durch unterschiedliche Intensität und Dauer der Niederschlagsereignisse sowie infolge unterschiedlicher Ausgangs-Sättigungsverteilung in der Ueberwasserspiegelzone. Durch die Mittelwertbildung gleichen sich diese Einflüsse weitgehend aus. Für die im Testgebiet vorherrschenden Flurabstände (F-B 18.7) lassen sich die Zeitverzögerungen Δt_1 und Δt_2 approximativ in linearer Abhängigkeit des Flurabstandes H_F berechnen.

Die entsprechenden Regressionsgleichungen lauten

$$\Delta t_1 = 6.5\ H_F + 12.0 \qquad (18.19)$$

mit dem Bestimmtheitsmass $r^2 = 0.935$

$$\Delta t_2 = 22.5\ H_F - 22.0 \qquad (18.20)$$

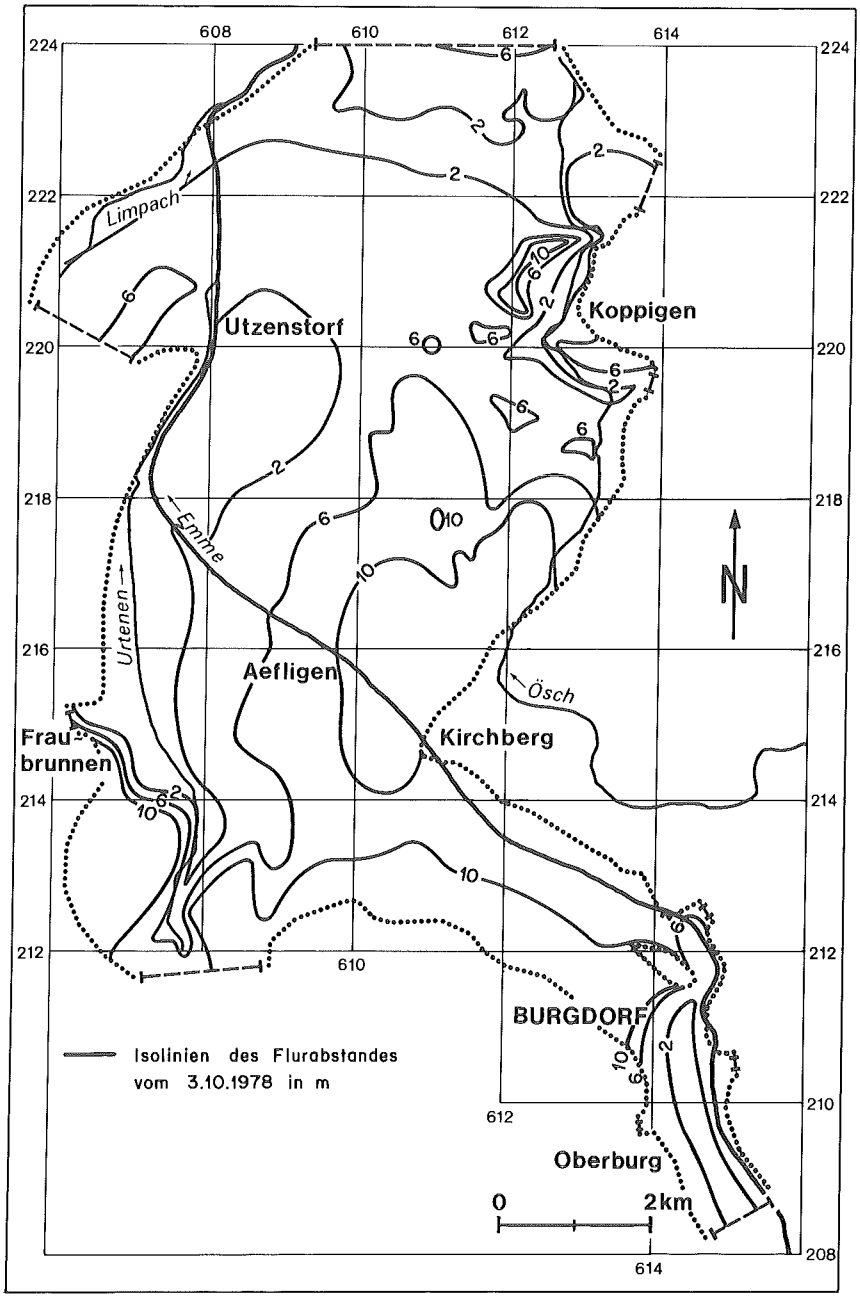
mit $r^2 = 0.986$

$\Delta t_{1,2}$ in h, H_F in m

Aehnliche, ebenfalls lineare Regressionsbeziehungen ergaben sich aus Untersuchungen von (B 77).

Die Beziehungen (18.19) und (18.20) erlaubten, im Testgebiet den zeitlichen Verlauf der direkten Grundwasserneubildung aus der Stufenfunktion des Sickerwassers relativ zutreffend herzuleiten (F-B 18.2) und in Abhängigkeit des Flurabstandes zu variieren. Im Grundwassermodell wird dazu als zusätzliche Eingabegrösse lediglich die Terrainhöhe benötigt. Damit das beschriebene Verfahren im Rahmen der numerischen Simulation einfach zu handhaben ist, wird als massgebender Flurabstand derjenige vor dem Ereignis der Berechnung zugrunde gelegt.

Fig. B 18.7 Isolinien des Flurabstandes im Testgebiet für den 3. Oktober 1978

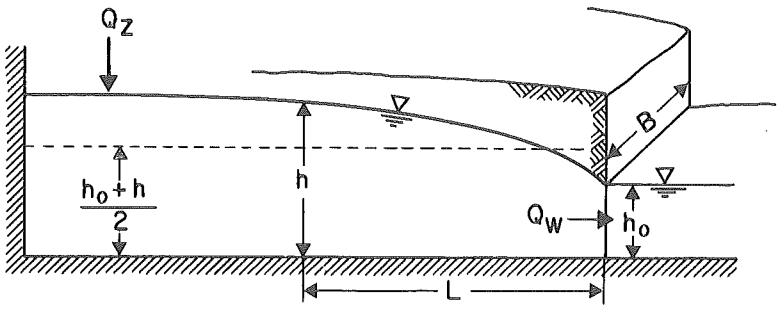


18.4 Einzellinearspeicher

18.4.1 Grundsätzliche Modellvorstellung

Der Einzellinearspeicher ist ein Modell für die Entwässerung eines Grundwasserleiters in eine Liniensenke mit konstantem Potential h_o (F-B 18.8)

Fig. 18.8 Grundsätzliche Modellvorstellung des Einzellinearspeichers



Q_Z: Zufluss Q_W: Wegfluss

Für das dargestellte System folgt vereinfachend

$$Q_W = k \frac{h - h_o}{L} F \qquad (18.21)$$

$$F = \frac{h + h_o}{2} B \qquad \left(\text{für horizontal-ebene Strömung}\right)$$

Der Durchlässigkeitsbeiwert k, das Potential h, die Länge L und die Fläche F sind charakteristische, oft unbekannte Parameter des Lockergesteins-Grundwasserleiters.

Sind die Grundwasserstandsschwankungen Δh im Vergleich zu h und h_o relativ klein, lässt sich F näherungsweise als Konstante behandeln. Q_W ist dann linear abhängig vom Grundwasserstand h:

$$Q_W = \beta(h - h_o) \qquad (18.22)$$

$$\beta = \frac{k \quad F}{L}$$

Aus Gründen der Massenerhaltung gilt:

$$Q_W = Q_S + Q_Z \qquad (18.23)$$

$$Q_S = -\frac{dh}{dt} S F_G$$

S : Speicherkoeffizient

F_G : Fläche des entwässernden Grundwasserleiters

Als Sonderfall, in Zeiten ohne Grundwasserneubildung ($Q_Z = 0$), wird (18.23) zu:

$$Q_W = -\frac{dh}{dt} S F_G \qquad (18.24)$$

Setzt man (18.24) in (18.22) ein und integriert von t_o bis t ergibt sich

$$h_{(t)} - h_o = \left[h_{(t_o)} - h_o\right] e^{-\alpha(t-t_o)} \qquad (18.25)$$

$$\alpha = \frac{k \quad F}{L \quad S \quad F_G} = \frac{\beta}{S F_G} \quad \left[T^{-1}\right] \qquad (18.26)$$

Nach Multiplikation mit β folgt gemäss (18.22) die auch als MAILLET-Formel bekannte Entwässerungsfunktion:

$$Q_{W(t)} = Q_{W(t_o)} e^{-\alpha(t-t_o)} \qquad (18.27)$$

18.4.2 Ermittlung der Entwässerungskonstanten α aus der Ganglinienanalyse

Die sog. Entwässerungskonstante α ist abhängig von der Durchlässigkeit, der Speicherfähigkeit und der Geometrie des Grundwasserleiters. Sie lässt sich

aufgrund von (18.26) abschätzen, muss jedoch in der Regel empirisch ermittelt werden. Bei der Bestimmung der Zuflüsse aus seitlichen Einzugsgebieten (indirekte Grundwasserneubildung) lässt sich α mit Hilfe messbarer Zuflüsse (Quellen, Drainagen usw.) bestimmen (B-19.2). In den folgenden Abschnitten wird gezeigt, wie aus der Analyse von Grundwasserganglinien geeigneter Messstellen (z.B. von Referenzpegeln), die Entwässerungskonstante α ermittelt, Rückschlüsse auf die direkte Grundwasserneubildung (B-18.4.3) sowie die Speicherkoeffizienten (B-18.4.4) gewonnen werden können. Dabei ist von folgenden Voraussetzungen auszugehen:

- Der Grundwasserleiter entwässert in eine Liniensenke (Quellbach, ev. Quellgebiet) mit konstantem Potential h_0.

- Der Grundwasserstand h im Referenzpegel repräsentiert das Spiegelverhalten im betrachteten Grundwasserleiter.

- Die Grundwasserstandsanstiege im Referenzspiegel werden ausschliesslich von der direkten Grundwasserneubildung verursacht. Dies ist dann der Fall, wenn die übrigen Zuflüsse Q_R, Q_I, Q_1 und die Grundwasserentnahmen Q_E - zumindest näherungsweise - konstant sind. Die Bilanzierungsgleichungen (18.4) resp. (18.6) können dann vereinfacht werden, indem diese konstanten Basisflüsse und die Summe der Wegflüsse Q_X und Q_2 je zu einem einzigen Term Q_0 bzw. Q_W zusammengefasst werden. Es gilt:

$$Q_0 = Q_R + Q_I + Q_1 - Q_E = \text{konstant} \qquad (18.28)$$

$$Q_W = Q_X + Q_2 \qquad (18.29)$$

Wird nun der betrachtete Grundwasserleiter als Einzellinearspeicher idealisiert, folgt nach (18.23):

$$Q_W = Q_S + Q_N + Q_0 \qquad (18.30)$$

$$\text{wobei } Q_Z = Q_N + Q_0$$

Ebenso ergibt sich für Zeiten ohne Niederschlagsversickerung oder Schneeschmelze ($Q_N = 0$) aus der Massenerhaltung, vgl. (18.24):

$$Q_W - Q_0 = -\frac{dh}{dt} S F_G \qquad (18.31)$$

$$\beta\,(h-h_o) - Q_0 = -\frac{dh}{dt}\; S\; F_G \qquad (18.32)$$

und mit (18.26):

$$-\frac{dh}{dt} = \alpha\,(h-h_o) - \frac{Q_0}{SF_G} \qquad (18.33)$$

(18.33) bedeutet, dass sich die Rückgangsgeschwindigkeit des Grundwasserspiegels in Trockenzeiten

$$v_{Rmax} = -\frac{dh}{dt} \qquad (18.34)$$

proportional zum aktuellen Grundwasserstand h verhält. Der Proportionalitätsfaktor entspricht dabei der Entwässerungskonstanten α. (18.33) lässt sich vereinfacht als lineare Gleichung formulieren.

$$v_{Rmax(h)} = \alpha h + \delta \qquad (18.35)$$

$$\delta = -\alpha h_o - \frac{Q_0}{SF_G} \qquad (18.36)$$

Die Grösse δ kann aufgrund der bisherigen Annahmen als Konstante behandelt werden.

α lässt sich nun aus mehrjährigen Schreibpegelaufzeichnungen eines Referenzpegels wie folgt ermitteln:

Für die Zeitabschnitte ohne direkte Grundwasserbildung - diese lassen sich z.B. anhand der klimatischen Bodenwasserbilanz bestimmen - werden die maximalen Ganglinien v_{Rmax} bestimmt und mit den jeweiligen, mittleren Grundwasserabständen $\bar{h}_i$ korreliert. F-B 18.9 zeigt dieses Vorgehen und die Resultate am Beispiel der Messstelle 610.219/21 auf der Grundlage der Messreihe 1976-1980.

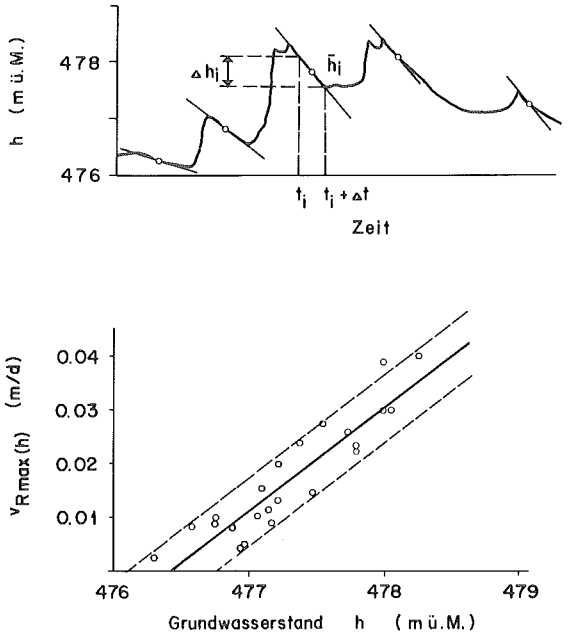
Zwischen v_{Rmax} und dem zugehörigen Grundwasserstand ergibt sich ein signifikanter linearer Zusammenhang.

$$v_{Rmax(h)} = 0.01919\ h - 9.1427 \qquad (18.37)$$

mit dem Korrelationskoeffizienten r = 0.913

h in m ü.M., v_{Rmax} in m/d

Fig. B 18.9 Abhängigkeit der Rückgangsgeschwindigkeit des Grundwasserspiegels in Trockenzeiten v_{Rmax} vom aktuellen Grundwasserstand h am Beispiel der Messstelle 610.219/21



Die Streuung der Punkte um die Regressionsgerade weist darauf hin, dass die Annahme, wonach der instationäre Verlauf des Grundwasserstandes ausschliesslich von der direkten Grundwasserneubildung verursacht wird, für die vorliegende Messstelle nicht vollends zutrifft. Vor allem dürften die als konstant postulierten Einflüsse der Oberflächenwasser-Infiltration und der randlichen unterirdischen Zuflüsse zeitlich variieren.

Die Streubreiten, welche für die Regressionsgerade aufgrund des zweifachen mittleren Fehlers eingezeichnet wurden, geben für die Messstelle 610.219/21 etwa die oberen und unteren Grenzwerte der Spiegelrückgangsgeschwindigkeiten während "Trockenzeiten" an. Die Regressionsgerade selbst dürfte die Spiegelrückgangsgeschwindigkeiten während Trockenzeiten und bei mittlerer Emmeinfiltration wiedergeben.

Setzt man (18.35) in (18.32) ein und integriert von t_0 bis t, ergibt sich die Gleichung der Entwässerungskurve (18.38), welche erlaubt, den Absenkungsverlauf des Grundwasserspiegels in "Trockenzeiten" zu berechnen:

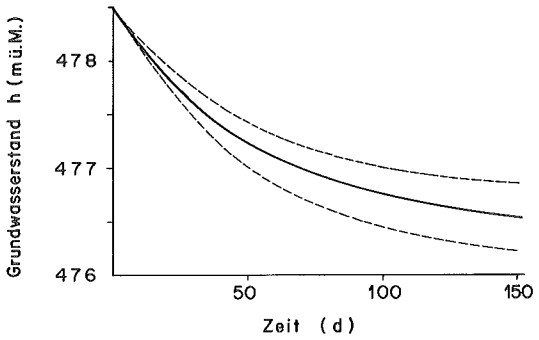
$$h_{(t)} = \left[h_{(t_0)} + \frac{\delta}{\alpha}\right] e^{-\alpha\ (t-t_0)} - \frac{\delta}{\alpha} \qquad (18.38)$$

oder nach $t - t_0$ aufgelöst:

$$t-t_0 = -\frac{1}{\alpha} \ln \left[\frac{h_{(t)} + \frac{\delta}{\alpha}}{h_{(t_0)} + \frac{\delta}{\alpha}}\right] \qquad (18.39)$$

F-B 18.10 zeigt die Entwässerungskurve der Messstelle 610.219/21, hergeleitet aus den in F-B 18.9 angegebenen Koeffizienten α, δ und den Streubereichen. Aus ihr kann z.B. entnommen werden, dass im Laufe einer 3-monatigen Trockenperiode der Grundwasserspiegel bis zu 1.5 m fallen kann, wenn er zu Beginn der Trockenperiode auf einem Niveau von 478 m ü.M. liegt.

Fig. B 18.10 Entwässerungskurve der Messstelle 610.219/21 mit Streubereichen



18.4.3 Instationärer Verlauf der direkten Grundwasserneubildungsrate

Die beschriebene Ganglinienanalyse erlaubt nun auch, die direkte Grundwasserneubildungsrate q_{G_N} instationär zu bestimmen. Auf (18.30) basierend, wird jeweils für variable Zeitabschnitte Δt die Speicheränderung im Grundwasserleiter mit dem gemäss der Entwässerungskurve entwässerten Grundwasservolumen superponiert.

Integriert man (18.30) über einen Zeitabschnitt Δt gilt:

$$\int_{\Delta t} Q_N dt = \int_{\Delta t} (Q_W - Q_O)\, dt + \left[h_{(t+\Delta t)} - h_{(t)}\right] S F_G \quad (18.40)$$

Der erste Term auf der rechten Seite repräsentiert die während dem Zeitabschnitt Δt entwässerte Grundwassermenge, welche sich gemäss (18.32) und (18.35) als lineare Funktion des mittleren Grundwasserstandes

$$\bar{h} = \frac{\int_{\Delta t} h dt}{\Delta t} \quad (18.41)$$

formulieren lässt:

$$\begin{aligned} \int_{\Delta t} Q_N dt &= v_{Rmax(\bar{h})}\ \Delta t\ S\ F_G + \Delta h\ S\ F_G \\ &= \left[\alpha \bar{h}_{(\Delta t)} + \delta\right] \Delta t\ S\ F_G + \Delta h\ S\ F_G \end{aligned} \quad (18.42)$$

Die direkte Grundwasserneubildungsrate q_{G_N} ergibt sich gemäss (18.5):

$$q_{G_N} = v_{Rmax(\bar{h})}\ S + \frac{\Delta h}{\Delta t}\ S \quad (18.43)$$

Als Beispiel ist die instationäre Berechnung von q_{G_N} in T-B 18.3 für die Messstelle 610.219/21 und das Jahr 1978 tabellarisch dargestellt. Der Speicherkoeffizient beträgt 7.6 % (B-18.4.4).

Der Berechnungsgang erfolgt zweckmässig für Zeitabschnitte innerhalb derer die Grundwasserstandsänderung linear verläuft. Anzahl und Dauer der Zeitabschnitte sind eine Frage der gewünschten Gangliniendiskretisierung bzw. der verfügbaren Rechenhilfsmittel.

Es ist zu beachten, dass die Werte von q_{G_N} lediglich den Charakter von Punktwerten haben. In kompliziert aufgebauten Grundwasserleitern wie z.B. dem Testgebiet (komplexe Strömungsverhältnisse, örtlich unterschiedliches Flurabstände, örtlich unterschiedliches Spiegelverhalten usw.) müssten deshalb zahlreiche Referenzpegel ausgewertet werden, um die flächenhafte Verteilung der direkten Grundwasserneubildung zu gewinnen. Der entsprechende

Rechenaufwand ist beträchtlich.

Die Anwendung der Ganglinienanalyse wird deshalb nur dann sinnvoll sein, wenn das Spiegelverhalten im gesamten Grundwasserleiter durch wenige Referenzpegel repräsentativ erfasst wird. Im weiteren kann die Ganglinienanalyse bei Grundwasservorkommen eingesetzt werden, wo sich der instationäre Verlauf von G_N nicht mehr mit einfachen Ansätzen aus S_N herleiten lässt, wie dies z.B. bei grossen Flurabständen, stark inhomogenen Deckschichten usw. der Fall ist (B 11).

Tabelle B 18.3 Tabellarisches Rechenschema für die Ermittlung der direkten Grundwasserneubildung G_N mit der Ganglinienanalyse

① Zeitabschnitt von bis	② Anzahl Tage Δt (d)	③ $\bar{h}_{(\Delta t)}$ (m ü.M.)	④ $v_{Rmax(\bar{h})} \cdot \Delta t$ (m)	⑤ $v_{Rmax(\bar{h})} \cdot \Delta t \cdot S$ (mm)	⑥ $\Delta h_{(\Delta t)}$ (m)	⑦ $\Delta h \cdot S$ (mm)	⑧ ⑦ + ⑤ = G_N (mm)	⑨ ② / ⑧ q_{G_N} (mm/d)
01.01.-11.01.	11	476.92	0.103	7.8	0.06	4.5	12.3	1.12
12.01.-24.01.	13	476.90	0.117	8.9	-0.09	- 6.8	2.1	0.16
25.01.-08.02.	15	477.19	0.219	16.6	0.63	47.7	64.3	4.29
09.02.-20.02.	12	477.41	0.226	17.1	-0.14	-10.6	6.5	0.54
21.02.-03.03.	11	477.64	0.255	19.3	0.52	39.4	58.7	5.34
04.03.-17.03.	14	477.80	0.368	27.8	-0.13	- 9.8	18.0	1.29
18.03.-24.03.	7	478.00	0.211	16.0	0.44	33.3	49.3	7.04
25.03.-29.03.	5	478.24	0.174	13.2	0.09	6.8	20.0	4.00
30.03.-30.04.	32	477.90	0.902	68.4	-0.75	-56.8	11.6	0.36
01.05.-23.05.	23	477.46	0.454	34.4	-0.12	- 9.1	25.3	1.10
24.05.-29.05.	6	477.45	0.117	8.9	0.10	7.6	16.5	2.75
30.05.-06.06.	8	477.45	0.157	11.9	-0.10	- 7.6	4.3	0.54
07.06.-09.07.	33	477.30	0.551	41.8	-0.20	-15.2	26.6	0.81
10.07.-06.08.	28	477.12	0.371	28.1	-0.16	-12.1	16.0	0.57
07.08.-11.08.	5	477.22	0.076	5.8	0.30	22.7	28.5	5.70
12.08.-22.08.	11	477.40	0.205	15.5	0.07	5.3	20.8	1.89
23.08.-13.10.	52	477.20	0.768	58.2	-0.45	-34.1	24.1	0.46
14.10.-15.12.	63	476.71	0.608	46.1	-0.52	-39.3	6.8	0.11
16.12.-28.12.	13	476.44	0.007	0.5	0.00	0.0	0.5	0.04
29.12.-01.01.	4	476.56	0.010	0.8	0.04	3.0	3.8	0.95
01.01.-31.12.	365		5.899	447.1	0.41	-31.1	416.0	

18.4.4 Ermittlung des Speicherkoeffizienten

Die Berechnung der direkten Grundwasserneubildung mit der Ganglinienanalyse setzt die Kenntnis des Speicherkoeffizienten S voraus. Wenn die Gesamtsumme der direkten Grundwasserneubildung über eine längere Zeitperiode bekannt ist, kann der Speicherkoeffizient ebenfalls mit Hilfe der Ganglinienanalyse bestimmt werden. Für lange Zeitperioden kann für (18.42), basierend auf (18.3) und (18.5), geschrieben werden:

$$S_N = S \left\{ \int_{t_o}^{t} \left[\alpha h_{(t)} + \delta \right] dt + h_{(t)} - h_{(t_o)} \right\} \qquad (18.44)$$

$$S = \frac{S_N}{\int_{t_o}^{t} \left[\alpha h_{(t)} + \delta \right] dt + h_{(t)} - h_{(t_o)}} \qquad (18.45)$$

Die Berechnung von S soll ebenfalls am Beispiel der Messstelle 610.219/21 für das Jahr 1978 erläutert werden. Die einzelnen Terme in (18.44) werden wie folgt bestimmt:

S_N : ist die Summe des Sickerwassers (B-18.3) und kann gemäss (18.3) der Summe der direkten Grundwasserneubildung G_N gleichgesetzt werden. Sie beträgt für 1978 im Grundwasserleiter Kirchberg-Gerlafingen 416 mm.

$$\int_{t_o}^{t} \left[\alpha h_{(t)} + \delta \right] dt:$$

Anhand der Regressionsgleichung (18.35) und F-B 18.9 werden für die Ganglinie der betrachteten Zeitperiode v_{Rmax} in Abhängigkeit des jeweiligen Grundwasserstandes h ermittelt und über die Zeitperiode integriert. Man teilt dafür die Ganglinie in Zeitabschnitt Δt_i mit einem zugehörigen mittleren Grundwasserstand

$$\Delta \bar{h}_{(\Delta t_i)}$$

ein und summiert die einzelnen Teilbeträge

$$\left[\alpha \bar{h}_{(\Delta t)} + \delta \right] \quad \Delta t_i$$

auf (T-B.18.3, Kolonne 4: 5899 mm)

$h_{(t)} - h_{(t_o)}$:

Wasserstandsänderung zwischen Beginn und Ende der Zeitperiode, für 1978: - 410 mm.

S ergibt sich somit zu:

$$S = \frac{416 \text{ mm}}{5899 \text{ mm} - 410 \text{ mm}} = 0.076$$

Dieser Wert stimmt sehr gut mit dem aus der instationären Eichung des Grundwassermodells ermittelten Speicherkoeffizienten für dieselbe Messstelle (Knoten Nr. 192) S = 7.6 % überein. Damit wird bestätigt, dass das gewählte Modell des Einzellinearspeichers für die vorliegende Messstelle 610.219/21 - bezogen auf den beobachteten Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels - eine zweckmässige Grundlage ist, um das Entwässerungsverhalten des Grundwasserleiters zu beschreiben.

Kapitel 19: RANDLICHE UNTERIRDISCHE ZUFLUESSE

Die sogenannten Randzuflüsse Q_R können aus angrenzenden Locker- und Festgesteins-Grundwasserleitern, aus offenen Klüften und Spalten konzentriert (Q_{Rk}) oder aber dispers (Q_{Rd}) auf dem Grundwasserstauer ins betrachtete Grundwasservorkommen fliessen (F-B 16.1). Sie werden vorwiegend gespiesen durch Niederschlagswasser, welches in den seitlichen Einzugsgebieten direkt versickert oder aus den Bächen und Gräben in den Untergrund infiltriert. Es kann somit von einer indirekten Grundwasserneubildung aus Niederschlägen gesprochen werden (B-18).

Die Zuflüsse durch die oberen begrenzenden Bilanzierungsprofile (vgl. Q_1 in F-B 16.1) sind in unseren alpenrandnahen Schottergrundwasserleitern im allgemeinen bedeutend grösser als der Neubildungsanteil durch Niederschläge. Sie werden daher normalerweise gesondert betrachtet, intensiv erforscht und nicht als indirekter Grundwasserneubildungsanteil aufgefasst.

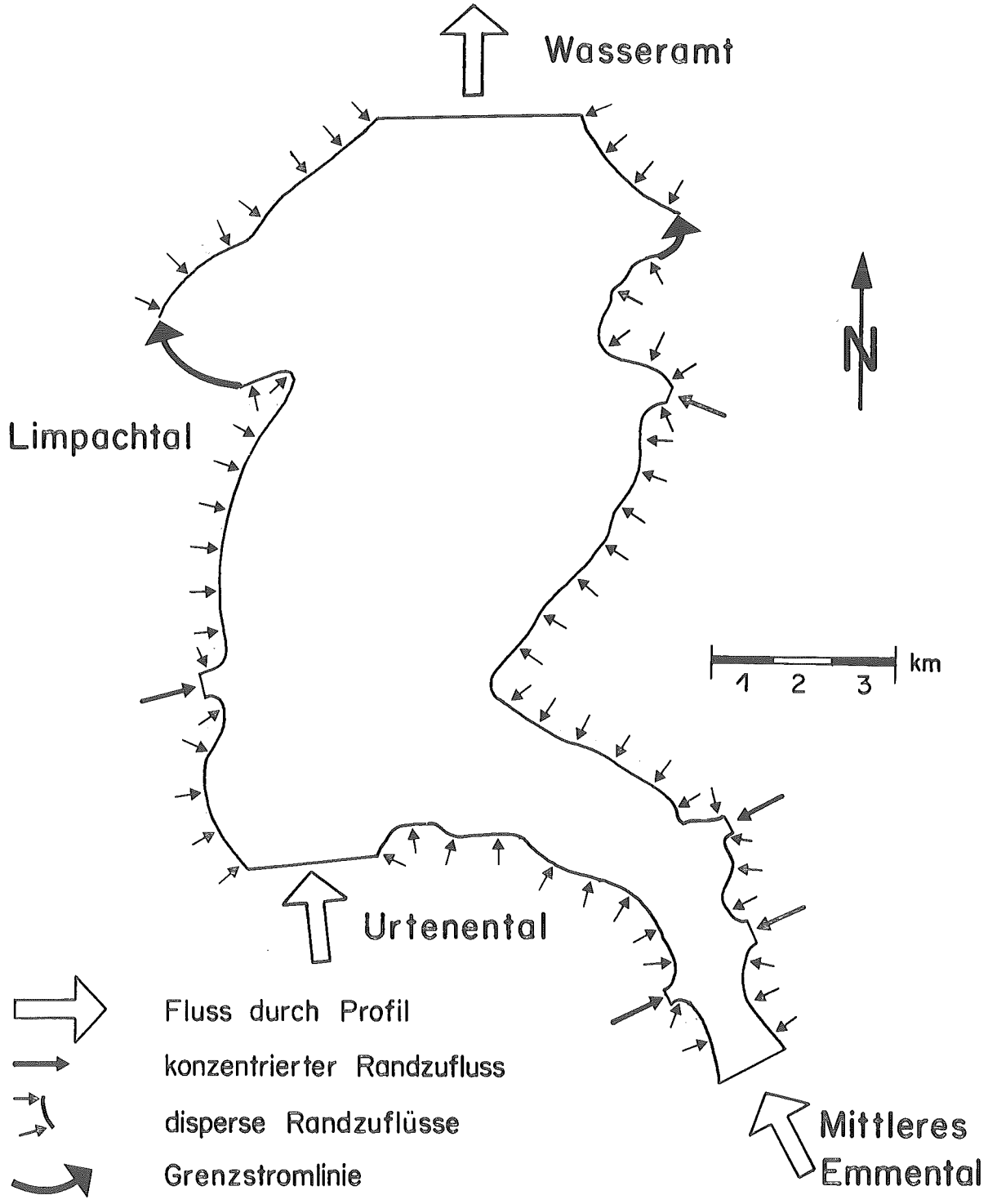
F-B 19.1 zeigt für das Testgebiet schematisch die Bilanzierungsprofile mit den Zuflüssen aus dem Mittleren Emmental und dem Urtenental sowie die Bereiche mit konzentrierten und dispersen Randzuflüssen.

Für die seitlichen Einzugsgebiete des Unteren Emmentals ist charakteristisch, dass sie grösstenteils durch ein Oberflächengewässer und den dazugehörenden Grundwasserleiter entwässert werden. Nur gerade ein Flächenanteil von 5 % dieser Gebiete entwässert als disperser Randzufluss direkt ins betrachtete Grundwasservorkommen.

Der mengenmässige Anteil der randlichen unterirdischen Zuflüsse ist im Vergleich zum gesamten Zufluss ins Grundwasservorkommen bescheiden. Die

Methoden zur Bestimmung der randlichen Zuflüsse müssen dies berücksichtigen, d.h. ein grosser Erkundungsaufwand lässt sich in Anbetracht der kleinen Zuflussmengen nicht rechtfertigen.

Fig. B 19.1 Schemabild der Flüsse über den Rand des Grundwasservorkommens im Testgebiet

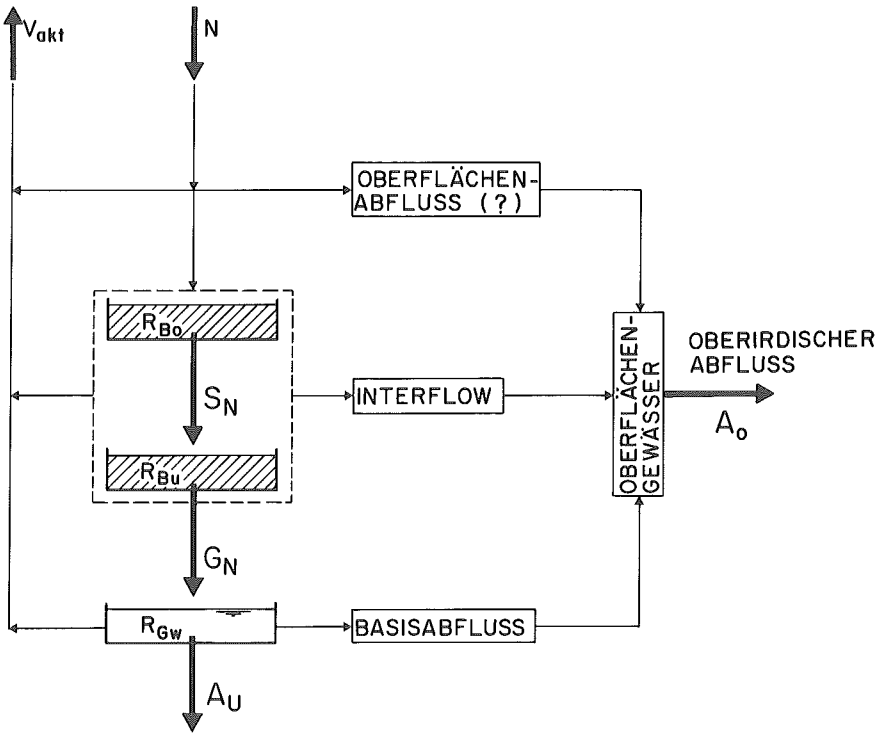


In B-19.1 werden Verfahren behandelt, die geeignet sind, die konzentrierten Randzuflüsse der seitlichen Einzugsgebiete zu bestimmen. In B-19.2 wird anschliessend auf die dispersen Randzuflüsse eingetreten.

19.1 Konzentrierter Randzufluss

F-B 19.2 zeigt schematisch den Entwässerungsmechanismus der seitlichen Einzugsgebiete (B 29). Im Gegensatz zur direkten Grundwasserneubildung (B-18) können hier die horizontalen Sickerbewegungen nicht mehr vernachlässigt werden.

Fig. B 19.2 Schema des Entwässerungsmechanismus eines seitlichen Einzugsgebietes mit einem Oberflächengewässer



Bei seitlichen Einzugsgebieten, die grösstenteils durch Oberflächengewässer entwässert werden, lässt sich der unterirdische Wegfluss A_u ins Hauptgrundwasservorkommen nicht mehr zuverlässig mit der klimatischen Bodenwasserbilanz berechnen, wie dies bei der direkten Grundwasserneubildung möglich ist. Interflow und Basisabfluss sowie die Wirkungsweise der Speichersysteme R_{Bu} und R_{Gw} sind zu wenig genau bekannt.

19.1.1 Querschnitts-Durchfluss nach DARCY

Der gesuchte Randzufluss A_u resp. Q_{RK} kann wohl am zuverlässigsten direkt nach DARCY in einem Durchflussprofil berechnet werden:

$$Q_{Rk} = k\ i\ F \qquad (19.1)$$

k : Durchlässigkeitsbeiwert

i : Potentialgefälle

F : Durchflussfläche

Allerdings sind, um zuverlässige Resultate zu gewinnen, die notwendigen Erkundungsarbeiten meistens aufwendig und lassen sich nur bei bedeutenden Grundwasserzuflüssen vertreten. Bei kleineren Grundwasserzuflüssen können im Rahmen der Erkundungsarbeiten für das Hauptgrundwasservorkommen oft generelle Hinweise bezüglich Durchlässigkeit, Durchflussfläche und Potentialgefälle der Einmündungsgebiete gewonnen werden. Die dabei ermittelten k-Werte können unter Umständen auch mit Hilfe von Analogieschlüssen auf andere Einmündungsgebiete übertragen werden (B7).

Der instationäre Verlauf der Randzuflüsse kann aus den Aenderungen der Durchflussflächen und Potentialgefälle ermittelt werden. Die Durchlässigkeitsbeiwerte können dabei als konstant betrachtet werden. Bei kleinen Randzuflussmengen kann ohne merkbare Genauigkeitseinbusse der instationäre Verlauf vernachlässigt werden.

19.1.2 Hydrologische Bilanz

Die Grundgleichung für die hydrologische Bilanz ergibt sich gemäss F-B 19.2 zu:

$$A_u = N - V - A_o \pm \Delta R_{Bo} \pm \Delta R_{Bu} \pm \Delta R_{GW} \qquad (19.2)$$

Für lange Zeitperioden werden die Speicheränderungen ΔR_{Bo}, ΔR_{Bu}, ΔR_{GW} gegenüber den übrigen Bilanzierungsgrössen vernachlässigbar klein, so dass gilt:

$$A_u = N - V - A_o \qquad (19.3)$$

Bei kleinen, abgeschlossenen Einzugsgebieten, kann der nach DARCY berechnete Querschnitts-Durchfluss oft mit (19.3) zusätzlich kontrolliert werden, wenn die hydrologische Bilanz über eine längere Zeitperiode, nach Möglichkeit über mehrere Jahre, durchgeführt wird (D-5.).

19.2 Disperser Randzufluss

Die hier betrachteten Einzugsgebiete besitzen meistens keinen bedeutenden Oberflächenwasserabfluss. Die gesamte versickerte Niederschlagsmenge fliesst dispers dem benachbarten Grundwasserleiter zu. Damit kann der Randzufluss ausgehend von der Sickerwassermenge abgeschätzt werden. Anstelle des in B-18.3 formulierten Versickerungsvorganges drängt sich ein modifiziertes Einzellinearspeichermodell auf.

Die Möglichkeit, die dispersen Randzuflüsse mit der Gleichung von DARCY zu berechnen, wird hier nicht behandelt. Wir verweisen auf die umfangreichen Untersuchungen des Institutes für Wald- und Holzforschung, Fachbereich Bodenphysik an der ETH-Zürich (B 60,B 32).

19.2.1 Modifikation des Einzellinearspeichermodells für die Bestimmung der indirekten Grundwasserneubildung

Wie zahlreiche Beobachtungen zeigen, nimmt die Schüttung einer Quelle in Zeiten ohne Niederschlag und Schneeschmelze annähernd exponentiell, d.h. nach der Theorie eines Einzellinearspeichers ab (B 1). Der zeitliche Ablauf der Entwässerung, d.h. der indirekten Grundwasserneubildung, lässt sich mit dem im B-18.4.1 beschriebenen Modell des Einzellinearspeichers ermitteln, wenn dieses wie folgt modifiziert wird:

Die Sickerwassermenge eines Niederschlagsereignisses füllt einen leeren, ideellen Speicher, der sich nach der Differentialgleichung des Einzellinearspeichers zu entwässern beginnt. Die Entwässerung, beschrieben durch die Entwässerungskurve, läuft dabei unabhängig davon ab, ob weitere Niederschlagsereignisse stattfinden oder nicht. Die indirekte Grundwasserneubildungsrate ergibt sich dann aus der Superposition der einzelnen Entwässerungskurven. Praktisch wird wie folgt vorgegangen:

- Sickerwasserrate q_{S_N}

  Mit der in B-18.3 beschriebenen klimatischen Bodenwasserbilanz wird die Sickerwasserrate im seitlichen Einzugsgebiet instationär erfasst. Speziell ist zu erwähnen, dass die Versickerungskapazität der mit einer Vegetationsdecke versehenen Deckschichten in humiden Gebieten i.a. grösser ist als die auftretenden Regenintensitäten, so dass ein Oberflächenabfluss auch in geneigten Gebieten meistens nur dort möglich ist, wo versiegelte Flächen die direkte Versickerung verhindern (B 29).

- Indirekte Grundwasserneubildungsrate q_R

  Die Entwässerungskurve, welche die indirekte Grundwasserneubildungsrate repräsentiert, kann unterteilt werden in zwei Zeitabschnitte:

  Im ersten, t_o bis t_1, füllt sich der ideelle Speicher durch das zufliessende Sickerwasser, der zweite, $t-t_1$, beschreibt seine anschliessende Entleerung.

Unter der Annahme, dass die Sickerwasserrate q_{S_N} konstant ist, berechnet sich die indirekte Grundwasserneubildungsrate q_R im ersten Zeitabschnitt nach (B 22) zu:

$$q_{R(t)} = q_{S_N} (1 - e^{-\alpha (t-t_o)}) \quad \text{für } t_o \leqq t \leqq t_1 \qquad (19.4)$$

Die anschliessende Speicherentleerung wird mit (19.5) beschrieben.

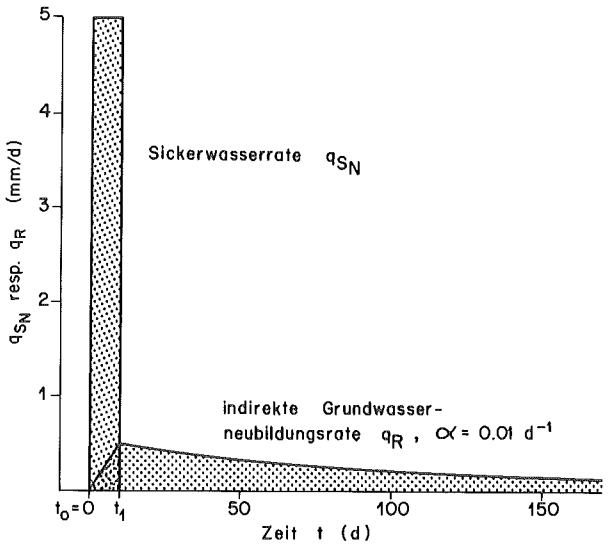
$$q_{R(t)} = q_{R(t_1)} e^{-\alpha (t-t_1)} \quad \text{für } t > t_1 \qquad (19.5)$$

$$\text{mit } q_{R(t_1)} = q_{S_N} (1-e^{-\alpha (t_1-t_o)}) \qquad (19.6)$$

Die Zeitdauer des ersten Zeitabschnittes wird dabei derjenigen des Niederschlagsreignisses gleichgesetzt.

F-B 19.3 zeigt die Umwandlung einer konstant angenommenen Sickerwasserrate von 5 mm/d während 10 Tagen in die entsprechende Entwässerungskurve (α = 0.01 d^{-1}).

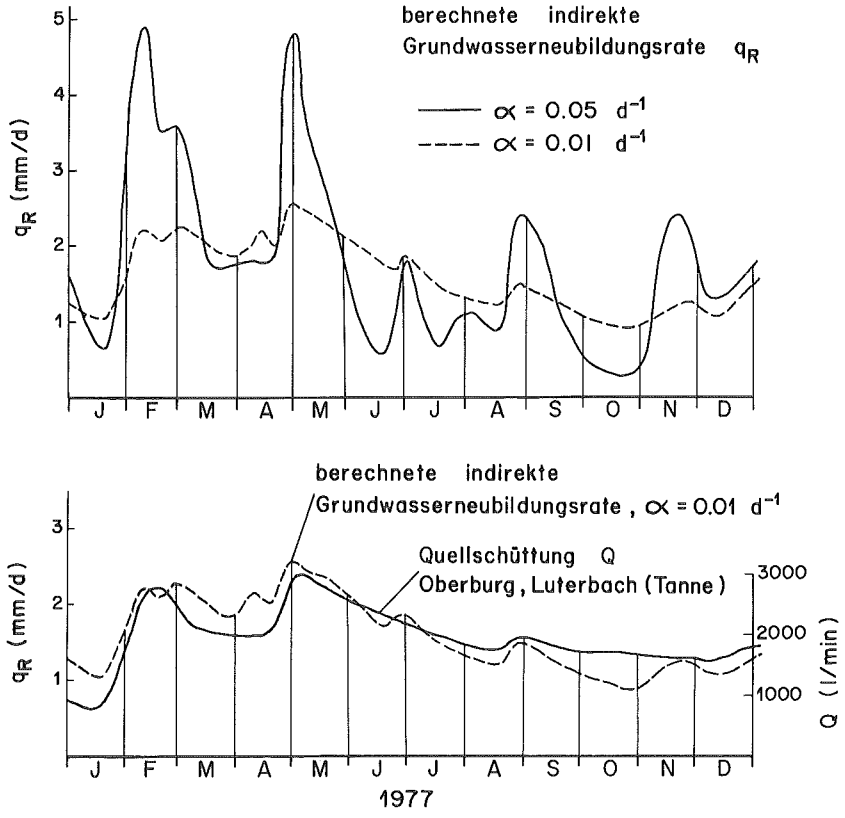
Fig. B 19.3 Umwandlung einer konstanten Sickerwasserrate in ihre Entwässerungskurve



Mit einem geschätzten Anfangswert α wird die Zuflussrate über eine längere Zeitperiode (z.B. ein Jahr) berechnet. Das Resultat wird mit einer oder mehreren Vergleichsganglinien verglichen und die optimale Entwässerungskonstante iterativ gesucht. Mit Vorteil werden dabei die Ganglinien standardisiert (B 42).

Im Testgebiet konnte die Entwässerungskonstante anhand der Schüttung der Quelle Tanne im Luterbachtal bei Oberburg geeicht werden. F-B 19.4 zeigt oben zwei mit unterschiedlichen Entwässerungskonstanten berechnete Zuflussganglinien und unten den Vergleich der mit optimiertem α berechneten Randzuflussganglinie und der gemessenen Quellschüttung.

Fig. B 19.4 Eichung der indirekten Grundwasserneubildungsrate an der Quelle Tanne bei Oberburg



Der totale Randzufluss Q_R infolge indirekter Grundwasserneubildung aus einem seitlichen Einzugsgebiet der Fläche F_E ergibt sich somit zu:

$$Q_R = q_R \; F_E \qquad (19.7)$$

Kapitel 20: GRUNDWASSERNUTZUNG

Normalerweise wird Grundwasser entnommen für

- die Trink- und Brauchwasserversorgung durch öffentliche Wasserversorgungen, Industrie- und Gewerbebetriebe, Hausfassungen usw.;

- zeitlich beschränkte und bleibende künstliche Grundwasserspiegelabsenkungen bei Baugrubenentwässerungen, Kanalisationen usw.;

- bleibende Grundwasserabsenkungen bei Drainagen, Fluss- und Bachverbauungen;

- landwirtschaftliche Bewässerung;

- Wärmeentzug und Wärmeeintrag (hier wird das entnommene Grundwasser meist wieder versickert).

Die abgeleiteten Grundwassermengen müssen für die Grundwasserbilanzierung und die Ueberwachung der Grundwasservorräte bekannt sein.

Bei den öffentlichen Wasserversorgungen und den privaten Grossbezügern werden die Mengen in der Regel mit Messuhren erfasst oder permanent registriert. Bei kleinen und alten Anlagen, Hausfassungen usw. müssen die Mengen aufgrund der Konzessionsakten, Pumpleistungen, Versorgerzahlen und anderen Hilfsmitteln abgeschätzt werden. Kleine Grundwasserentnahmen und der instationäre Verlauf der Grundwassernutzung können bei der Bilanzierung oft vernachlässigt werden. Inwieweit dies zulässig ist, lässt sich aufgrund von Genauigkeitsbetrachtungen abschätzen.

Schwerer ins Gewicht fallen meistens die Grundwassermengen bei Grundwasserspiegelabsenkungen für Tiefbauten, Drainagen und Bewässerungen. Sie können oft die im Rahmen der Trinkwasserversorgung genutzten Mengen um ein Mehrfaches übersteigen.

Während dem Bau der ARA-Sammelleitung im Raum Wiler-Gerlafingen wurden in den Jahren 1977 und 1978 beispielsweise bis zu 500 l/s Grundwasser gepumpt und damit die Bilanzierungskennziffern und die Strömungsverhältnisse über längere Zeit stark verändert, was im Grundwassermodell entsprechend berücksichtigt werden musste (vgl. B 7).

Mit allem Nachdruck muss gefordert werden, dass auch für Grundwasserabsenkungen bei Tiefbauten und für Bewässerungsanlagen im Rahmen des gesetzlichen Bewilligungsverfahrens eine sorgfältige kontinuierliche Messung der Fördermengen vorgeschrieben wird. Dazu eignen sich Messkanäle mit Wasserstands-Schreibpegeln am bestens; Mengenbestimmungen über die Pumpenleistung genügen nicht.

Bei Tiefbauarbeiten im Grundwasser müssen bleibende Grundwasserabsenkungen und -ableitungen z.B. durch undichte Kanalisationen, nicht aufgehobene Baudrainagen, infolge grobkörniger, durchlässiger Grabenfüllungen usw. unbedingt vermieden werden. Vorschriften allein genügen nicht. Kontrollen und allfällig nötige nachträgliche Sanierungen sind unerlässlich.

Meliorationsarbeiten, Drainagen, Fluss- und Bachverbauungen können direkt oder indirekt zu bleibenden Grundwasserabsenkungen und -ableitungen führen. Auch wenn hier nicht von einer Grundwassernutzung gesprochen werden kann, wirken sie sich ähnlich, meistens sogar weit schwerwiegender auf die Grundwasserverhältnisse aus. Bestehende Grundwasserableitungen müssen für die Grundwasserbilanzierung mengenmässig mit den Exfiltrationen (B-17) erfasst

werden. Neue können mit Modellsimulationen berechnet werden und sind möglichst klein zu halten.

ABSCHNITT VI: LEITFAEHIGKEIT UND TEMPERATUR

Aus B-6.6 geht klar hervor: Das bisher bei Grundwasserprospektionen oft angestrebte Ziel, mit in verfilterten Aufschlussbohrungen bestimmten physikalischen und chemischen Parametern die Strömungsverhältnisse in Schotter-Grundwasserleitern zu erfassen, lässt sich in den meisten alpenrandnah abgelagerten Vorkommen nicht erreichen.

Dank der in den meisten Aufschlussbohrungen des Testgebietes aufgenommenen Flowmeter-Logs gelang es jedoch, die wenigen Leitfähigkeits- und Temperaturmessungen im Grundwasserleiter zumindest generell zu interpretieren und einen wertvollen Einblick in die dreidimensionalen Strömungsverhältnisse im Grundwasserleiter zu gewinnen.

Spezifische Fragen, wie sie sich bei der Nutzung der natürlichen Wärme von Grundwasservorkommen in Lockergesteinen stellen, konnten mit den vorhandenen Auswertungen noch nicht beantwortet werden. Hier sind weitere Forschungsarbeiten notwendig wie Modellstudien, um den Kälteeintrag von künstlichen und natürlichen Versickerungen zu untersuchen sowie Wärmebilanzen, um die nutzbare Wärmemenge eines Grundwasservorkommens zu bestimmen. Im Emmental werden solche Probleme seit 1980 im Auftrag des WEA, Bern, intensiv studiert (B 87, 8, 4).

Kapitel 21: LEITFAEHIGKEIT

21.1 Massgebende Einflussfaktoren

Das elektrolytische Leitvermögen des Wassers weist auf die Menge der in einem Wasser gelösten Salze hin. Die härtebildenden Salze (gelöste Calcium- und Magnesiumsalze) werden in den Gruppenparametern

- Gesamthärte GH
- Karbonathärte KH
- Permanente Härte PH = GH - KH

zusammengefasst. Die Härte wird in der Schweiz mit französischen Härtegraden (^{o}f) gemessen. 1 ^{o}f entspricht 10 mg $CaCo_3$/l oder 0.2 mval/l. Die Gesamthärte umfasst die im Wasser gelösten Erdalkali-Ionen, die Karbonathärte erfasst denjenigen Anteil, welcher im Wasser gelösten Karbonat- (CO_3) und Hydrogen-Karbonat-Ionen (HCO_3) äquivalent ist, die permanente Härte das nicht an Kohlensäure gebundene, sondern als Hydroxid, Chlorid, Sulfat, Nitrat, Phosphat etc. vorhandene Calcium und Magnesium.

Karbonatgesteine werden umso mehr angegriffen, je mehr gelöstes CO_2 das Wasser enthält. Weil CO_2 vornehmlich in der Humusschicht aufgenommen wird (B 3, 51), wo es als Abbauprodukt von organischem Material anfällt, ist der

CO_2-Gehalt des Wassers und die daraus resultierende Karbonathärte ein wichtiger Indikator für die Zuflüsse zum Grundwasser.

Abgesehen von örtlich allenfalls gehäuft auftretenden, anthropogenen Verunreinigungen, ist vom petrographischen Aufbau des Emmentalgrundwasserleiters her zu erwarten, dass die Härtebildner den Hauptanteil am Gesamtsalz abgeben.

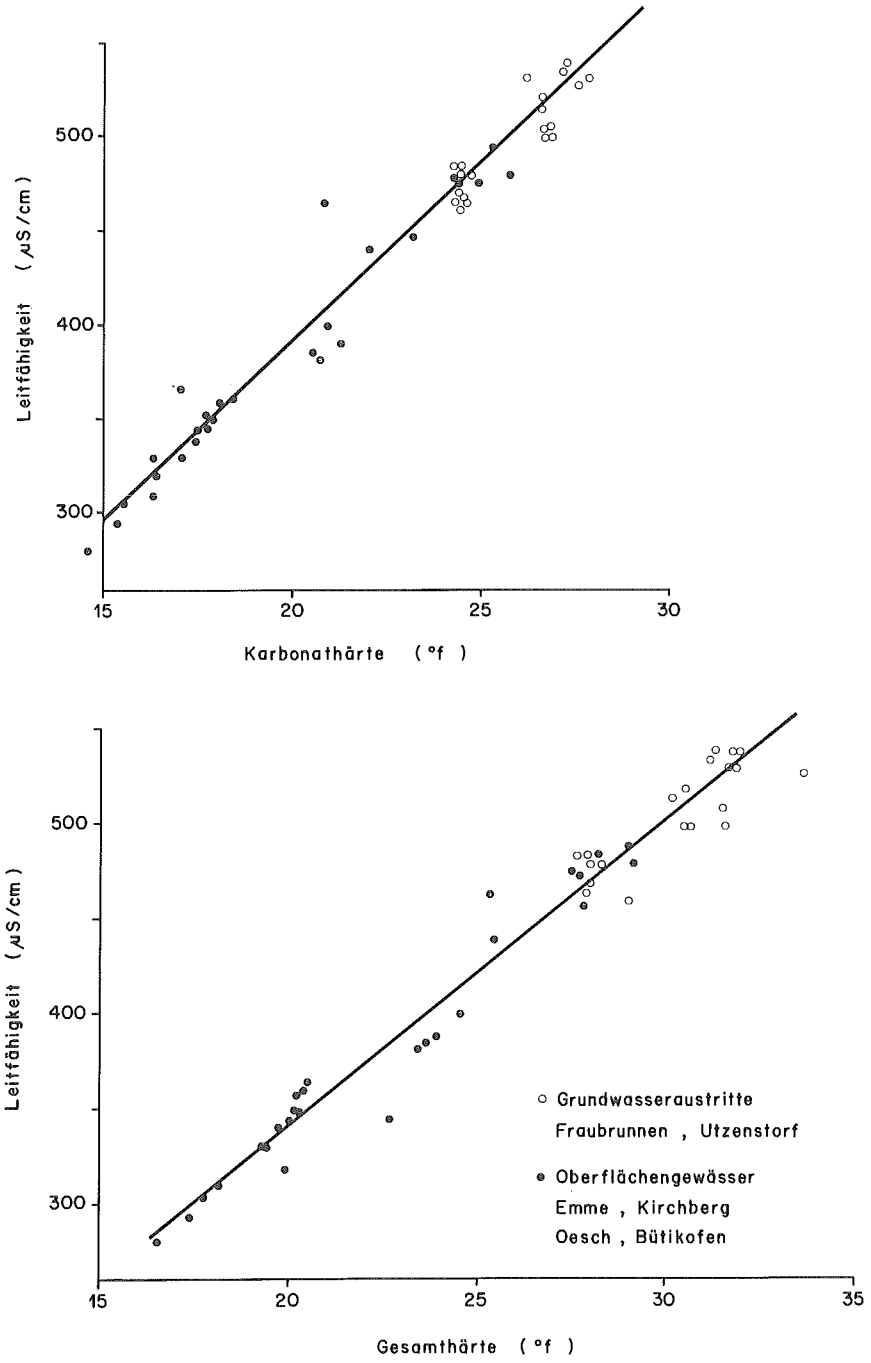
Wie die Untersuchungen im Oberen und Mittleren Emmental (B 5, 6) gezeigt haben, ist das echte Grundwasser wesentlich härter als das Infiltrat der Emme.

Die Härte lässt sich zuverlässig nur relativ aufwendig mittels Probenahme und Laboruntersuchungen bestimmen. Es wurde daher versucht, die wesentlich einfacher bestimmbare Leitfähigkeit zu messen und mit der Härte zu korrelieren. In F-B 21.1 sind die Resultate aus neun vergleichenden Messkampagnen (B-6.6.1), die an Grundwasseraustritten und Oberflächengewässern durchgeführt wurden, aufgezeichnet.

Sowohl mit der Karbonat- wie mit der Gesamthärte steht die Leitfähigkeit in einem deutlichen linearen Zusammenhang.

Die Wasserproben der Oberflächengewässer weisen tiefere, diejenigen der Grundwasseraustritte höhere Leitfähigkeitswerte bzw. Härtegrade auf. Die Gesamthärte übertrifft die Karbonathärte nur geringfügig mit etwa 3 bis 4 °f. Dies, wie auch die relativ kleinen Unterschiede der Regressionsbeziehungen zeigen, dass die gelösten Wasserinhaltsstoffe grösstenteils aus dissoziierten Karbonatverbindungen bestehen. Die Leitfähigkeit, als natürlicher Tracer, eignet sich demzufolge im Testgebiet vorzüglich, um die räumliche Verteilung der Karbonat- und Gesamthärte im Grundwasserleiter zu erfassen und damit Rückschlüsse über die Einspeisung und Ausbreitung verschiedener Grundwasserzuflüsse zu ziehen.

Fig. B 21.1 Korrelation der Karbonathärte bzw. der Gesamthärte mit der elektrolytischen Leitfähigkeit



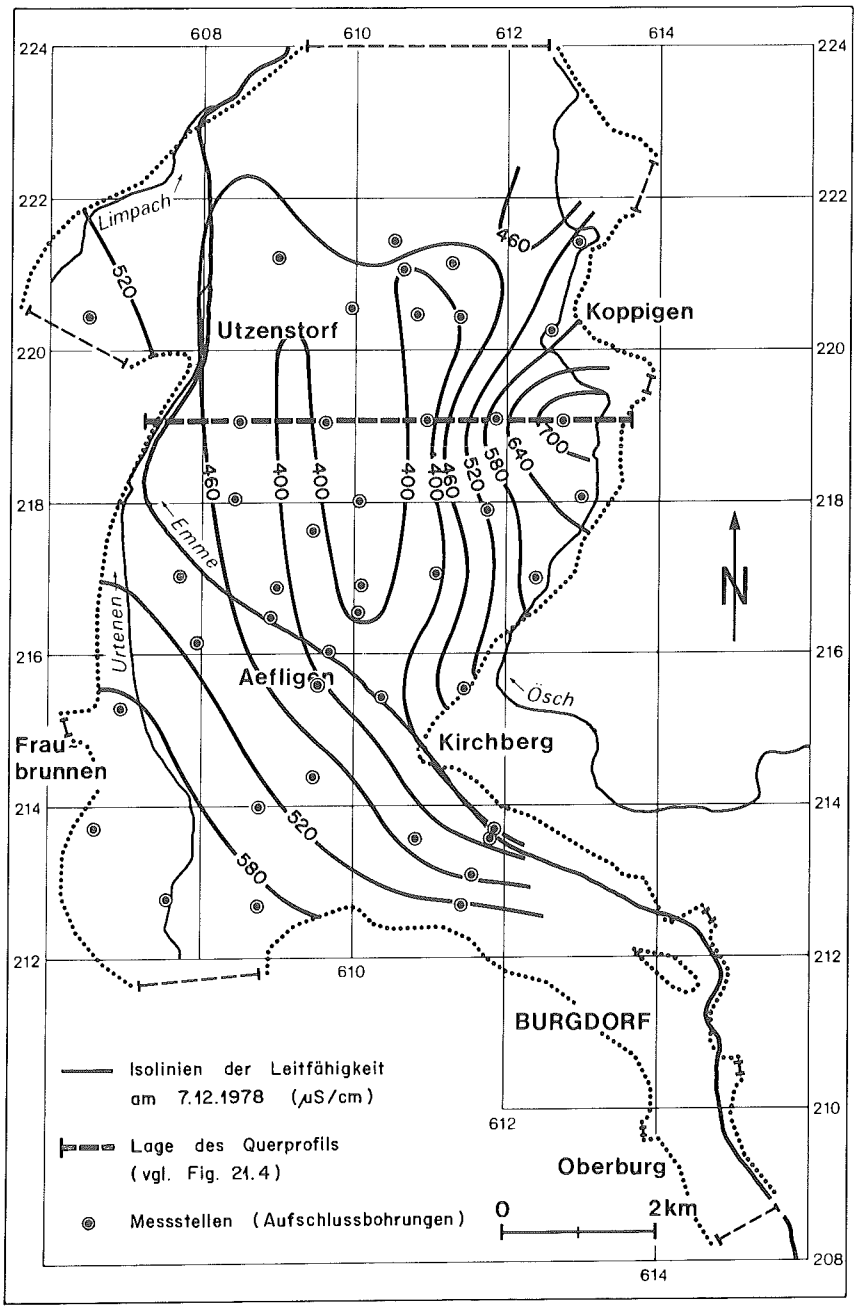
21.2 Die räumliche Verteilung der Leitfähigkeit

In den Filterrohren der meisten Aufschlussbohrungen im Testgebiet strömt, zumindest in den obersten Aquiferschichten, Wasser von oben nach unten. Die Leitfähigkeitsverhältnisse in den obersten Schichten des Grundwasserleiters werden demnach von den gemessenen Werten richtig repräsentiert und können situationsmässig dargestellt werden. In F-B 21.2 und 3 sind als Resultat von zwei Simultanmessungen die Isolinien der Leitfähigkeit für ein Niveau von 2.5 m unter dem Grundwasserspiegel aufgezeichnet.

Die Simultanmessung vom 7. Dez. 1978 (F-B 21.2) wurde nach einer längeren Trockenperiode durchgeführt. Die Gesamtsumme der direkten Grundwasserneubildung aus den zwei vorangegangenen Monaten betrug lediglich 1 mm.

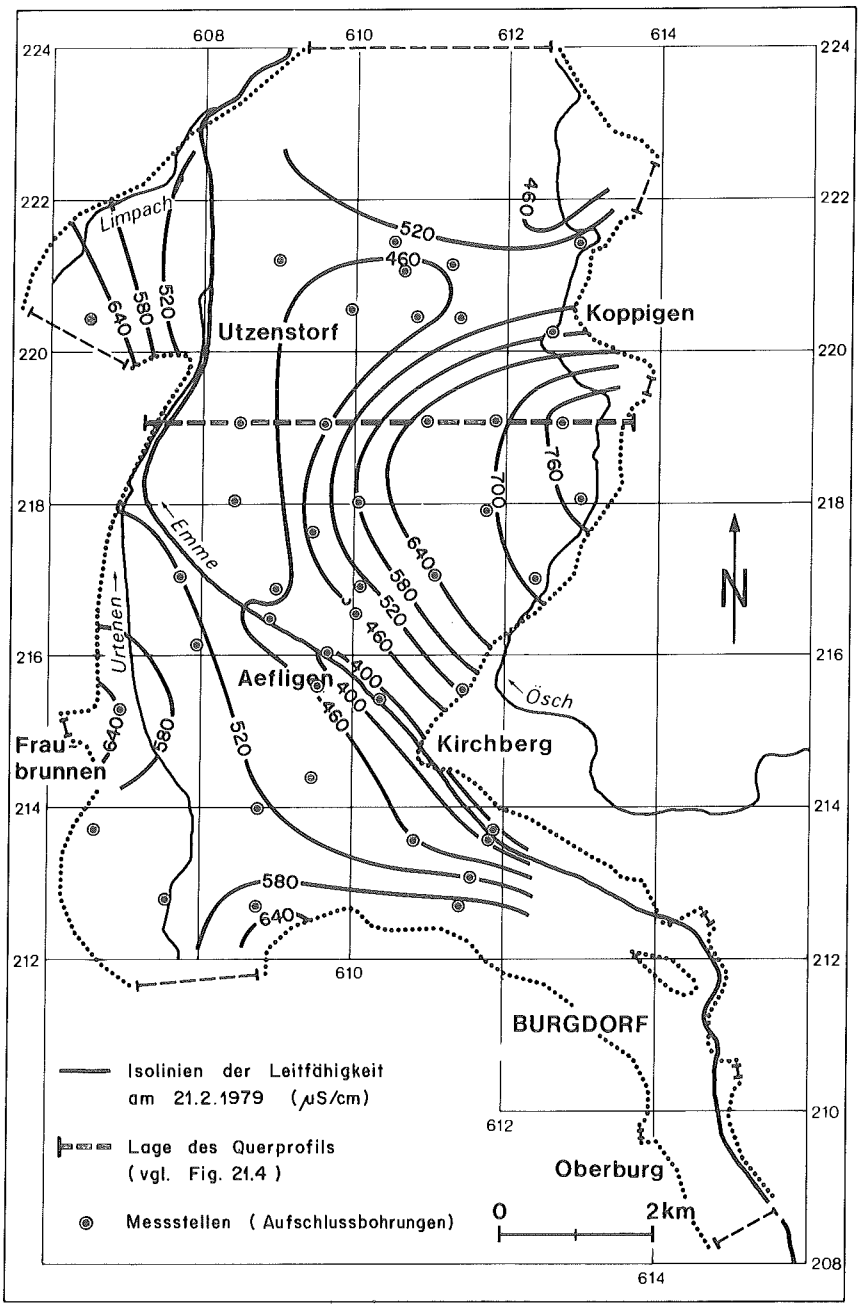
Die F-B 21.2 zeigt deutlich die Ausbreitung des schwach mineralisierten Emme-Infiltrates im zentralen Bereich des Grundwasserstromes. Gegen die Randzonen und im Zuflussbereich der Seitentäler nimmt die Leitfähigkeit und damit der Mineralisationsgrad zu. Dies hängt u.a. damit zusammen, dass die spezifische Durchflussmenge des Grundwasserstromes, ausgedrückt als Volumenstrom pro Einheitsbreite des Grundwasserleiters, entlang den seitlichen Berandungen bedeutend kleiner ist als im zentralen Bereich. Ebenfalls nimmt der prozentuale Anteil des Emme-Infiltratwassers am Gesamtdurchfluss (bezogen auf eine Einheitsbreite) gegen den Rand ab. Das Mischverhältnis verschiebt sich somit gegen den Rand sukzessive zugunsten des stärker mineralisierten Sickerwassers aus Niederschlägen und der randlich unterirdischen Zuflüsse.

Fig. B 21.2 Isolinien der Leitfähigkeit vom 7.12.1978 2.5 m unter dem Grundwasserspiegel nach einer Trockenperiode



Die zweite Simultanmessung datiert vom 21.2.1979 (F-B 21.3).

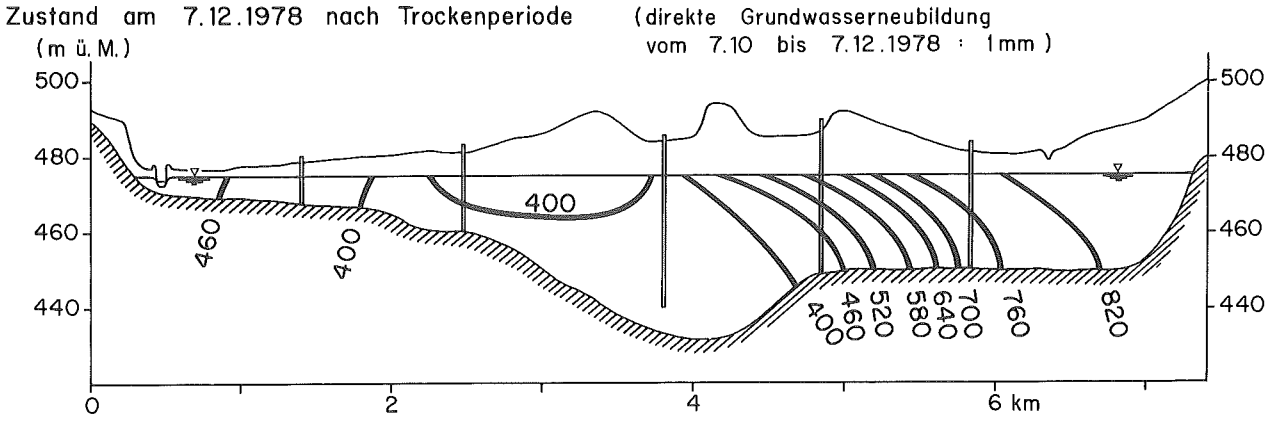
Fig. B 21.3 Isolinien der Leitfähigkeit vom 21.2.1979 2.5 m unter dem Grundwasserspiegel nach einer Niederschlags-Periode

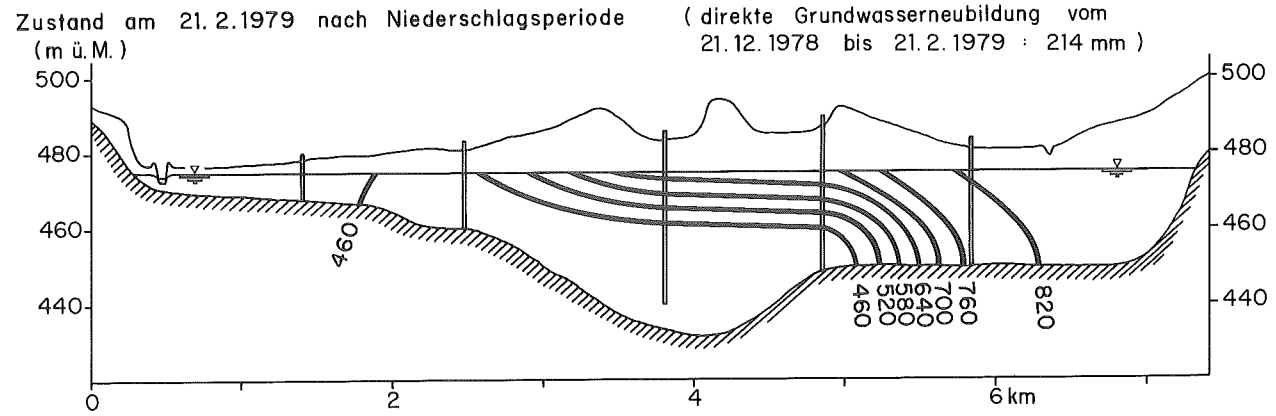


Als Folge von anhaltenden Niederschlägen und Schneeschmelze versickerten in den zwei Monaten vor der Messkampagne insgesamt 214 mm Wasser. Dieser massive Zufluss an hartem Sickerwasser führte dazu, dass sich die Leitfähigkeit in den Randzonen, z.T. aber auch im zentralen Bereich des Grundwasserleiters, massiv erhöhte.

F-B 21.4 veranschaulicht diesen Ioneneintrag im Querprofil. Die Strömungsverhältnisse in den Bohrungen des Profils Utzenstorf-Koppigen erlauben, die Leitfähigkeitsverhältnisse über die gesamte Grundwassermächtigkeit zu interpretieren.

Fig. B 21.4 Isolinien der Leitfähigkeit im Querprofil Utzenstorf-Koppigen am 7.12. 1978 und an 21.2.1979 (Lage des Querprofils siehe Fig. B 21.2 und 3)





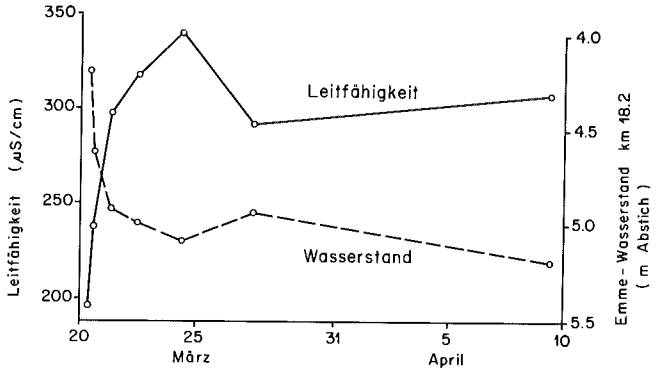
21.3 Die zeitliche Variation der Leitfähigkeit

Im folgenden wird die zeitliche Variation der Leitfähigkeit am Beispiel der Emme und einer Grundwassermessstelle generell beleuchtet.

21.3.1 Emme

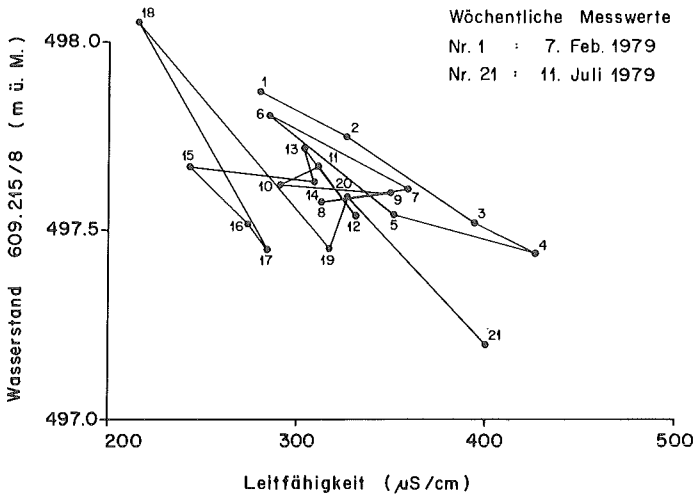
Generell weist die Emme bei Hochwasser im Vergleich zu Niederwasser weicheres Wasser auf. Der Wechsel zwischen hartem und weichem Wasser ist dadurch bedingt, dass bei Trockenwetter der Abfluss der Emme und ihr Infiltrat vorwiegend aus eher harten "Quellwasser" besteht, während bei Hochwasser der grösste Teil der Wassermenge aus oberflächlich abfliessenden Niederschlägen stammt, die noch nicht oder lediglich gering aufgehärtet wurden. Nach dem Hochwasser steigt mit abklingendem Pegelstand das Leitvermögen des Emmewassers an. F-B 21.5 veranschaulicht dies am Beispiel eines Hochwasserereignisses vom März 1978. Kurzfristig lässt sich die Leitfähigkeit sehr gut mit dem Wasserstand bzw. der Abflussmenge der Emme korrelieren.

Fig. B 21.5 Ganglinien des Wasserstandes und der Leitfähigkeit in der Emme (km 18) kurzfristiger Zustand



Längerdauernde Messreihen zeigen jedoch, dass diese Korrelation verwischt wird. In F-B 21.6 sind die Resultate von 21 wöchentlichen Messungen zwischen dem 7. Februar und 11. Juli 1979 in ihrer zeitlichen Abfolge aufgezeichnet. In den ersten sieben Wochen steht die Leitfähigkeit in einer klaren funktionalen Abhängigkeit zum Emmepegel. Gegen den Sommer werden bei gleichen Wasserständen zunehmend tiefere Leitfähigkeitswerte gemessen. Diese und weitere Messungen zeigen klar: Gleiche Abflussmengen weisen eine jahreszeitlich stark variierende Ionenkonzentration auf, mit dem Maximum zu Beginn der Schneeschmelzperiode zwischen Februar und April.

Fig. B 21.6 Beziehung zwischen Wasserstand und Leitfähigkeit in der Emme (km 10); langfristiger Zustand

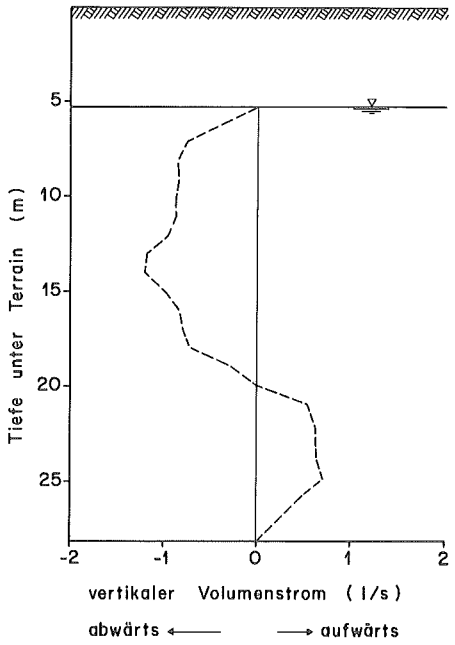


21.3.2 Grundwasser

In 7 Bohrungen wurden während 5 Monaten wöchentlich die Leitfähigkeitsprofile aufgenommen. Dabei ging es vor allem darum, trotz der Vertikalströmungen in den Filterrohren Hinweise zu erhalten, wie sich die Leitfähigkeit im Grundwasserleiter zeitlich verändert. Die ausgewählten Messstellen befinden sich im Infiltrationsbereich der Emme zwischen Kirchberg und Koppigen.

Die wichtigsten Ergebnisse werden am Beispiel der Grundwassermessstelle 610.217/14 kurz erläutert. Betrachten wir zuerst das Profil des vertikalen Volumenstromes (F-B 21.7). Es zeigt: Aus den oberen Aquifer-Schichten strömt Wasser nach unten, aus den unteren Schichten nach oben einer Senke zu. Diese Strömungsverhältnisse erlauben, die Leitfähigkeit des Grundwassers lediglich im Spiegel- sowie im Stauerbereich richtig zu erfassen.

Fig. B 21.7 Vertikaler Volumenstrom in der Aufschlussbohrung (610.217/14)

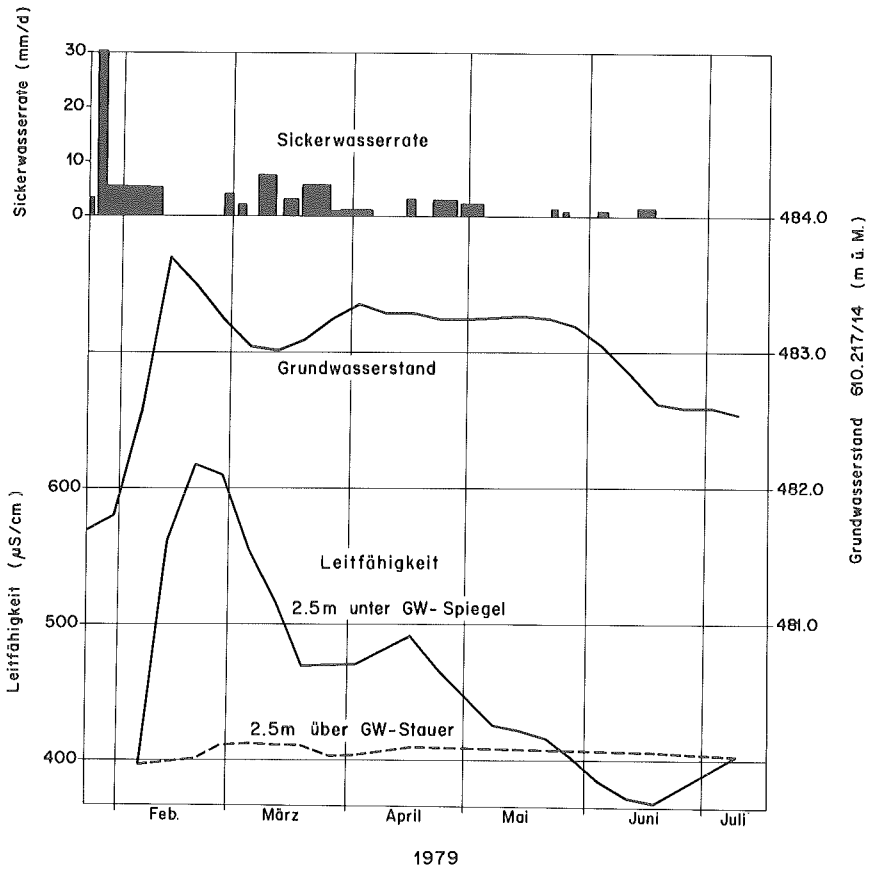


In F-B 21.8 wurden die Ganglinien der Leitfähigkeitswerte vom Februar bis Juli 1979 für die Niveaus 2.5 m unter dem Grundwasserspiegel und 2.5 m über dem Grundwasserstauer aufgezeichnet. Ebenfalls sind die Ganglinie des Grundwasserspiegels sowie die Stufenfunktion der Sickerwasserrate dargestellt.

Im Winter und Frühling wird das Grundwasser infolge der intensiven direkten Grundwasserneubildung aus Niederschlag massiv aufgehärtet, jedoch lediglich im oberen Aquiferbereich. In den unteren Schichten des Grundwasserleiters fliesst dagegen durchwegs weiches, vorwiegend aus Emme-Infiltrat bestehendes Grundwasser.

Ende April, mit zurückgehender direkter Grundwasserneubildung, nimmt die Leitfähigkeit im oberen Aquiferbereich wieder ab, der Einfluss von Emme-Infiltrat wird wieder zunehmend grösser.

Fig. B 21.8 Ganglinien der Leitfähigkeit und des Grundwasserstandes in der Bohrung 610.217/14



Kapitel 22: TEMPERATUR

22.1 Massgebende Einflussfaktoren

Räumlich und zeitlich variieren die natürlichen Temperaturen in den schweizerischen Lockergesteins-Grundwasserleitern im wesentlichen infolge:

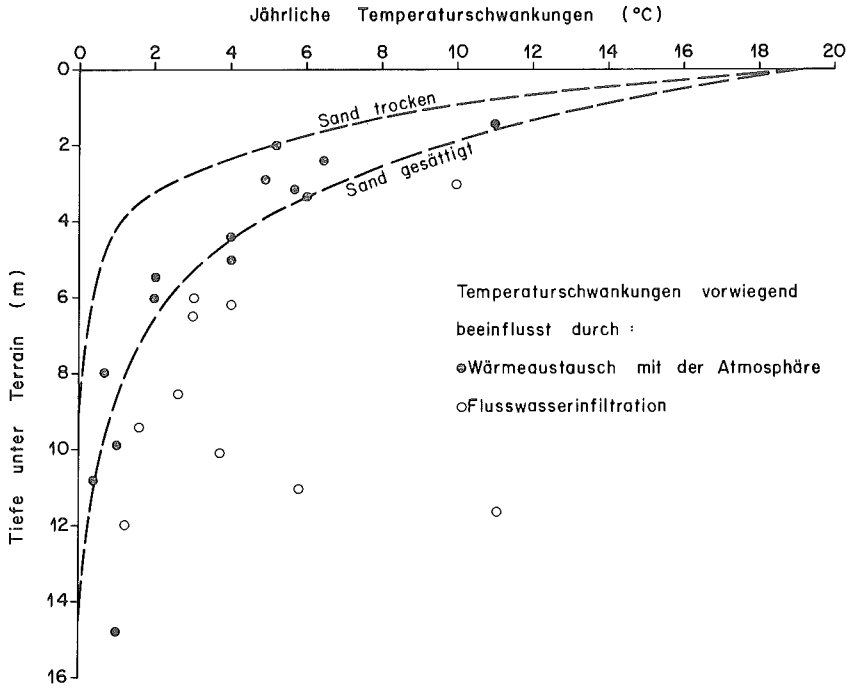
- Wärmeeintrag aus der Atmosphäre
- Wärmeeintrag durch infiltrierende Oberflächengewässer.

F-B 22.1 zeigt die berechneten jährlichen Temperaturschwankungen für

trockenen Sand ($C = 0.35$ kWh/m^3°C, $\lambda = 0.25$ W/m°C),
gesättigten Sand ($C = 0.85$ kWh/m^3°C, $\lambda = 2.5$ W/m°C),

bei einer Jahresamplitude von 19.6°C der Monatsmittel 1976 bis 1980 der Lufttemperatur in Funktion der Schichtmächtigkeit (B 33, 78).

Fig. 22.1 Jährliche Temperaturschwankungen in Abhängigkeit der Tiefe unter Terrain



Im weiteren sind die im Testgebiet 1976 bis 1979 gemessenen jährlichen Temperaturschwankungen 0.5 m unter dem Grundwasserspiegel in Abhängigkeit des Flurabstandes aufgetragen.

Die Figur zeigt: Die Temperatur in den obersten Aquiferschichten ausserhalb von Infiltrationsbereichen lässt sich relativ zutreffend mit den Gesetzen der Wärmeleitung beschreiben. Messwerte, die im Infiltrationsbereich der Emme und anderer Seitenbäche erhoben wurden, deuten auf ein anderes Temperaturverhalten hin, welches vom konvektiven Wärmetransport des infiltrierenden, temperaturmässig stark schwankenden Flusswassers dominiert sein dürfte.

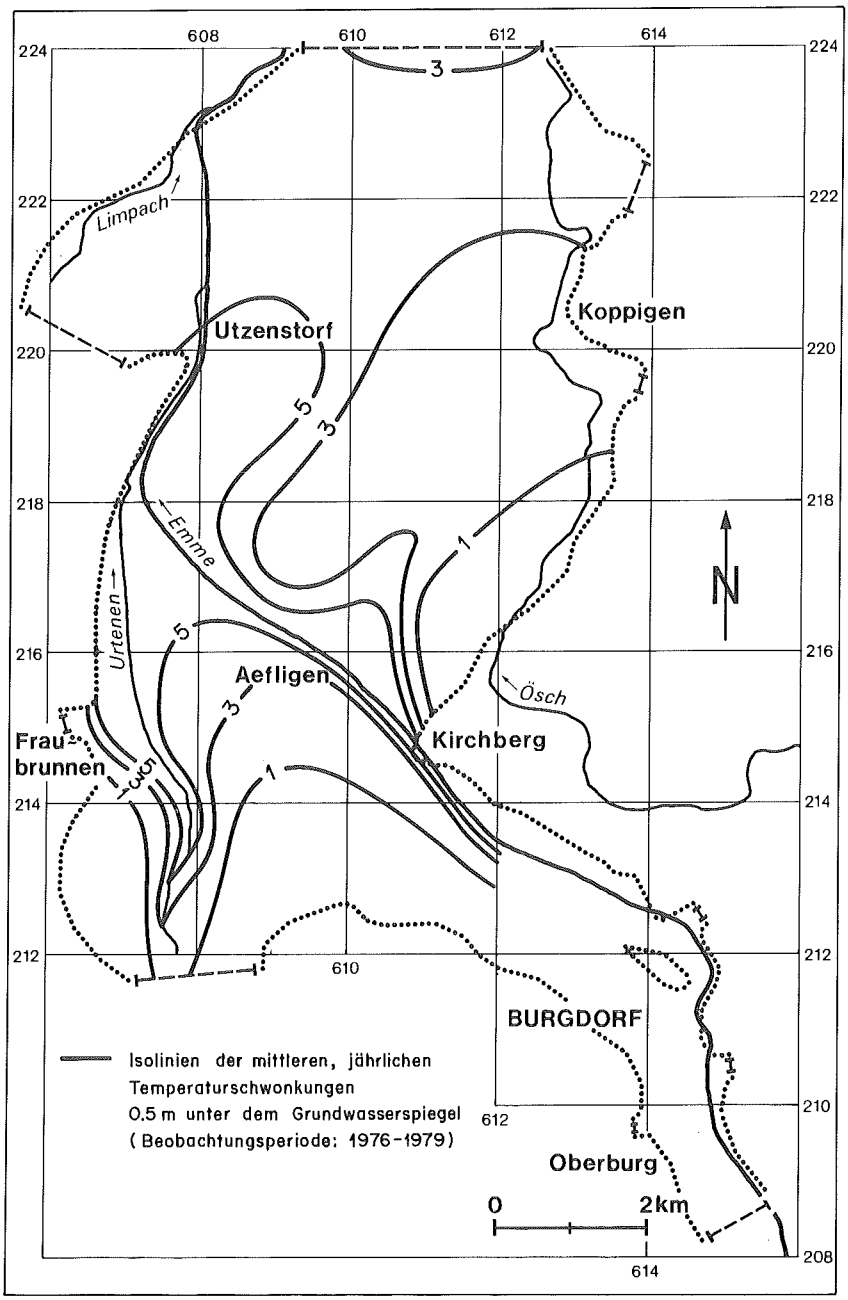
Für den Wärmeeintrag aus Infiltration hat MUSTERT (B 53) den konvektiven Wärmetransport und den Wärmeaustausch mit den Schotterkörpern beschrieben. Die Temperaturwelle breitet sich langsamer aus, als der wahren Fliessgeschwindigkeit des Wassers entsprechen würde (vgl. B 78, 4).

Die Temperatur-Ganglinien, die im Emme-Infiltrationsgebiet bei Kirchberg und Aefligen mit Schreibpegeln aufgezeichnet wurden (Be 1) verdeutlichen dies. Je nach Fliessstrecke des Infiltrationswassers treten die Temperaturextreme im Grundwasser erst ein halbes Jahr nach denjenigen im Oberflächengewässer auf.

22.2 Die räumliche Verteilung der Temperatur

Wie bei der Leitfähigkeit konnten aus messtechnischen Gründen (B-21) auch die Temperaturverhältnisse innerhalb des Grundwasserleiters lediglich punktuell z.B. wenig unterhalb des Grundwasserspiegels richtig erhoben werden. F-B 22.2 illustriert die Isolinien der jährlichen Temperaturschwankungen für das Niveau 2.5 m unter dem Grundwasserspiegel. Erwartungsgemäss schwanken die Temperaturen in den Gebieten mit kleinem Flurabstand sowie im Infiltrationsgebiet der Emme am meisten.

Fig. B 22.2 Isolinien der jährlichen Temperaturschwankungen in K 2.5 m unter dem Grundwasserspiegel



ABSCHNITT VII: LANGFRISTIGE BEOBACHTUNGEN VON GRUNDWASSERVORKOMMEN

Kapitel 23: ZIELE UND AUFGABEN BEI EINER LANGFRISTIGEN GRUNDWASSERBEOBACHTUNG

23.1 Allgemeine Ziele

Wir können unsere Grundwasservorkommen nur ausreichend schützen und optimal bewirtschaften, wenn wir ihre wichtigsten von Zeit und Raum abhängigen Eigenschaften, wie z.B. einzelne chemische und physikalische Eigenschaften, das nutzbare Grundwasser-Dargebot, die Speisungsmechanismen zuverlässig beurteilen können. Um dies zu erreichen genügt es nicht, sich auf die Daten einer Periode intensiver Messungen von 1 bis 5 Jahren abzustützen aus zwei Gründen:

- Oft stellt eine solche Untersuchungsperiode innerhalb des langjährigen, hydrologischen Regimes einen Ausnahmefall dar;

- Einflüsse von Faktoren im Einzugsgebiet, die die Eigenschaften des Grundwasservorkommens mitbestimmen, können sich im Laufe der Zeit ändern, z.B. Infiltrationsleistungen gehen zurück als Folge von Flussverbauungen, die Qualität des Grundwasser-Zuflusses verschlechtert sich, da Verschmutzungen aus Kehrichtdeponien durchbrechen oder aus dem Bereich von Industrieanlagen abströmen.

Wichtige Eigenschaften von Grundwasservorkommen müssen daher, wollen wir unser Ziel "Grundwasser optimal schützen und bewirtschaften" erreichen, langfristig beobachtet werden (B 25). Begleitend sind, dies versteht sich, die das Grundwasserregime mitbestimmenden Daten von Oberflächengewässern und des Klimas zu erfassen.

23.2 Betreuung von Messstellen-Netzen

Volkswirtschaftlich und wissenschaftlich gesehen, wäre es vorteilhaft, die langfristige Beobachtung der Grundwasservorkommen unseres Landes nach einheitlichen Gesichtspunkten durchzuführen. Dies würde nicht nur erlauben, die Daten wirtschaftlich zu erheben und zu verarbeiten, sondern auch ohne Schwierigkeiten zu vergleichen.

Die eidgenössische Arbeitsgruppe "Langfristige Grundwasserbeobachtung" schlägt vor, permanente Beobachtungsnetze zu erstellen, welche auf die Interessen und Bedürfnisse von Bund und Kantonen ausgerichtet sind (B 25). Auf einer dritten, von der Arbeitsgruppe nicht erwähnten Ebene, sollten im weiteren auch permanente Beobachtungsnetze öffentlicher und privater Interessengruppen betrieben und mit in die siedlungswasserwirtschaftlichen Auswertungen einbezogen werden.

23.2.1 Kantone

Die Nutzung der Grundwasservorkommen bildet ein Hoheitsrecht der Kantone. Für ihren gütemässigen Schutz verfügt der Bund über umfassende Kompetenzen. Der

Vollzug des Schutzes obliegt aber grösstenteils den Kantonen (B 102). Von dieser Rechtslage ausgehend, versteht es sich, dass die Netze der Kantone die wichtigsten Bestandteile einer umfassenden langfristigen Grundwasserbeobachtung sein müssen. Ausgehend von Ergebnissen zeitlich begrenzter hydrogeologischer Untersuchungen müssen permanente kantonale Messstellennetze im Sinne der erwähnten Ziele (B 23.1) erstellt und betrieben werden. In der Modellstudie Emmental haben die Simulationsarbeiten mit dem numerischen Grundwassermodell gezeigt, dass mit Vorteil die kantonalen Netze auf zwei Prioritätsebenen aufgebaut werden:

- Ein Netz 1. Ordnung umfasst sämtliche hydrometrischen Stationen, welche absolut notwendig sind, um das Grundwasservorkommen strömungs-, dargebots- und gütemässig zu überwachen und die für den Input und die Grundwassermodelle (Strömungs-, Transport-, Thermomodelle) benötigten Parameter aufzubereiten (D).

- Ein Netz 2. Ordnung besteht aus Kontrollmessstationen. Die in ihnen erhobenen Daten dienen dazu, grössere, natürlich oder künstlich verursachte Veränderungen festzustellen und die mit dem Modell berechneten Resultate zu kontrollieren. Kontrollstationen sind deshalb vor allem im Einflussbereich von bedeutenden, bestehenden und künftigen Fassungsgebieten und in gefährdeten Zonen (z.B. in Gebieten mit geringer Grundwassermächtigkeit, in Exfiltrationsgebieten usw.) anzuordnen. Die Modellstudie Emmental hat gezeigt, dass bereits ein relativ weitmaschiges Netz von Kontrollmessstationen genügt, um diese Aufgabe generell zu erfüllen. Im Bedarfsfall kann das Netz für eine begrenzte Untersuchungsperiode verdichtet werden.

23.2.2 Bund

Die Landeshydrologie (BUS) plant heute, das bescheidene Grundwasser-Messstellennetz des Bundes (1980: 15 Stationen) auszubauen. Die erwähnte Arbeitsgruppe empfiehlt einen Ausbau auf ca. 80 bis 130 Stationen (Auswahlkriterien: vgl. B 25).

Dieses Grundwasser-Beobachtungsnetz hätte die Funktion eines Repräsentativ- und Bezugsnetzes. Als übergeordnetes Netz sollte es, in gleicher Weise wie die Netze der nationalen Klima-, Niederschlags- (B 72) und Oberflächenwassermessstationen (B 45), eine Gesamtübersicht über die Grundwasserverhältnisse in der Schweiz geben und die Kontinuität der Grundwasserbeobachtung gewährleisten. Unsere Erkenntnisse in der Modellstudie Emmental zeigen: Bis eine das Grundwasservorkommen wirklich charakterisierende Messstelle ermittelt ist, braucht es umfangreiche, sorgfältige Voruntersuchungen (B-15, B-24.3). Wir vertreten daher die Ansicht, der Bund sollte nur dort Referenzstationen erstellen, wo die nötigen Basiskenntnisse erlauben, solche zu bestimmen.

23.2.3 Oeffentliche und private Interessengruppen

Um die Grundwasserbewirtschaftung steuern zu können, ist es unumgänglich, auch die permanent und temporär genutzten Grundwassermengen zu registrie-

ren (B-20). Deshalb werden Grundwasserbezüger mit grösseren Entnahmemengen im Kanton Bern bei der Konzessionserteilung dazu verpflichtet, ihre Pumpmenge zu registrieren. Zusätzlich muss dem Konzessionär die Auflage gemacht werden, den Grundwasserstand in der Fassung selbst oder besser in unmittelbarer Nähe der Fassungsanlage mit einem Schreibpegel aufzuzeichnen. Die Gesamtheit solcher Messstationen würde zweckmässig als Netz 3. Ordnung bezeichnet.

Um diese Daten für kantonale Aufgaben optimal nutzen zu können, müssen die Messreihen einheitlich verarbeitet und archiviert werden. Dem stehen zur Zeit noch erhebliche Schwierigkeiten gegenüber wie z.B. mangelhafter Unterhalt der Messstationen, unterschiedliche Vorschubzeiten der Schreibpegel usw..

Kapitel 24: VORSCHLAG FUER DAS PERMANENTE MESSSTELLENNETZ

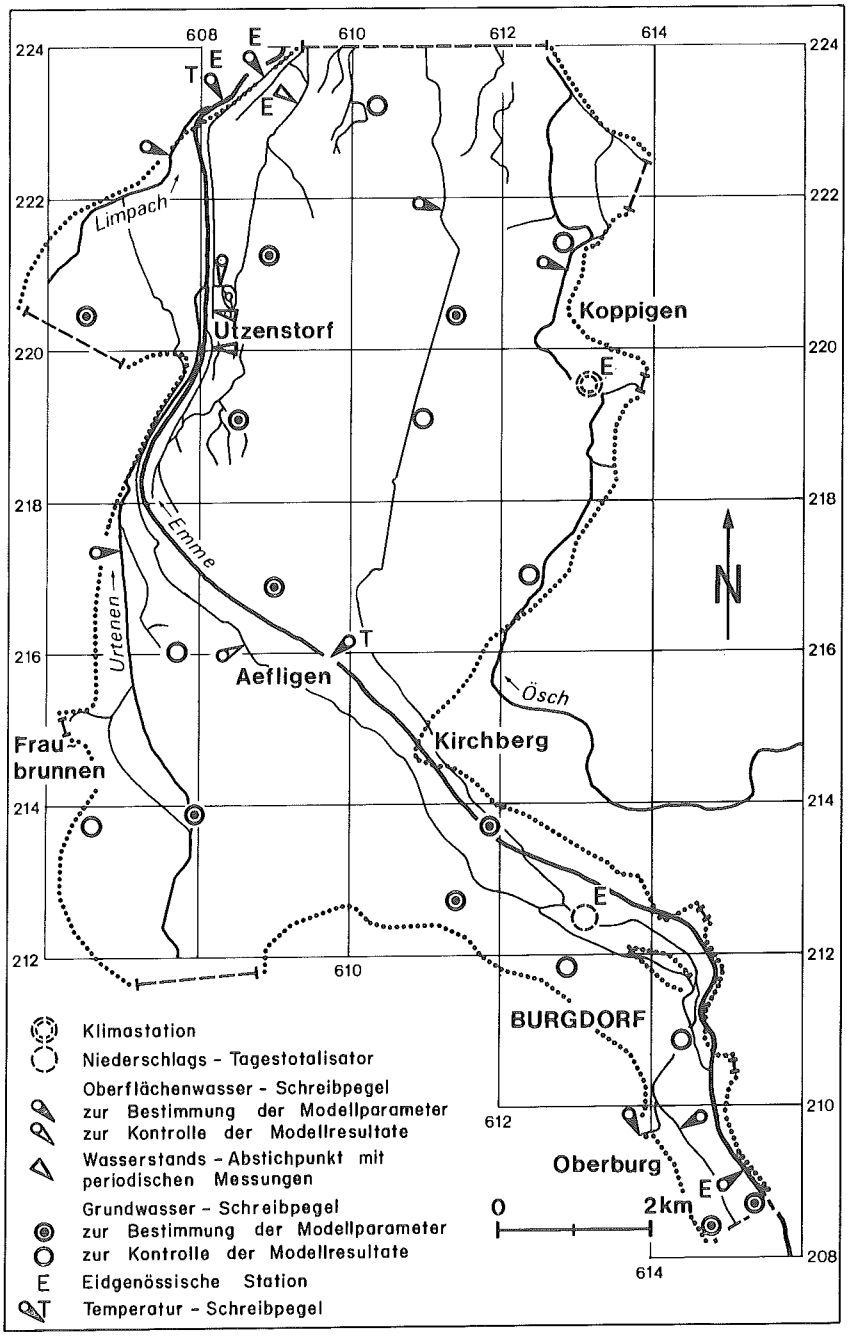
Die umfassende, statistische Analyse der Schreibpegeldaten (B-15) zeigt, dass für die im NFP bearbeiteten Fragen ab Januar 1980 nur noch wenige permanente Messstationen und vereinzelte Ereignismessungen notwendig waren. Deshalb wurde bereits 1979 (B 86) ein permanentes Messstellennetz projektiert, welches erlaubt, den langfristigen mengenmässigen Grundwasserschutz generell zu gewährleisten. Eine Uebersicht über die Anzahl der benötigten Messstationen gibt T-B 24.1 und F-B 24.1.

Tab. B 24.1 Anzahl Messstationen im permanenten Messstellennetz Unteres Emmental

	Anzahl Messstationen			
	Bund	1.Ordnung	2. Ordnung	3.Ordnung
Klima				
- Allgemein[1)]	1	-	-	-
- Niederschlag	1	-	-	-
Oberflächenwasser				
- Abfluss	2	6	2 bis 4	-
- Temperatur	1	1	-	-
Grundwasser				
- Potential	1	9	8	7
- Entnahmemenge	-	-	-	7

1) inkl. 1 Niederschlagsmessstelle

Fig. B 24.1 Permanentes Messstellennetz Unteres Emmental (Vorschlag)



24.1 Niederschlags- und Klima-Messstationen

Die Stationen der SMA in Burgdorf, Gaswerk (Niederschlags-Tagestotalisator 613.212/21D) und in Koppigen, Oeschberg (Klima- und Regenmessstation 613.219/6P) liefern für die grossräumige Abschätzung der Grundwasserneubildung aus Niederschlägen die notwendigen Grundlagedaten. Auf kantonaler Ebene könnte allenfalls ein zusätzlicher Pluviograph dienlich sein, um das Niederschlagsgeschehen im Raum Fraubrunnen - Bern zu überprüfen (F-B.6.2).

24.2 Oberflächenwasser-Messstationen

24.2.1 Oberflächenwasser-Schreibpegel (Abflusspegel)

Die In- und Exfiltrationsmessungen an den Oberflächengewässern (B-17) sowie die Wasserbilanzen (D) zeigen eindeutig: Die Wasserführung der Oberflächengewässer beeinflusst die Grundwasserneubildung entscheidend. Eingriffe in das Oberflächenwassersystem und Aenderungen der Abflussverhältnisse können die Höhenlage und die natürlichen Schwankungen der Grundwasserspiegelfläche verändern. Abflusspegel an den bedeutenden Oberflächengewässern mit langjährigen Messreihen sind für den mengenmässigen Grundwasserschutz unerlässlich. Die Abflussmengen der Grundwasseraustritte lassen erkennen, inwieweit sich die Grundwasserverhältnisse langfristig verändern. Die wichtigsten Exfiltrationsmengen sollten ebenfalls erfasst werden, wobei je nach Abflussdynamik auch Einzelmessungen genügen.

Um die Abflussmengen kontinuierlich erfassen zu können, sind die entsprechenden Abfluss-Pegelbeziehungen periodisch zu eichen, die Sohlenveränderungen, die Verkrautung der Gerinne routinemässig zu erheben und zu berücksichtigen (B-6.4.5).

Die von der Landeshydrologie an der Emme (Burgdorf und Wiler) betreuten Abfluss-Messstationen (T-24.2), welche den überwiegenden Teil des Oberflächenzu- bzw. -wegflusses des Unteren Emmentals erfassen, sind auch in Zukunft unerlässlich.

Die vom Kanton zu wartenden Abflussmessstationen entsprechen dem Netz vom Stand 1980 (T-24.2). Zusätzlich wurde im Juni 1980 am Industriekanal, Aefligen (608.590/216.100) ein Abflusspegel installiert. Der Industriekanal führt eine Restwassermenge des Gewerbekanals von Burgdorf und Oberburg sowie das Wasser kleinerer seitlicher Zuflüsse. Die Messstelle ist insbesondere wichtig für die Bilanzierung und Ueberwachung der Wassermenge in der Emme im Bilanzierungsabschnitt 2 (F-D 3.4), weil die Emme oberhalb km 7 relativ häufig austrocknet.

Eine bis drei weitere Stationen sind projektiert, um die Grundwasseraustritte Utzenstorf mit den zahlreichen Quellbächen quantitativ zu erfassen. Diese liegen im Einflussbereich von zukünftigen Fassungsanlagen im Schutzareal Utzenstorf (Utzistorfwald). Nebst der am Strackbach gelegenen eidgenössischen Messstelle (609.223/32E) und dem Abstichpunkt am Grundbach, Utzenstorf (608.220/35) ist ein weiterer Abflusspegel am Mühlebach in Utzenstorf (608.200/220.900) sowie ein Abstichpunkt am Quellbach, Utzenstorf (608.130/220.860) notwendig. Damit könnte die totale Grundwassermenge,

die im Raume Utzenstorf austritt (1976: 1.2 m^3/s, 1977: 1.6 m^3/s, 1978: 1.6 m^3/s), direkt gemessen und Veränderungen infolge der geplanten Entnahmen relativ einfach erfasst werden.

Tab. B 24.2 Oberflächenwasser-Schreibpegel (Abflusspegel)

Gewässer, Gemeinde, Flurnamen	WEA Bezeichnung	Feld-Bezeichnung	Koordinaten	Beobachtungsdauer	Betreuung
Limpach, Kraeligen, Rüti	607.222/1	LIMK1	607580/222490	28.12.68-	WEA
Urtenen, Schalunen, Mühle	606.217/10	URT51	606950/217390	12.06.66-	WEA
Industriekanal Aefligen, Dorf	608.216/20	IKAE1	608590/216100	03.06.80-	WEA
Mühlebach, Utzenstorf, Landshut	608.220/	MUEL1	608200/220900	neu	WEA
Emme, Wiler, Moosbrunnen[2]	608.223/7E	EMMEW	608220/223240	1921-	BUS[1]
Werkkanal Gerlafingen[2]	608.223/17E	WKAG1	608770/223645	1921-	BUS[1]
Strackbach, Wiler, Bannholz[2]	609.223/32E	STBG1	609250/223290	1921-	BUS[1]
Oberholzbach, Koppigen, Erliwald	611.221/51	OHOK1	611170/221860	20.07.78-	WEA
Oesch, Koppigen, Weidmoos	612.221/2	OESK1	612875/221075	10.06.66-	WEA
Luterbach, Oberburg, Dorf	614.209/35	LUTO1	614020/209730	13.01.69-	WEA
Oberburg-Dorfbach (Mühlebach) Oberburg, Dorf	614.209/48	MBAO1	614315/209760	09.06.77-	WEA
Emme, Burgdorf, Lochbach[3]	615.209/6E	EMMEO	615205/209145	27.02.70-	BUS[1]

1) Bundesamt für Umweltschutz (Landeshydrologie)

2) Ergeben zusammengefasst die im Hydrographischen Jahrbuch der Schweiz /45/ unter der Station Emme, Wiler publizierten Mengenangaben

3) Eichmessungen durch Landeshydrologie; Betreuung des Schreibpegels im Rahmen des NFP bis April 1982, ab Mai 1982 Betreuung durch Landeshydrologie

24.2.2 Emme-Temperatur

Die Emme-Temperatur wird bei der eidgenössischen Station Emme, Wiler, seit 1976 kontinuierlich aufgezeichnet.

Der an der Emme (609.765/215.885) seit 15.11.1977 eingesetzte Thermolimnigraph sollte weiterhin betrieben werden, um die Infiltrationsmenge der perkolativen Infiltrationsstrecke, welche u.a. von der Wassertemperatur abhängig ist, klar erfassen zu können (B-17.4.3).

24.3 Grundwasser-Messstationen

24.3.1 Grundwasserstand (Potential)

Als Referenzstation für das Netz 1. Ordnung drängt sich der Schreibpegel 608.216/7 auf. Mit ihm können, wie in B-15 gezeigt wurde, die Grundwasserstandsschwankungen im gesamten Testgebiet mit einem mittleren Fehler unter ± 30 cm berechnet werden.

Die in T-B 24.3 zusammengestellten Messstationen für die kantonalen Netze 1. und 2. Ordnung wurden so ausgewählt, dass einerseits die im Modell benötigten Modellparameter (In- und Exfiltrationsmengen, Profildurchflüsse) in der erforderlichen zeit-räumlichen Diskretisierung aufbereitet werden können, andererseits geeignete und ausreichende Kontrollstationen zur Verfügung stehen, um die simulierten Daten verifizieren zu können.

Als permanente Grundwasser-Messstationen werden insgesamt 18 Schreibpegel vorgeschlagen (F-B 24.1 und T-B 24.3).

Tab. B 24.3 Grundwasser-Schreibpegel

Gemeinde, Flurname	WEA Bezeichnung	Feld Bezeichnung	Koordinaten	Beobachtungs-dauer	Funktion[2]
Zauggenried, Lerchenberg	606.213/1	WAB51	606.640/213.700	30.09.1977-	K
Bätterkinden, Bätterkindenfeld	606.220/9	WAB64	606.525/220.440	16.06.1978-	M
Zauggenried, Dorf (Zürcher)[1]	607.213/4	ZAH47	607.895/213 890	14.10.1972-	M
Fraubrunnen, Forsthaus[1]	607.215/25	FRB01	607.775/215.925	13.09.1974-	K
Utzenstorf, Mühlehof	608.216/7	WAB26	608.970/216.870	16.12.1975-	M
Utzenstorf, Ei	608.219/28	WAB13	608.470/219.010	18.05.1976-	M
Wiler, Wilerfeld[1]	608.221/17	UTH31	608.980/221.215	10.04.1970-	M
Utzenstorf, Lindenrain	610.219/21	WAB23	610.930/219.105	17.12.1975-	K
Zielebach, Hochwald	610.223/23	ZIB01	610.345/223.215	17.12.1975-	K
Lyssach, Nassiwald	611.212/11	WAB32	611.410/212.685	07.01.1977-	M
Kirchberg, Schwimmbad	611.213/8	WAB33	611.900/213.720	16.12.1975-	M
Koppigen, Usserfeld	611.220/19	WAB71	611.340/220.445	16.01.1976-	M
Burgdorf, Lerchenboden	612.211/7	WAB62	612.890/211.855	30.12.1977-20.07.1978	
				12.02.1980-	K
Ersigen, Stapfacher	612.217/4	WAB57	612.410/217.005	08.12.1976-	K
Willadingen, Länggi	612.221/20	WAB20	612.845/221.405	04.12.1975-	K
Burgdorf, Schlossmatt	612.210/217	BSB01	614.365/210.830	13.04.1976-	K
Oberburg, Teuffenbach	614.208/10	WAB63	614.810/208.415	17.11.1977-04.01.1980	M
Burgdorf, Oberburgschachen	615.208/24	OB151	615.415/208.730	22.08.1977-04.01.1980	M

1) Beobachtungsstelle mit langjähriger Mesereihe
2) K Schreibpegel zur Kontrolle der Modellresultate
M Schreibpegel zur Bestimmung der Modellparameter

24.3.2 Grundwassernutzung

Die im Testgebiet durchgeführten Regressionsanalysen (B-15) zeigen, dass mit einer Verdichtung des Beobachtungsnetzes die Genauigkeit der berechneten Grundwasserspiegel für die heutigen Strömungsverhältnisse nicht wesentlich verbessert werden kann. Bei künstlichen Eingriffen kann sich dies möglicherweise ändern. Um solche Einflüsse erfassen zu können, sind auch die Aufzeichnungen öffentlicher und privater Grossverbraucher in die langfristige Grundwasserbeobachtung miteinzubeziehen. Die Grundwasserbezüger mit grossen Entnahmemengen ($Q \geqq 500$ l/min) sind in T-B 24.4 zusammengestellt.

Tab. 24.4 Messstellen zur Ueberwachung der Grundwassernutzung der Grossverbraucher ($Q \geqq 500$ l/min)

Gemeinde	WEA Bezeichnung	Feld Bezeichnung	Koordinaten	Beobachtungsdauer	Betreuung
Utzenstorf, PW Altwiden	607.217/1	AWF01	607.820/217.580	1969-	WV Vennersmühle
Fraubrunnen, Forsthaus[1)]	607.215/25	FRB01	607.775/215.925	13.09.1974-	WEA (Abt.Geologie)
Fraubrunnen, Chlosterweg[1)]	608.213/21	FRB03	608.725/213.970	13.09.1974-	WEA (Abt.Geologie)
Kernenried, Underholz[1)]	608.215/18	FRB02	608.140/215.250	13.09.1974	WEA (Abt.Geologie)
Utzenstorf, Papierfabrik	608.221/12	UTP02	608.255/221.375	18.05.1976	
Wiler, Vorholzmatt	609.222/70	WIH01	609.330/222.870	1957-	Papierfabrik Biberist
Ersigen, Oberfeld	611.216/7	ERH03	611.030/216.140	01.01.1975-	WV Ersigen
Burgdorf, N Buchmatt (Fa. Schüpbach)	612.212/9	BUH2B	612.810/212.940	01.02.1970-	Fa. Schüpbach
Willadingen, Pumpwerk	613.221/1	WLF01	613.334/221.763	11.08.1975-	WV Willadingen
Burgdorf, Schachen (PW2)	614.210/2	BUF02	614.640/210.630	1957-	Gas- u. Wasserw. Burgdorf

1) Werden vom WEA/Geologie in Zusammenarbeit mit dem Gemeindeverband Wasserversorgung Vennersmühle betreut. (Die Messstation 607.215/25 ist im permanenten kantonalen Messstellennetz integriert

24.3.3 Grundwasser-Güte und -Temperatur

Die Fragen, wie permanente Beobachtungsnetze des Grundwassers für Güteparameter- und Temperatur aufzubauen sind, können heute noch nicht beantwortet werden. Kriterien, wie und wo diese Parameter erhoben werden sollen, fehlen weitgehend. Da das Grundwasser zunehmend auch als Wärmequelle genutzt werden soll und Güteprobleme wichtiger werden, ist es dringlich, diese zu formulieren und systematische Beobachtungskonzepte zu erarbeiten.

LITERATURVERZEICHNIS

B 1 ARBEITSKREIS GRUNDWASSERNEUBILDUNG (1977):
Methoden zur Bestimmung der Grundwasserneubildung.- Geol. Jb. C 19, Hannover.

B 2 BAUMGARTNER, A. (1970):
Water an energy balances of different vegetation covers.- Symp. world water balance, IAHS-Publ. 94, Proc. Reading Symp. III, 570-58C.

B 3 BECKSMANN, E. (1954):
Grundwassermechanismus und Speichergestein.- Z. dtsch. geol. Ges. 106.

B 4 BERDAT, F., BLAU, R.V. & WERNER, A. (1983):
Beeinflussung der Grundwassertemperatur durch Wärmeentzug und Wärmeeintrag.- PRO AQUA - PRO VITA 93 9V, 4.1 - 31.

B 5 BLAU, R.V., HUFSCHMIED, P., HUONDER, N., MUCHENBERGER, F. & WERNER, A. (1975):
Grundlagen für die Siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern, Hydrologie Emmental, Teil I, Oberes Emmental.- Bern (WEA).

B 6 BLAU, R.V., HUFSCHMIED, P., LUEHTI, F., MUCHENBERGER, F. & WERNER, A. (1976):
Grundlagen für die Siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern, Hydrologie Emmental, Teil II, Mittleres Emmental.- Bern (WEA).

B 7 BLAU, R.V., EGGEN, B., MUCHENBERGER, F., WANNER, J. & WERNER, A. (1981):
Grundlagen für die Siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern, Hydrologie Emmental, Teil III, Unteres Emmental.- Bern (WEA).

B 8 BLAU, R.V. & WERNER, A. (1982):
Nutzung von Grundwasser für Wärmepumpen, Versickerungstest Aefligen.- GWA 62/7: 322-329.

B 9 BLAU, R.V., HOEHN, P., HUFSCHMIED, R. & WERNER, A. (1983):
Ermittlung der Grundwasserneubildung aus Niederschlägen.- GWA 63/1, 45-54.

B 10 BLAU, R.V., FISCH, W., HUFSCHMIED, P., TRUEB, E.U., WERNER, A. (1983):
NFP Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental.- GWA 63/9, 439-467.

B 11 BLAU, R.V., HOEHN, P., LUEHTI, F., MUCHENBERGER, F. & WERNER, A. (1983):
Grundlagen für den Schutz und die Bewirtschaftung der Grundwasser des Kantons Bern, Hydrogeologie Bipperamt.- Bern (WEA; erscheint 1984).

B 12 BLOCH, T. (1972):
Beiträge zur Hydrologie des Unteren Emmentals.- Solothurn (Gassmann).

B 13 BRUNT, D. (1944):
Physical and Dynamical Meteorology.- Cambridge (University Press).

B 14 BUNDESMINISTERIUM DES INNERN (1980):
Uferfiltration; Bericht des BMI-Fachausschusses "Wasserversorgung und Uferfiltrat".- Bonn (BMI).

B 15 BURGER, H. (1954):
Einfluss des Waldes auf den Stand der Gewässer.- Mitt. Schweiz. Anst. Forstl. Versuchswesen 31, 9-53.

B 16 CARTER, R.W. (1971):
Genauigkeit von Flügelmessungen.- Bes. Mitt. Dtsch. Gewässerkundl. Jb., 35.

B 17 CHILDS, E.C (1969):
The physical basis of soil-water phenomena.- New York (Wiley).

B 18 DEUTSCHES INSTITUT FUER NORMUNG (1954):
DIN 4049-Gewässerkunde und Begriffsbestimmungen, Teil I quantitativ.- Berlin (Beuth).

B 19 DOLEISCH, M. (1972):
Ueber die Auswertung von Abflussmessungen mit dem hydrometrischen Flügel auf elektronischen Digitalanlagen und über die Genauigkeit solcher Abflussmessungen unter dem Einfluss verschiedener Faktoren.- Wiener Mitt. 9.

B 20 DRACOS, T. (1980):
Hydrologie.- Heidelberg (Springer).

B 21 DYCK, S. (1980):
Angewandte Hydrologie, Teil I: Berechnung und Regelung des Durchflusses der Flüsse.- Berlin (W. Ernst & Sohn).

B 22 DYCK, S. (1980):
Angewandte Hydrologie Teil II: Der Wasserhaushalt der Flussgebiete: Kap. 4.- Berlin (W. Ernst & Sohn).

B 23 EIDG. AMT FUER STRASSEN- UND FLUSSBAU (1970):
Emme, 1. Sektion, Längenprofil und Querprofile km 7.000 - km 14.250.- Bern (ASF).

B 24 EIDG. AMT FUER WASSERWIRTSCHAFT (1967):
Anleitung für die Feldarbeiten bei der Wassermessung mit hydrometrischen Flügeln.- Bern (Landeshydrologie).

B 25 EIDG. DEPARTEMENT DES INNERN (1980):
Arbeitsgruppe "Langfristige Grundwassserbeobachtung", Schlussbericht.- Bern (EDI).

B 26 ENGLER, A. (1919):
Untersuchungen über den Einfluss des Waldes auf den Stand der Gewässer.- Mitt. Schweiz. Zentralanst. Forstl. Versuchswesen XII.

B 27 FREEZE, R.A. (1969):
The mechanism of natural groundwater recharge and discharge, 1. One-dimensional, vertical, unsteady unsaturated flow above a recharging or discharging groundwater flow system.- Water Resour. Res. 5/1, 153-171.

B 28 FREEZE, R.A. (1974):
Groundwater.- Engleword Cliffs, N.J. (Prentice Hall, Inc.).

B 29 FREEZE, R.A. (1974):
Streamflow generation.- Rev. Geophys. (Space Phys.) 12/4, 627-647

B 30 FRIEDRICH, W. & FRANZEN, H. (1960):
Ein neuer Versickerungsmesser (Lysimeter).- Dtsch. Gewässerkundl. Mitt. 4, 105-111.

B 31 GELDNER, P. (1980):
Deterministische und stochastische Methoden zur Bestimmung der Selbstdichtung von Gewässern.- Mitt. Inst. Wasserbau Univ. Stuttgart.

B 32 GREMINGER, P. (1982):
Physikalisch-ökologische Standortuntersuchung über den Wasserhaushalt im offenen Sickersystem Boden unter Vegetation am Hang.- Diss. ETH-Zürich.

B 33 GROEBER, H., ERK, S. & GRIGULL, U. (1963, Nachdruck 1981):
Die Grundgesetze der Wärmeübertragung.- Heidelberg (Springer).

B 34 HAUDE, W. (1952):
Verdunstungsmenge und Evaporationskraft eines Klimas.- Ber. Dtsch. Wetterd. US-Zone 42,228.

B 35 HAUDE, W. (1954):
Zur praktischen Bestimmung der aktuellen und potentiellen Evaporation und Evapotranspiration.- Mitt. Dtsch. Wetterd. 8.

B 36 HAUDE, W. (1955):
Zur Bestimmung der Verdunstung auf möglichst einfache Weise.- Mitt. Dtsch. Wetterd. 11.

B 37 HOELTING, B. (1980):
Hydrogeologie.- Stuttgart (Enke).

B 38 HOERLER, A. (1966):
Kanalisation.- In Ingenieur Handbuch II.-Zürich (Schweizer Verlagshaus).

B 39 JENS, G. (1968):
Tauchstäbe zur Messung der Strömungsgeschwindigkeit und des Abflusses.- Dtsch. Gewässerkundl. Mitt. 12/4, 90-95.

B 40 JOSOPAIT, V. & LILLICH, W. (1975):
Die Ermittlung der Grundwasserneubildung und ihre Kartendarstellung im Massstab 1 : 200000 unter Verwendung von geologischen und bodenkundlichen Karten.- Dtsch. Gewässerkundl. Mitt. 19, 132-136.

B 41 KELLER, R. (1961):
Gewässer und Wasserhaushalt des Festlandes.- Berlin (Haude & Spener).

B 42 KOENIG, K. (1978):
Auswertung von Grundwassermessdaten.- DVWW - 10. Fortbildungskurs Hydrologie, Karlsruhe.

B 43 KOVÁCS, G. (1973):
Hydrological investigations of the unsaturated zone.- Budapest.

B 44 LANDESANSTALT FUER UMWELTSCHUTZ (1975):
Grundwasserneubildung, II. Bericht.- Inst. Wasser- und Abfallwirtschaft, LA Umweltschutz, Karlsruhe.

B 45 LANDESHYDROLOGIE (jährlich):
Hydrologisches Jahrbuch der Schweiz.- Bern (Landeshydrologie).

B 46 LANDESHYDROLOGIE (1980):
Verzeichnis der hydrologischen Untersuchungsgebiete der Schweiz.- Mitt. Landeshydrologie 2.

B 47 LANDESHYDROLOGIE (1982):
Verzeichnis hydrologischer Fachausdrücke mit Begriffserklärung.- Bern (Landeshydrologie).

B 48 LANG, H. (1978):
Die Verdunstung in der Schweiz.- Beitr. Geol. Schweiz - Hydrologie 25.

B 49 LORCH, S. (1971):
Automatische Registrierung der Feuchtdichte und der Wassergehaltsänderung eines Bodens durch Messung der Absorption von Gammastrahlen.- Z. Pflanzenern. Bodenkd. 130/2, 136-151.

B 50 MATHEY; B. (1975):
Le stockage de chaleur dans les nappes souterraines.- II symp. SSES - EPF-Lausanne.

B 51 MATTHESS, B. (1973):
Lehrbuch der Hydrogeologie, Bd. 2. Die Beschaffenheit des Grundwassers.- Berlin (Borntraeger).

B 52 MUCHENBERGER, F. (1979):
Abflussmessungen in Oberflächengewässern für Grundwasserbilanzierungen.- GWA 59/9, 401-407.

B 53 MUSTERT, R. (1956):
Rechnungen zur Temperaturverteilung eines Grundwasserstromes, der aus Flusswasser mit jahreszeitlichem Temperaturgang gespeist wird.- Nicht veröffentlicht.

B 54 PENMAN, H.L. (1948):
Natural evaporation from open water, bare soil and grass.- Proc. Roy. Soc. London Ser. A, 193.

B 55 PRIMAULT, B. (1962):
Du calcul de l'evapotranspiration.- Arch. Met. Geoph. Biocl. Ser. B 12/1, 124-150.

B 56 REGINATO, R.J. & JACKSON, D.R. (1971):
Field measurement of soil-water content by gammaray transmission compensated for temperature fluctuations.- Proc. Soil Sci. Soc. Amer. 35, 529-533).

B 57 RENGER, M., STREBEL, O., GIESEL, W. (1974):
Beurteilung bodenkundlicher, kulturtechnischer und hydrologischer Fragen mit Hilfe von klimatischer Wasserbilanz und bodenphysikalischen Kennwerten.- Z. Kulturtechn. Flurberein. 15, 148-160, 206-221, 353-366.

B 58 RENGER, M. (1980a):
Jährliche Grundwasserneubildung in Abhängigkeit von Bodennutzung und Bodeneigenschaften.- Wasser und Boden 32/8, 362-366.

B 59 RENGER, M. (1980b):
Beregnungsbedarf landwirtschaftlicher Kulturen in Abhängigkeit vom Boden.- Wasser und Boden 32/12, 572-575.

B 60 RICHARD, F. & LUTHIN, J. (1965):
Zur Untersuchung der Wasserbewegung in Hangböden mit unvollkommener Durchlässigkeit.- Mitt. Eidg. Anst. forstl. Versuchswesen 41/6, 305-367.

B 61 RICHTER, W., LILLICH, W. (1975):
Abriss der Hydrogeologie.- Stuttgart (Schweizerbart).

B 62 ROCH, A. (1958):
Pourquoi la neige a-t-elle des qualités extrêmement variées? -Strasse und Verkehr 44, 145-148.

B 63 SACHS, L. (1978):
Angewandte Statistik.- Heidelberg (Springer).

B 64 SAMMEL, E.A. (1968):
Convective flow and its effect on temperature logging in small-diameter wells.- Geophys. 33/6, 1004-1012.

B 65 SCHAEDLER, B. (1980):
Die Variabilität der Evapotranspiration im Einzugsgebiet Rietholzbach bestimmt mit Energiebilanzmethoden.- Mitt. VAW 46, ETH-Zürich.

B 66 SCHROEDER, M. (1964):
Ursachen der Grundwasserspiegelbewegungen.- Diss. Univ. Kiel.

B 67 SCHROEDER, M. (1970):
Methodische Untersuchungen am Beispiel der Grosslysimeteranlage Castricum (Niederlande).- Forstwirtschaftl. Cbl. 89/4, 200-210.

B 68 SCHROEDER, M. (1971):
Sickerwasserablauf und Bodenfeuchte bei der wägbaren Lysimeteranlage Senne.- Wasserwirtsch. 61/8, 245-247.

B 69 SCHROEDER, M. (1977):
Wasserflüsse im ungesättigten Bodenbereich.- Beitr. Hydrol. 4, 81-113.

B 70 SCHUDEL, P. (1982):
Feldmethode zur Messung der Nitratauswaschung eines Bodens in ebener Lage.- Diss. Univ. Bern.

B 71 SCHULZ, H.D. (1972):
Grundwasserneubildung berechnet aus der Chlorid-Bilanz.- Geol. Mitt. 12, 53-68.

B 72 SCHWEIZ. METEOROLOGISCHE ZENTRALANSTALT (jährlich):
Annalen der SMA.- Zürich (SMA).

B 73 SCHWEIZ. METEOROLOGISCHE ZENTRALANSTALT (monatlich):
Monatstabellen der meteorologischen Stationen der Schweiz.- Zürich (SMA).

B 74 SEVRUK, B. (1981):
Methodische Untersuchungen des systematischen Messfehlers der Hellmann-Regenmesser im Sommerhalbjahr in der Schweiz.- Mitt. VAW 52, ETH-Zürich.

B 75 SIA (1924):
Normen für Wassermessungen.- Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein, 109.

B 76 STAUFFER, F. & JOB, D. (1982):
Infiltration in geschichteten Böden und Reaktion des Grundwasserspiegels, Experiment und Simulation.- Ber. 18-82, IHW ETH-Zürich.

B 77 STEPHENSON, G.R. & ZUZEL, J.F. (1981):
Groundwater recharge characteristics in a semi-arid environement of southwest Idaho.- J. Hydrol. 53, 213-227.

B 78 TRUEB, E. (1962):
Hydrologische Interpretation von Temperaturbeobachtungen in Grundwasserströmen.- Schweiz. Z. Verm. Kulturtechn. Photogramm. 7.

B 79 TRUEB, E. (1962):
Erkundung und Bewirtschaftung von Grundwasservorkommen.- Monatsbull. SVGW 12; 1/2.

B 80 TRUEB, E. (1981):
Grundwassererkundung zur langfristigen Qualitätsentwicklung.- Oesterr. Wasserwirtsch. 33, 9/10, 201-207.

B 81 TURC, M. (1954):
Le bilan d'eau des sols: relation entre les précipitations, l'évaporation et l'écoulement.- Troisièmes journées de Hydraulique, Alger, 36-43.

B 82 UHLIG, S. (1959):
Wasserhaushaltsbetrachtungen nach THORNTHWAITE.- Z. Acker- Pflanzenbau 109, 384-407.

B 83 VISVALINGEN, M. & TANDY, J.D. (1972):
The neutron method for measuring soil moisture content - a review.- J. Soil Sci. 23/4, 499-511.

B 84 WASSER- UND ENERGIEWIRTSCHAFTSAMT DES KANTONS BERN (jährlich):
Hydrographisches Jahrbuch des Kantons Bern.- Bern (WEA).

B 85 WEBER, O. (1974):
Beiträge zur Hydrologie des Oberen Emmentals.- Diss. Univ. Bern.

B 86 WERNER, A. (1979):
Standorte der permanenten hydrometrischen Stationen im Unteren Emmental (Vorschlag). Auszug aus dem Schlussbericht Grundlagen der Siedlungswasserwirtschaftlichen Planung des Kantons Bern, Hydrogeologie Emmental Teil III: Unteres Emmental (provisorisch).- Bern (WEA); vgl. B 7.

B 87 WERNER, A. (1981):
Nutzung von Grundwasser für Wärmepumpen, Versickerungstest Aefligen, Bericht.- ausbearbeitet im Auftrage des kantonalen WEA Bern.- Nicht veröffentlicht.

B 88 WERNER, A. & HUFSCHMIED, P. (1982):
Untersuchung der Wasserführung der Emme, Projekt: "Erhaltung der Emme als Fliessgewässer und Erholungsraum für viele". -Burgdorf (Fischerei-Pachtvereinigung Emmental.

B 89 WIESNER, G. (1971):
Ueber die Grösse des Messfehlers bei der Durchflussmessung mit dem Messflügel bei mittleren Durchflüssen in der Spree.- WWT 21/4.

B 90 WMO (1971):
Measurements and estimation of evaporation and evapotranspiration.- WMO, Tech. Note 83.

B 91 ZIMMERMANN, U. (1975):
Wie schnell dringen Niederschläge durch den Boden? - Umschau 75/8, 249-250.

B 92 ZIPFEL, K. (1973):
Grundwassergewinnung in der Nähe von Flüssen mit selbstgedichteter Sohle.- Diss. Univ. Karlsruhe.

B 93 CONTROL DATA CORPORATION (1981):
FORTRAN Version 5 Reference Manual.- Sunnyvale, California 94086 (CDC): No 60481300.

B 94 TROESCH, J. (1975):
Numerische Simulation Dupuit'scher Grundwasserströmungen.- Mitt. VAW 14 und 15, ETH-Zürich.

B 95 WERNER, A., BASLER & HOFMANN (1975):
GEOHYD, ein Programmsystem zur Darstellung und Auswertung geohydrologischer Messdaten.- Zürich (FIDES).

B 96 WERNER, A. (1982):
Hydrometrie/Hydrographie, Tabellen und Grafiken im Testgebiet Emmental, Band 1 und Band 2, ausgearbeitet im Rahmen des Nationalen Forschungsprogramms Wasserhaushalt.- Nicht veröffentlicht.

B 97 WASSER- UND ENERGIEWIRTSCHAFTSAMT DES KANTONS BERN (1975):
Hydrogeologische Karte des Kantons Bern, Legende Grundlagen 1 : 10000/ 1 : 25000.- Nicht veröffentlicht.

B 98 ERFA PPS mit EDV (1977):
Datenbanken, Leitfaden zur Planung und Systemevaluation.- Zürich (Industr. Organ.).

B 99 ROGLER, A. (1970):
Der Tauchstab im Test - Grundlagen, Messergebnisse, Hinweise für die praktische Arbeit.- Dtsch. Gewässerkundl. Mitt. 14/2, 35-41.

B 100 WERNER, A. (1973 a, jährlich):
Hydrologische Untersuchungen im Fraubrunnenwald für eine neue Grundwasserfassung. - Zusammenstellung der beobachteten Grund- und Oberflächenwasserstände.- Auftrag: Vennersmühle Wasserversorgung. Nicht veröffentlicht.

B 101 WERNER, A. (1973 b, jährlich):
Grundwasserverhältnisse südlich Burgdorf. - Zusammenstellung der beobachteten Grundwasserstände.- Auftrag: Stadt Burgdorf. Nicht veröffentlicht.

B 102 KILCHENMANN, F. (1982):
Grundwasserschutzzonen nach eidgenössischem und bernischem Recht.- Bern. Verwaltungsrechtsprechung 1982, 355-384.

C. Ermittlung der Durchlässigkeit

TEIL C

DIE ERMITTLUNG DER DURCHLAESSIGKEIT VON LOCKERGESTEINS-GRUNDWASSERLEITERN, EINE VERGLEICHENDE UNTERSUCHUNG VERSCHIEDENER FELDMETHODEN

Peter Hufschmied Dissertation ETH-Zürich Nr. 7397

VORWORT

Die seit 1968 vorangetriebene systematische Erforschung der für die Trink- und Brauchwasserversorgung bedeutenden Lockergesteins-Grundwasservorkommen des Kantons Bern hat verschiedene Mängel der bis heute angewandten Untersuchungsmethoden gezeigt; unter anderem fehlen Verfahren zur zuverlässigen Ermittlung von Durchlässigkeitsbeiwerten. Wie empfindlich diese Lücke ist, zeigen

- die bisherigen, oft stark streuenden Versuchsresultate,
- der heterogene, anisotrope Aufbau unserer im Vorland der Gletscher oder auf Flutebenen der Flüsse abgelagerten Schotter-Grundwasserleiter,
- zahlreiche nicht interpretierbare Resultate bei Schadstoff- oder Tracer-Ausbreitungen.

Wir haben uns deshalb entschlossen, in der im Rahmen des Nationalen Forschungsprogrammes Wasserhaushalt durchgeführten Arbeit "Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental" auch diesen Problemkreis anzugehen. Herr dipl. ing. ETH P. Hufschmied hat sich bereit erklärt, unter der Leitung von Herrn Prof. E. Trüeb, Ordinarius für Siedlungswasserwirtschaft an der ETH-Zürich, im Rahmen seiner Dissertation den Fragenkomplex zu bearbeiten. Es gelang ihm, eine vielversprechende Methode, Kleinpumpversuche werden mit Flowmetermessungen kombiniert, zu entwickeln, mit der Profil- und Bereichs-k-Werte bedeutend zuverlässiger bestimmt werden können. Erste praktische Erfahrungen konnten im Rahmen der Modellstudie und beim Behandeln einzelner wasserwirtschaftlicher Probleme gewonnen werden. Ausserdem hat Herr Hufschmied die mit verschiedenen Bohrverfahren für die Grundwassererkundung im Rahmen der Modellstudie gewonnenen Erfahrungen ausgewertet.

Ich danke ihm für seinen unermüdlichen Einsatz und den guten Teamgeist. Ich bin überzeut: Seine Resultate werden sich in der Praxis durchsetzen und bewähren; ausgehend von ihnen können weitere Fortschritte erzielt werden, um Grundwasser-Vorkommen gezielter erkunden und Stoffausbreitungen zuverlässig zu beurteilen.

Im weitern schliesse ich mich dem von Herrn Hufschmied ausgesporochenen Dank an die vielen einsatzfreudigen Helfer und Ratgeber an. Besonderer Dank gebührt Herrn Prof. E. Trüeb für seine anregende und kompetente Leitung der Doktorarbeit und sein Mitwirken beim Führen der Modellstudie.

Dank gebührt aber auch dem Nationalfonds, seiner Expertengruppe (Präsident: Prof. A. Burger, Neuenburg) und der Programmleitung. Es waren insbesondere die neuen Erkenntnisse von Herrn Hufschmied, die uns zwangen, den Forschungsplan mehrere Male anzupassen und verschiedene Ersatzkredite zu beantragen.

Mein Dank richtet sich aber auch an die Herren Regierungsrat H. Sommer, Verkehrs, Energie- und Wasserwirtschaftsdirektion, und Oberingenieur R. Merki, Wasser- und Energiewirtschaftsamt. Sie unterstützten unsere Arbeit und halfen immer wieder, die nötigen Zusatzkredite des Kantons zu beantragen. Zu danken gilt es aber auch den Mitarbeitern der geologischen Abteilung des Wasser- und Energiewirtschaftsamtes, die im Hintergrund die vielen Sekretariatsarbeiten und die Druckvorbereitungen leisteten.

Bern, im November 1983 Dr. R. V. Blau

VORWORT DES AUTORS

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen des Nationalen Forschungsprogrammes "Grundlegende Probleme des schweizerischen Wasserhaushaltes" als ein Forschungsschwerpunkt der "Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental".

Dem Leiter der Modellstudie, Herrn Dr. R.V. Blau vom Wasser- und Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern, möchte ich meinen Dank aussprechen für die unablässige Unterstützung und die kompetente Beratung in hydrogeologischen Fragen.

Während der Zeit meiner Dissertation hatte ich meinen Arbeitsplatz im Ingenieur- und Studienbüro A. Werner, Burgdorf, dessen Infrastruktur mir immer in grosszügiger Weise zur Verfügung stand. Herrn Dipl. Ing. ETH A. Werner bin ich dafür zu grossem Dank verpflichtet. Darüber hinaus habe ich Ihm zu danken für die fachkundige Beratung und die tatkräftige Unterstützung bei meinen Feld- und Laboruntersuchungen.

Die in der vorliegenden Dissertation bearbeiteten Probleme können weitgehend zurückgeführt werden auf Erkenntnisse, welche Herr Prof. E. Trüeb, Ordinarius für Siedlungswasserwirtschaft an der ETH Zürich, aus jahrelanger intensiver Beschäftigung mit der Ermittlung der Durchlässigkeit der heterogen aufgebauten, alpenrandnahen schweizerischen Lockergesteins-Grundwasserleiter gewonnen hat. Ich danke Ihm für die Uebernahme des Referates, seine hilfreichen Ratschläge und sein unermüdliches Engagement.

Herrn Prof. Dr. D. Vischer, Direktor der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, danke ich für die Uebernahme des Korreferates und für die wertvolle Unterstützung bei den Modellversuchen. Die Modellversuche am Halbraummodell einer Aufschlussbohrung haben wesentlich zum Verständnis der komplexen Strömungsverhältnisse im Bereich der Wasserentnahmestelle beigetragen. In den Dank einschliessen möchte ich Herrn Dr. P. Volkart und das Team der VAW-Werkstatt unter Herrn A. Baumer: Sie sind zuständig für das sorgfältig aufgebaute Halbraummodell.

Herrn Dr. Ch. Haefeli, Projektleiter "Grundwasser" im Nationalen Forschungsprogramm, danke ich für sein Interesse an meiner Arbeit sowie für wichtige Ratschläge und anregende Diskussionen

Ein besonderer Dank gilt auch der Landeshydrologie im Bundesamt für Umweltschutz unter dem Stellv. Dir. Ch. Emmenegger und insbesondere der Sektion Instrumentation und Laboratorien unter der Leitung von Herrn Dipl. Ing. ETH M. Fischer. Ihre Unterstützung bei der Entwicklung und Eichung einer Flowmetersonde für die Volumenstrommessung im Filterrohr hat wesentlich zum Gelingen der vorliegenden Arbeit beigetragen.

Der Ingenieurschule Burgdorf unter der Direktion von Herrn Dr. M. Zellweger danke ich für die Möglichkeit, im Erdbaulabor umfangreiche Untersuchungen an den Lockergesteinen des Testgebietes vornehmen zu können. Herrn G. Flückiger gilt mein Dank für die fachgerecht ausgeführten Kornverteilungsanalysen.

Danken möchte ich weiter den Lehrwerkstätten der Stadt Bern: In den Laboratorien der sanitärtechnischen Abteilung konnten unter der Leitung von Herrn H. Uhlmann erste Versuche mit Flowmetersonden durchgeführt werden

Herrn Dr. P. Nänny, EAWAG, Dübendorf, verdanke ich wesentliche Erkenntnisse und Anregungen, die auf eine jahrelange Felderfahrung mit Durchlässigkeitsversuchen zurückgehen.

Herrn Prof. Dr. Th. Dracos vom Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft und seinen Mitarbeitern möchte ich danken für die kritischen Diskussionen und die Möglichkeiten der Computerbenutzung.

Mein Dank gilt ganz besonders auch den Mitarbeitern des Ingenieur- und Studienbüros A. Werner, den Herren Dipl. Ing. HTL F. Muchenberger, Dipl. Ing. HTL F. Lüthi, Dipl. Ing. ETH P. Höhn, Dipl. Ing. ETH M. Würsten, R. Meister, S. Nolte und R. Ryser. Sie alle haben mich bei meinen Arbeiten in Feld und Labor tatkräftig unterstützt.

Ein ganz grosser Dank gilt nicht zuletzt meiner Frau. Ohne deren stilles Wirken im Hintergrund wäre diese Arbeit nicht möglich gewesen.

Burgdorf, im Oktober 1983

Peter Hufschmied

ABSCHNITT I: PROBLEMSTELLUNG UND GRUNDLAGEN

Kapitel 1: PROBLEMSTELLUNG

Die Durchlässigkeit ist neben der Korngrössenverteilung und dem Speicherkoeffizienten einer der wichtigsten Modellparameter der Geohydraulik. Sie gibt an, welche Grundwassermenge in m^3/s durch eine Fläche von 1 m^2 eines porösen Mediums strömt, wenn der hydraulische Gradient senkrecht zu dieser Fläche gleich 1 ist und die Wassertemperatur 10° C beträgt. Nahezu alle grundwasserhydraulischen Berechnungsverfahren, ob sie quantitative oder qualitative Aspekte der Wasserbewegung im Boden behandeln, setzen Kenntnisse über die Durchlässigkeit voraus.

Grundwasserhydraulische Berechnungen spielen eine Rolle im Zusammenhang mit zahlreichen kultur- und bautechnischen Aufgaben. Ein wichtiges Anwendungsfeld ergibt sich aus wasserwirtschaftlichen Fragestellungen wie der Erkundung und Bewirtschaftung von Grundwasservorkommen, der Dimensionierung von Fassungs- und Anreicherungsanlagen. Von zunehmender Bedeutung sind Fragen des quantitativen und qualitativen Gewässerschutzes. Hier geht es z.B. um die quantitative Beeinträchtigung von Grundwasservorkommen durch Gewässerverbauungen, um die Wärmenutzung des Grundwassers oder um die Ausbreitung von Schadstoffen im Untergrund.

Ueber 80 % des Bedarfes der öffentlichen Wasserversorgungen der Schweiz werden aus Grundwasser gedeckt (TRUEB,1975). Die bedeutendsten Vorkommen finden sich in den Lockergesteins-Grundwasserleitern des schweizerischen Mittellandes, aber auch in den Tälern des Jura, der Alpen und ihrer Südabdachung. Die in der Regel gut durchlässigen Grundwasserleiter bestehen vorwiegend aus Kiesen und Sanden fluvioglazialer und fluviatiler Schotterablagerungen. Einen Ueberblick über die Lage der wichtigsten Grundwasservorkommen in den Schottern der Talsohlen vermittelt Figur 1.1.

Charakteristisch für diese alpinen und alpenrandnahen Schotter ist ihr heterogener Aufbau, hervorgerufen durch die in Raum und Zeit häufig wechselnden Randbedingungen der Erosions-, Transport-, Sedimentations- und Umlagerungsprozesse. Sehr oft finden sich linsenförmige, auskeilende Ablagerungen von Kiesen, Sanden und Silten oder blätterteigartige Schichtfolgen, Deltaablagerungen und Rinnenstrukturen. Ein Blick in eine Kiesgrube, Figur 1.2, verdeutlicht das Gesagte. Die natürlichen Ablagerungsbedingungen begünstigen eine vertikale Anisotropie der Durchlässigkeit: vielfach ist die Wasserleitfähigkeit der Schotter in horizontaler Richtung beträchtlich grösser als in vertikaler Richtung.

Für die Ermittlung der Durchlässigkeit sind zahlreiche Methoden bekannt. Entnimmt man Gesteinsproben im Feld und untersucht ihre Durchlässigkeit in speziellen Versuchsapparaten, spricht man von Labormethoden. Zu ihnen gehört z.B. der Labor-Darcy-Versuch, vgl. Figur 5.1. Ebenfalls zu den Labormethoden sind diejenigen Verfahren zu zählen, bei denen die Durchlässigkeit aus der Kornverteilung und anderen Parametern der Gesteinsmatrix ermittelt wird.

Wie zahlreiche Untersuchungen belegen, eignen sich Labormethoden für die Ermittlung der Durchlässigkeit der heterogenen, vorwiegend grobkörnigen Schotterablagerungen leider nicht: Es ist praktisch unmöglich, Gesteinsproben ohne empfindliche Störung ihrer Struktur und Lagerungsdichte aus Schottergrundwasserleitern zu entnehmen.

Zuverlässiger wird die Durchlässigkeit mit F e l d m e t h o d e n am ungestörten Sediment in situ bestimmt. Aber auch in situ Versuche sind nicht problemlos - dies haben negative Erfahrungen bei früheren Grundwasserprospektions-Arbeiten deutlich gezeigt. Die verschiedenen gebräuchlichen Methoden führten oft zu ganz unterschiedlichen Resultaten, vgl. z.B. BLAU et al.1975,76,81. Im Hinblick auf die Genauigkeitsanforderungen von Grundwasserdargebotsstudien waren die zu befürchtenden Fehler an den im Untergrund fliessenden Grundwassermengen von teilweise einer vollen Grössenordnung nicht zu verantworten.

Die zahlreichen Schwierigkeiten bei der Ermittlung zuverlässiger Durchlässigkeitswerte in Lockergesteins-Grundwasserleitern der Schweiz führten bei der Ausarbeitung des Ausführungsplanes zum Nationalen Forschungsprogramm "Grundlegende Probleme des schweizerischen Wasserhaushaltes" zur Formulierung eines entsprechenden Forschungsschwerpunktes (SNF,1976).

Dieser Forschungsschwerpunkt wurde im Forschungsgesuch "Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental" (BLAU & TRUEB,1976) aufgenommen und konkretisiert. Ziel der vorgeschlagenen Forschungsarbeiten war:

Im Rahmen einer vergleichenden Untersuchung die in der Schweiz gebräuchlichen Feldmethoden für die Ermittlung der Durchlässigkeit unter praktischen Bedingungen in einem für durchschnittliche schweizerische Verhältnisse repräsentativen, grobkörnigen und gut durchlässigen Schotter-Grundwasserleiter zu testen, miteinander zu vergleichen und soweit notwendig weiter zu entwickeln.

Das Schwergewicht der Untersuchung wurde auf die verschiedenen in der Praxis gebräuchlichen P u m p v e r s u c h s m e t h o d e n gelegt. Im einzelnen sind das:

(1) Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch (Punkt-k-Werte), vgl. Abschnitt II

(2) Kleinpumpversuche in verfilterten Aufschlussbohrungen (Profil- und Bereichs-k-Werte), vgl. Abschnitt III

(3) Grosspumpversuche (Gebiets-k-Werte), vgl. Abschnitt IV

Nachdem eine Umfrage bei Bohrfirmen, Büros die sich mit hydrogeologischen Untersuchungen beschäftigen, grösseren Wasserversorgungen und Gewässerschutzämtern, vgl. Abschnitt 2.1.2, gezeigt hatte, dass bei Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch neben Pumpversuchen auch Einspülversuche sowie Steig- und Sinkversuche eine gewisse Rolle spielen, haben wir uns entschlossen, diese Versuchsmethoden zusätzlich in das Untersuchungsprogramm aufzunehmen.

Bei den Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch standen folgende ungelöste Fragen im Vordergrund:

(1) Warum ergeben sich je nach eingesetztem Bohrverfahren im gleichen Lockergestein ganz unterschiedliche Punkt-k-Werte?

(2) Weshalb liegen die Ergebnisse von Pump- und Einspülversuchen resp. Steig- und Sinkversuchen im gleichen Bohrloch oft um Zehnerpotenzen auseinander?

(3) Aus welchem Grund ergeben sich je nach Grösse der Pump- resp. Einspülmenge unterschiedliche k-Werte?

(4) Ist es möglich, die oben erwähnten Probleme mit einer verbesserten Versuchs- und Auswertmethodik zu beheben?

Bei den Kleinpumpversuchen in verfilterten Aufschlussbohrungen waren folgende Probleme zu bearbeiten:

(5) Warum sind Profil-k-Werte aus Kleinpumpversuchen im Vergleich mit den Gebiets-k-Werten aus Grosspumpversuchen häufig zu klein?

(6) Welche Rolle spielen die Brunnenverluste (Strömungsverluste beim Durchströmen der Filterschüttung, der Filteröffnungen und des Filterrohres) bei der Ermittlung der Durchlässigkeitswerte?

(7) Welche Bedeutung kommt den Ringraumverlusten zwischen Unterwasserpumpe und Filterrohr zu?

(8) Wie sind Anisotropie und Heterogenität des Aquifers bei der Ermittlung der Durchlässigkeit mit Kleinpumpversuchen zu berücksichtigen?

(9) Wie hat eine geeignete Versuchsmethodik unter Berücksichtigung der oben erwähnten Einflussfaktoren auszusehen?

Bei den Grosspumpversuchen standen folgende Fragen im Zentrum:

(10) Welche Rolle spielen Anisotropie und Heterogenität des Aquifers bei der Ermittlung von Gebiets-k-Werten?

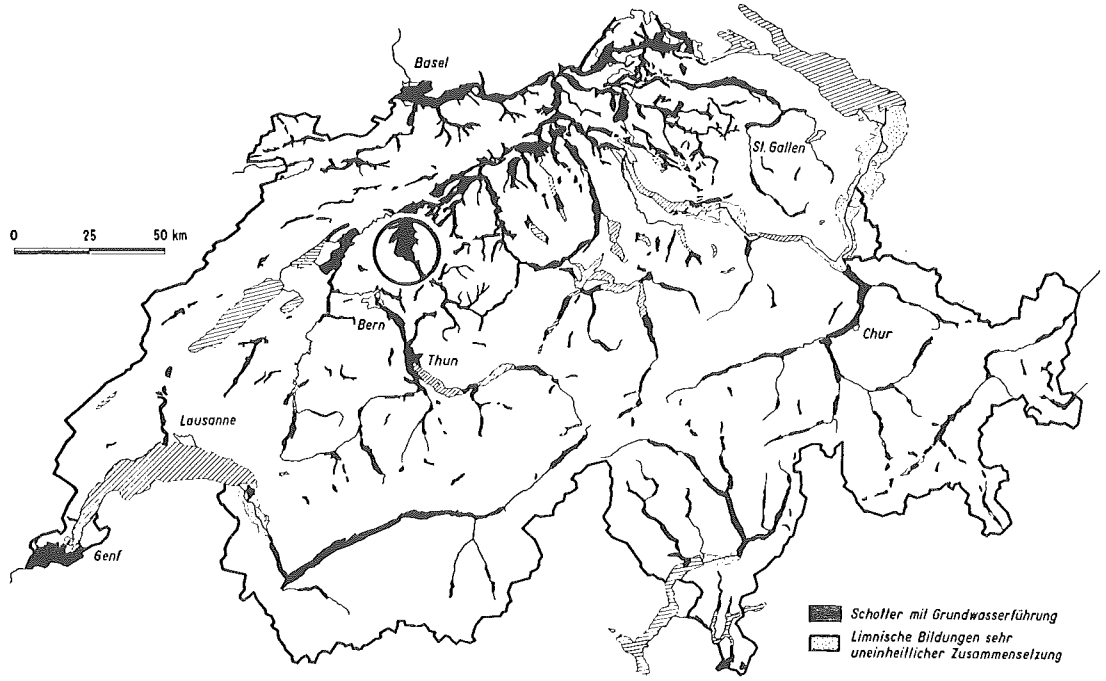
(11) Wie können die Randbedingungen der oft kleinräumigen Grundwasserleiter der Schweiz bei der Pumpversuchsauswertung berücksichtigt werden?

(12) Welche Rolle spielt die verzögerte Porenentwässerung in Lockergesteins-Grundwasserleitern, und wie kann sie bei der Versuchsauswertung berücksichtigt werden?

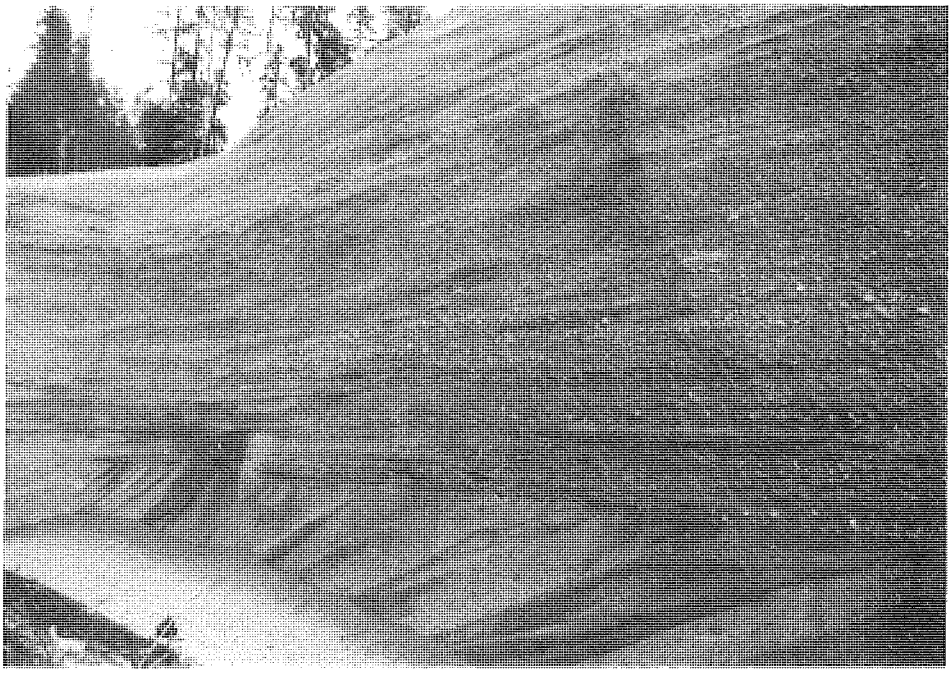
Ergänzend zu diesen pumpversuchsbezogenen Fragestellungen war die Frage zu beantworten:

(13) Lassen sich aus der geotechnischen Untersuchung von grobkörnigen Lockergesteinen nach USCS resp. aus der lithologischen Beschreibung in den Bohrprofilen signifikante Aussagen über die Durchlässigkeit ableiten?

Figur 1.1 Grundwasservorkommen in den Schottern der Talsohlen der Schweiz nach TRUEB,1966 bzw. JAECKLI et al.1967. Testgebiet Emmental (Kreis)



Figur 1.2 Kiesgrube Bümberg im Aaretal bei Thun (Koord. ca 611 340/183 665). Die Bümberg-Schotter aus dem letzten Interglazial werden im oberen Teil der Grube diskordant überlagert von Münsingen-Schotter; im unteren Teil der Grube Deltalagerung, vgl. auch SCHLUECHTER,1982



Kapitel 2: UNTERSUCHUNGSPROGRAMM

2.1 Voruntersuchungen

Um sicherzustellen, dass die Forschungsergebnisse aus dem Testgebiet Emmental später auch in anderen Grundwassergebieten der Schweiz angewendet werden können, wurden im Rahmen der Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental zwei Voruntersuchungen durchgeführt.

2.1.1 Schweizerische Lockergesteins-Grundwasserleiter

Als Grundlage für die Wahl eines repräsentativen Testareales für die vorgesehenen Versuchsbohrungen und vergleichenden Durchlässigkeitsversuche untersuchte MUCHENBERGER,1977 die Häufigkeitsverteilungen der Grundwassermächtigkeit, der Trockentiefe (Flurabstand) und der Durchlässigkeit von 19 zufällig ausgewählten schweizerischen Lockergesteins-Grundwasserleitern. Die Grundwasserspiegelfläche von 503 km^2 der statistisch untersuchten Grundwasserleiter entspricht etwa 1/6 der geschätzten Gesamtfläche der wichtigsten schweizerischen Lockergesteins-Grundwasserleiter (TRUEB & WERNER,1971). Die Studie hat folgende Ergebnisse gezeigt:

Grundwassermächtigkeit: 40 % der Grundwassermächtigkeiten (bezogen auf die Grundwasserspiegelfläche) liegen unter 10 m, 70 % unter 20 m und 94 % unter 40 m. Mächtigkeiten über 50 m sind sehr selten.

Trockentiefe: 20 % liegen unter 2 m, 55 % unter 7 m und 85 % unter 20 m. Trockentiefen über 70 m sind kaum anzutreffen.

Durchlässigkeit: 70 % der Durchlässigkeiten aus Kleinpumpversuchen in verfilterten Aufschlussbohrungen (Profil-k-Werte) liegen im Bereich von 1.6 - 5.0 10^{-3}m/s.

Gestützt auf diese Ergebnisse wurde für die Versuchsbohrungen und vergleichenden Durchlässigkeitsversuche ein Testareal in der Nähe von Aefligen im Unteren Emmental gewählt. Eine detaillierte Beschreibung der hydrogeologischen Verhältnisse im Testareal findet sich in Kapitel 3.

2.1.2 Umfrage über Aufschlussbohrungen zur Grundwassererkundung

Als Grundlage für die Erarbeitung eines praxisnahen Versuchsbohrprogrammes im Testareal wurde bei Bohrfirmen, Büros die sich mit hydrogeologischen Untersuchungen beschäftigen, grösseren Wasserversorgungen und Gewässerschutzämtern eine Umfrage durchgeführt (HUFSCHMIED,1978). Sie gibt Auskunft über die in der Schweiz in den Jahren 1972 - 76 bei der Grundwassererkundung in vorwiegend nichtbindigen Lockergesteins-Grundwasserleitern eingesetzten Bohrverfahren. Die Umfrage gibt darüber hinaus ein Bild über den Ausbau der Aufschlussbohrungen mit

Filterrohren sowie über die Versuche, welche zur Erkundung der Aquifer-Eigenschaften in den Bohrungen durchgeführt worden sind. Die wichtigsten Ergebnisse seien hier kurz zusammengefasst:

Bohrverfahren:

(1) 10 schweizerische Bohrfirmen haben von 1972 - 76 insgesamt 1645 Aufschlussbohrungen mit total 44500 Bohrmetern für die Grundwassererkundung in vorwiegend nichtbindigen Lockergesteins-Grundwasserleitern erstellt.

(2) 2/3 der Bohrungen wurden mit einem Kernbohrverfahren, 1/3 mit einem Spülbohrverfahren ausgeführt.

(3) Bei den Kernbohrverfahren kommt den Rotationskernbohrungen, bei den Spülbohrverfahren den verrohrten Rotationsspülbohrungen (Rollenmeisselbohrungen) mit Klarspülung die grösste Bedeutung zu: 83 % der Aufschlussbohrungen wurden mit einem dieser beiden Bohrverfahren abgeteuft. Bei den restlichen Bohrungen handelt es sich um Rammkernbohrungen und unverrohrte Rotationsspülbohrungen mit Dickspülung.

Filterrohre:

(4) 57 % der von 1972 - 76 in Aufschlussbohrungen eingebauten Filterrohre weisen eine Nennweite von 115 mm auf, 23 % eine solche von 100 mm, 19 % eine von 50 mm und lediglich 1 % eine von 150 mm.

(5) 85 % der Aufschlussbohrungen sind mit einem glatten Kunststoffilterrohr mit horizontaler Schlitzung, vgl. Kapitel 11, ausgerüstet. In den Rest teilen sich perforierte Stahlrohre und verschiedene andere Fabrikate.

(6) Ueber die verwendeten Schlitzweiten und Lochgrössen gehen die Angaben der befragten Stellen relativ weit auseinander. Einzelne Bohrfirmen arbeiten viel mit kleinen Schlitzweiten von 0.2 - 1.0 mm, andere dagegen hauptsächlich mit grossen Schlitzweiten von 1.0 - 3.0 mm.

Versuche zur Erkundung der Aquifer-Eigenschaften:

(7) Unter den Versuchen zur Erkundung der Aquifer-Eigenschaften kommt den Durchlässigkeitsversuchen weitaus die grösste Bedeutung zu. Rammsondierungen im Bohrloch (Standard-Penetration-Test) und Bohrlochgeophysikalische Untersuchungen kommen in der Schweiz im Rahmen der Grundwassererkundung in vorwiegend nichtbindigen Lockergesteins-Grundwasserleitern nur selten zur Anwendung.

(8) Von 1972 - 76 wurden gemäss den Angaben von 6 Bohrfirmen ca. 3900 Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch zur Ermittlung von Punkt-k-Werten ausgeführt. 60 % dieser Versuche waren Pumpversuche, 26 % Steig- oder Sinkversuche und 14 % Einspülversuche.

(9) Im selben Zeitraum wurden ca 1100 Kleinpumpversuche in verfilterten Aufschlussbohrungen durchgeführt. 70 % davon waren Pumpversuche, 20 % Steig- oder Sinkversuche und 10 % Einspülversuche.

(10) In ca 240 Fällen wurden aus dem Aquifer Bodenproben entnommen und die Durchlässigkeit aus der Kornverteilung bestimmt.

Schlussfolgerungen für das Versuchsbohrprogramm im Testareal Aefligen

Gestützt auf die Umfrageergebnisse wurde ursprünglich beschlossen, im Testareal Aefligen 8 Rotationskernbohrungen, 4 verrohrte Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung und 4 unverrohrte Rotationsspülbohrungen mit Dickspülung abzuteufen. Aus Kostengründen und wegen der zu befürchtenden Kontamination des Aquifers infolge der hohen Spülungsverluste musste später leider auf drei der vorgesehenen vier Dickspülbohrungen verzichtet werden. Das ursprünglich vorgesehene Versuchsbohrprogramm ist aus Figur 2.2, das reduzierte Programm aus Figur 4.1 ersichtlich. Aufgrund der geringeren praktischen Bedeutung wurde auf die Anwendung von Rammkernbohrungen verzichtet.

Die Versuchsbohrungen wurden mit glatten Kunststoffilterrohren mit horizontaler Schlitzung ausgerüstet. Die Nennweiten betragen 115 mm, in einem Fall 150 mm. Die Schlitzweiten wurden,gestützt auf Erfahrungen im Emmental,mit 1.0 resp. 1.5 mm gewählt.

Der doch recht hohe Anteil an Steig- oder Sinkversuchen resp. Einspülversuchen bei der Ermittlung der Durchlässigkeit veranlasste uns, diese Versuchsmethoden ebenfalls in das Untersuchungsprogramm einzubeziehen.

2.2 Untersuchungen im Testgebiet Emmental

2.2.1 Vorversuche in den Aufschlussbohrungen des WEA

Um Erfahrungen zu sammeln im Hinblick auf das Versuchsbohrprogramm,wurden 1977 und 1978 in insgesamt 16 Aufschlussbohrungen (Rotationskernbohrungen) Vorversuche durchgeführt. Die Bohrungen wurden zur Erkundung der hydrogeologischen Verhältnisse im Rahmen der Grundlagenbeschaffung für die Siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern im Testgebiet abgeteuft, vgl. BLAU et al. 1981 und Figur 2.1. Die Vorversuche umfassten:

(1) Einen Vergleich von zwei unterschiedlichen Arten der Vorbohrung bei Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch: (a) die traditionelle, nicht abgestützte Vorbohrung, (b) die mit einem Filterkorb abgestützte Vorbohrung.

(2) Die Analyse der Kornverteilungen des Bohrgutes aus dem Vorbohrungsbereich.

(3) Kleinpumpversuche aus dem Filterrohr, während dem stufenweisen Rückzug der Bohrrohre.

(4) Standard-Penetration-Tests zur Bestimmung der Lagerungsdichte des Bodens im Vorbohrungsbereich.

(5) Eine intensive Ueberwachung des Bohrablaufes und des Grundwasserspiegels im Bohrloch.

Die Vorversuche ergaben verschiedene, für das Versuchsbohrprogramm wichtige Ergebnisse:

Die mit einem Filterkorb ausgeführten Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch, zur Ermittlung der Punkt-k-Werte, waren weit weniger störungsanfällig als die traditionellen Versuche mit nicht abgestützter Vorbohrung, vgl. Abschnitt II. Die Filterkorbmethode wurde deshalb in das Untersuchungsprogramm aufgenommen.

Mit den Kornverteilungen des Bohrgutes aus dem Vorbohrungsbereich wurden die Durchlässigkeitsbeiwerte mit sechs in ihrem Aufbau grundsätzlich verschiedenen Formeln berechnet. Die Ergebnisse waren wenig ermutigend. Abweichungen zwischen den einzelnen Formeln und im Vergleich mit den Resultaten der Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch bis zu mehreren Zehnerpotenzen waren die Regel. In der Meinung, mit den umfangreichen Durchlässigkeitsversuchen im Testareal Aefligen ein Grundlagenmaterial schaffen zu können für eine zukünftige Detailuntersuchung ausserhalb dieser Arbeit, wurde die Analyse der Kornverteilungen trotz der schlechten Erfahrungen aus den Vorversuchen weitergeführt. Auf eine Analyse der Cuttings bei den Spülbohrungen wurde verzichtet.

Kleinpumpversuche aus dem Filterrohr, während dem stufenweisen Rohrrückzug, erwiesen sich als wenig aussagekräftig und wurden deshalb fallengelassen. Aehnliches gilt auch für den Standard-Penetration-Test: Die Schotterablagerungen im Testgebiet sind zu grobkörnig für eine sinnvolle Anwendung.

Die Ueberwachung des Bohrablaufes und des Grundwasserspiegels während der Bohrarbeiten und der Durchlässigkeitsversuche wurde im Testareal fortgesetzt. Ebenso wurden die lithologischen Aufnahmen der Bohrprofile detailliert weitergeführt.

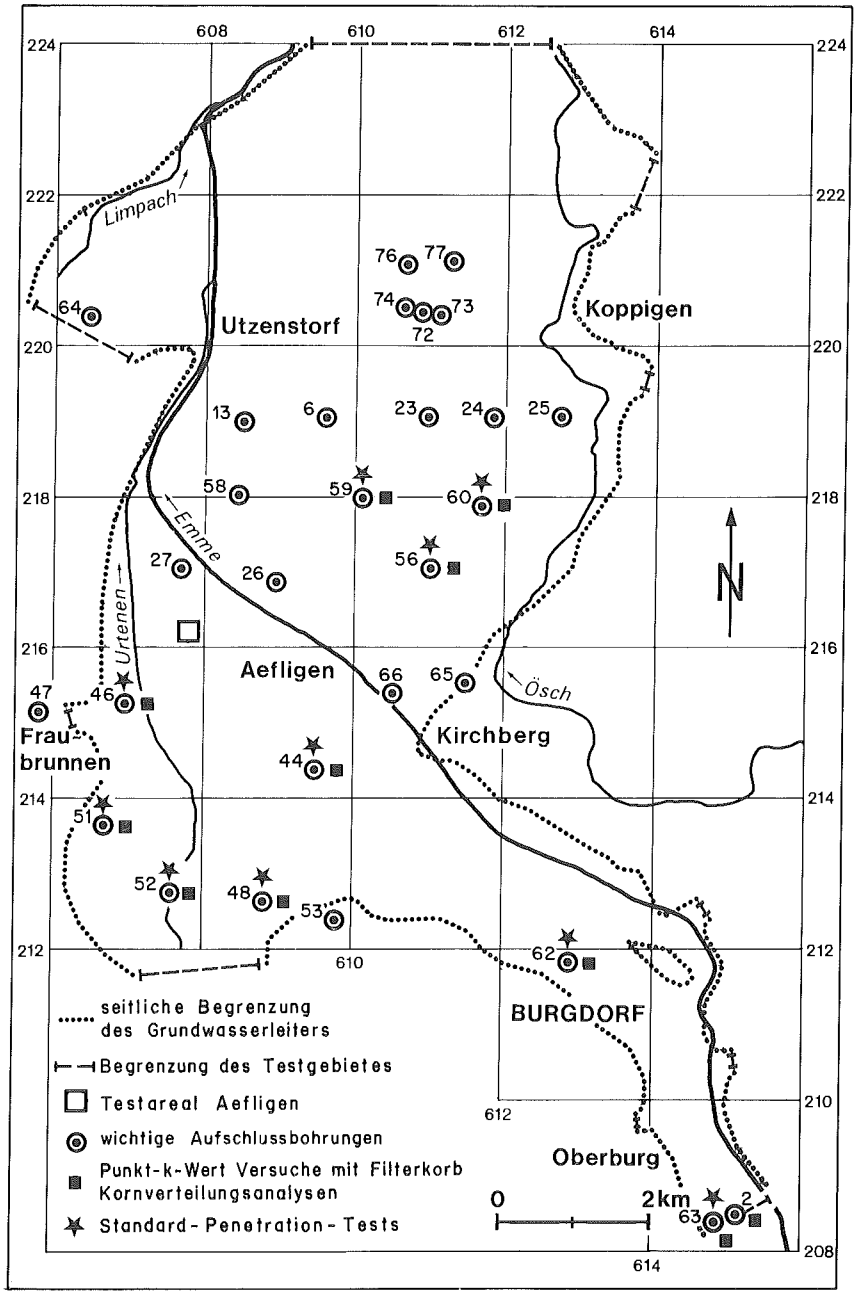
2.2.2 Kleinpumpversuche kombiniert mit Flowmetermessungen

Als Abschluss der Forschungsarbeiten wurden die Kleinpumpversuche kombiniert mit Flowmetermessungen mit der in dieser Arbeit entwickelten neuen Versuchsmethodik in den wichtigsten Aufschlussbohrungen im Testgebiet Emmental wiederholt und die neuen Ergebnisse mit den Resultaten der früheren Versuche verglichen. Die Lage der betreffenden Bohrungen geht aus Figur 2.1 hervor.

2.3 Vergleich der Bohrverfahren und Durchlässigkeitsversuche im Testareal Aefligen

Gestützt auf die Voruntersuchungen von MUCHENBERGER, 1977, vgl. Abschnitt 2.1.1, wurde aus drei möglichen, näher untersuchten Standorten ein kleinräumiges Testareal bei Aefligen im Unteren Emmental ausgewählt. Die Lage des Testareals geht aus Figur 2.1 hervor. Eine umfassende Beschreibung der Hydrogeologischen Verhältnisse sowie der geotechnischen und lithologischen Untersuchungen der Schotter findet sich in Kapitel 3. Die im Testareal eingesetzten Bohrverfahren werden im Kapitel 4 ausführlich beschrieben. Die Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch, die Kleinpumpversuche und der mehrphasige Grosspumpversuch sind in den Abschnitten II, III und IV behandelt.

Figur 2.1 Testgebiet Emmental mit Testareal Aefligen und Lage der Aufschlussbohrungen (ausserhalb des Testareals), in denen vergleichende Durchlässigkeitsversuche ausgeführt worden sind



Die Nummern bei den Bohrungen entsprechen den abgekürzten Feld-Bezeichnungen, z.B. 52 = WAB 52, vgl. WEA/GEOLOGIE,1983.

2.4 Modellversuche am Halbraummodell einer Aufschlussbohrung

Die Strömungsvorgänge im Bereich der Wasserentnahmestelle (Unterwasserpumpe) im Filterrohr einer Aufschlussbohrung sind derart komplex, dass es uns nicht sinnvoll erschien, dieses Problem an Versuchsbohrungen im Feld zu studieren. Der Aufwand für die entsprechende Instrumentierung wäre viel zu gross und die Beobachtungsmöglichkeiten stark eingeschränkt.

Dank dem Entgegenkommen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich konnten wir ein Halbraummodell aufbauen, mit dem die Strömungsverhältnisse im Bereich der Wasserentnahmestelle und insbesondere das Problem der Ringraumverluste im Detail untersucht werden konnten. Die Ergebnisse sind in Kapitel 13 dargestellt.

2.5 Weiterentwicklung einer Flowmetersonde

Nachdem sich im Laufe der Forschungsarbeiten zeigte, dass wesentliche Fortschritte bei der Ermittlung der Durchlässigkeit mit Kleinpumpversuchen voraussetzen, dass der vertikale Volumenstrom im Filterrohr direkt gemessen werden kann, wurde an den Lehrwerkstätten der Stadt Bern eine Prüfvorrichtung für Flowmetersonden eingerichtet.

Erste Versuche mit handelsüblichen Flowmetersonden zeigten, dass die Entwicklung einer speziell an das Bedürfnis einer präzisen Volumenstrommessung angepassten Sonde mit möglichst tiefer Ansprechschwelle unumgänglich war. Dank einem zusätzlichen Forschungskredit, finanziert durch das WEA und den Nationalfonds, konnten die entsprechenden Arbeiten in Zusammenarbeit mit der Firma Haferland, Hannover und der Landeshydrologie in Angriff genommen und erfolgreich ausgeführt werden. Die Untersuchungen und Resultate sind in den Kapiteln 12 und 14 dargestellt.

2.6 Zeitlicher Ablauf der Forschungsarbeiten

Der zeitliche Ablauf der Forschungsarbeiten geht im Detail aus den Zwischenberichten (BLAU et al.1977,78,79,80,81) und dem Schlussbericht an den Nationalfonds (WEA,1982) hervor. Eine Zusammenstellung der wichtigsten Arbeiten findet sich zudem in Tabelle 2.1.

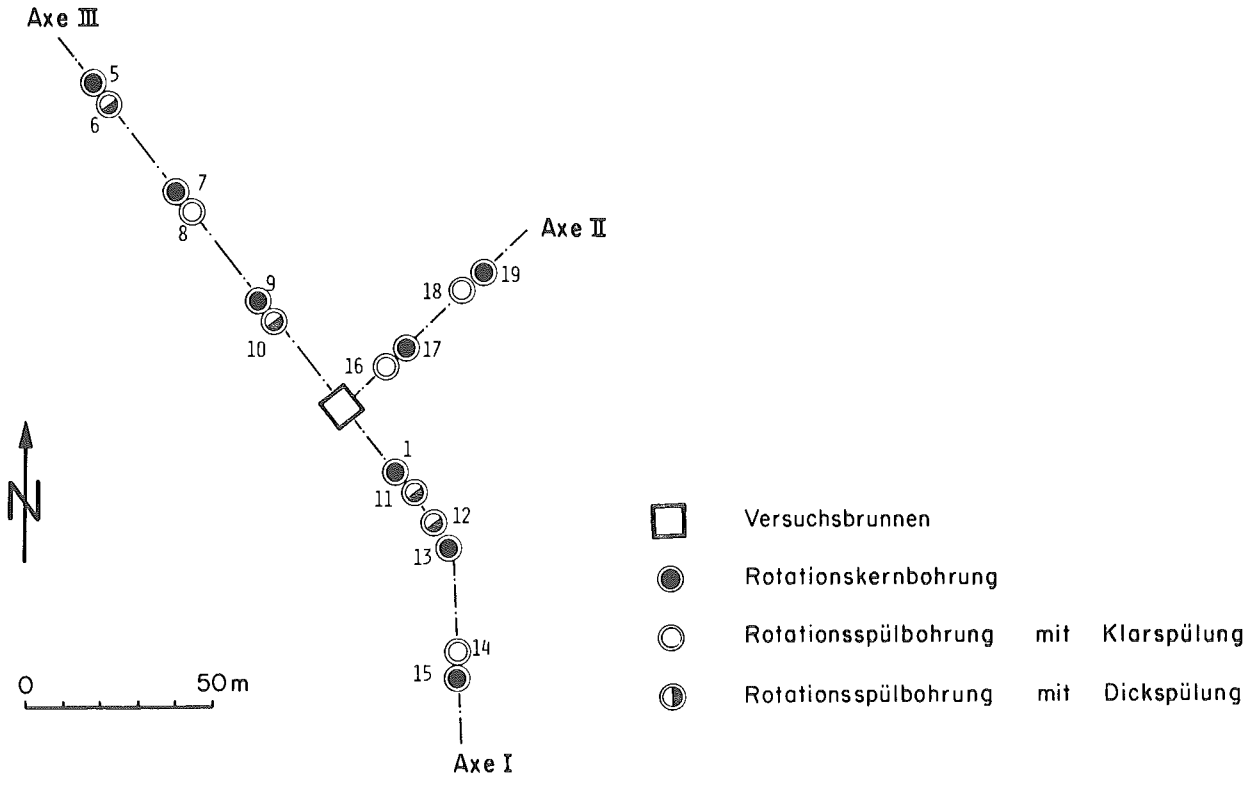
Die Forschungsarbeiten wurden 1977 aufgenommen mit den Voruntersuchungen über schweizerische Lockergesteins-Grundwasserleiter und der Umfrage über Aufschlussbohrungen zur Grundwassererkundung, vgl. Abschnitt 2.1. Ebenfalls 1977 konnten erste Vorversuche in den Aufschlussbohrungen des WEA durchgeführt werden.
1978 wurde mit dem Aufbau des Halbraummodelles an der VAW begonnen; im Testareal Aefligen konnten die ersten vier Rotationskernbohrungen abgeteuft werden.
1979 und 1980 lag das Schwergewicht der Untersuchungen auf den vergleichenden Durchlässigkeitsversuchen im Testareal; parallel dazu wurde die Entwicklung der Flowmetersonde vorangetrieben. Die Jahre 1981 und 1982 dienten den Modellversuchen am Halbraummodell und der Wiederholung von Kleinpumpversuchen mit der neu entwickelten Versuchsmethodik.

Tabelle 2.1 Zeitlicher Ablauf der Forschungsarbeiten

Jahr	Voruntersuchungen und Auswertungen	Modellversuche an der VAW	Entwicklung einer Flowmetersonde	Vergleichende Untersuchungen im Testareal Aefligen	Untersuchungen im Testgebiet
1977	Schweizerische Lockergesteins-Grundwasserleiter (2.1.1)				Vorversuche in 10 Rotationskernbohrungen (2.2.1)
1978	Umfrage über Aufschlussbohrungen zur Grundwassererkundung (2.1.2)	Aufbau Halbraummodell an der VAW, Funktionstest (13)	Vorversuche mit handelsüblichen Sonden (2.5)	4 Rotationskernbohrungen Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch (4, II)	Vorversuche in 6 Rotationskernbohrungen des WEA
1979	Analyse früherer Kleinpumpversuche im Testgebiet (III)	Versuchsserie 1 in Filterrohr NW 115mm (13)	Eichmessungen mit handelsüblichen Sonden, z.T. in situ (2.5)	4 Rotationskernbohrungen, 4 Rotationsspülbohrungen, Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch (4, II)	
1980	Auswertung der Durchlässigkeitsversuche im Testareal		Vorversuche mit einem Prototyp der Flowmetersonde Haferland (12) Aufbau einer Eichanlage für Stand- und Fahrteichung	Bau eines Versuchsbrunnens und Installation eines Messstellennetzes Grosspumpversuch in zwei Phasen, Kurzpumpversuche (IV)	
1981	Entwicklung einer neuen Versuchsmethodik für Kleinpumpversuche und Flowmetermessungen	Versuchsserie 2 in Filterrohr NW 115 mm Versuchsserie 3 in Filterrohr NW 100 mm (13)	Stand- und Fahrteichungen der Flowmetersonde (12)	1 Rotationsspülbohrung mit Dickspülung (4, II), kombinierte Kleinpumpversuche und Flowmetermessungen in den Versuchsbohrungen (14)	kombinierte Kleinpumpversuche in den wichtigsten Aufschlussbohrungen
1982	Vergleich der verschiedenen Methoden, Schlussauswertung	Versuchsserie 4 in Filterrohr NW 150 mm (13)	Kontrollmessungen, Nacheichung		

in Klammer: Hinweis auf die entsprechenden Kapitel des Berichtes

Figur 2.2 Ursprünglich vorgesehenes Versuchsbohrprogramm im Testareal Aefligen



Kapitel 3: TESTAREAL AEFLIGEN

Das Testareal für die vergleichenden Durchlässigkeitsversuche und den Vergleich der Bohrverfahren, kurz "Testareal Aefligen" genannt, liegt westlich der Gemeinde Aefligen, zwischen den Gewässern Emme und Urtenen, vgl. Figur 2.1.

3.1 Hydrogeologische Verhältnisse

Eine umfassende Darstellung der hydrogeologischen Verhältnisse findet sich im Bericht Hydrogeologie Emmental, Teil III: Unteres Emmental (BLAU et al.1981). Ein schematisches Profil durch den Grundwasserleiter im Testareal geht aus Figur 3.1 hervor.

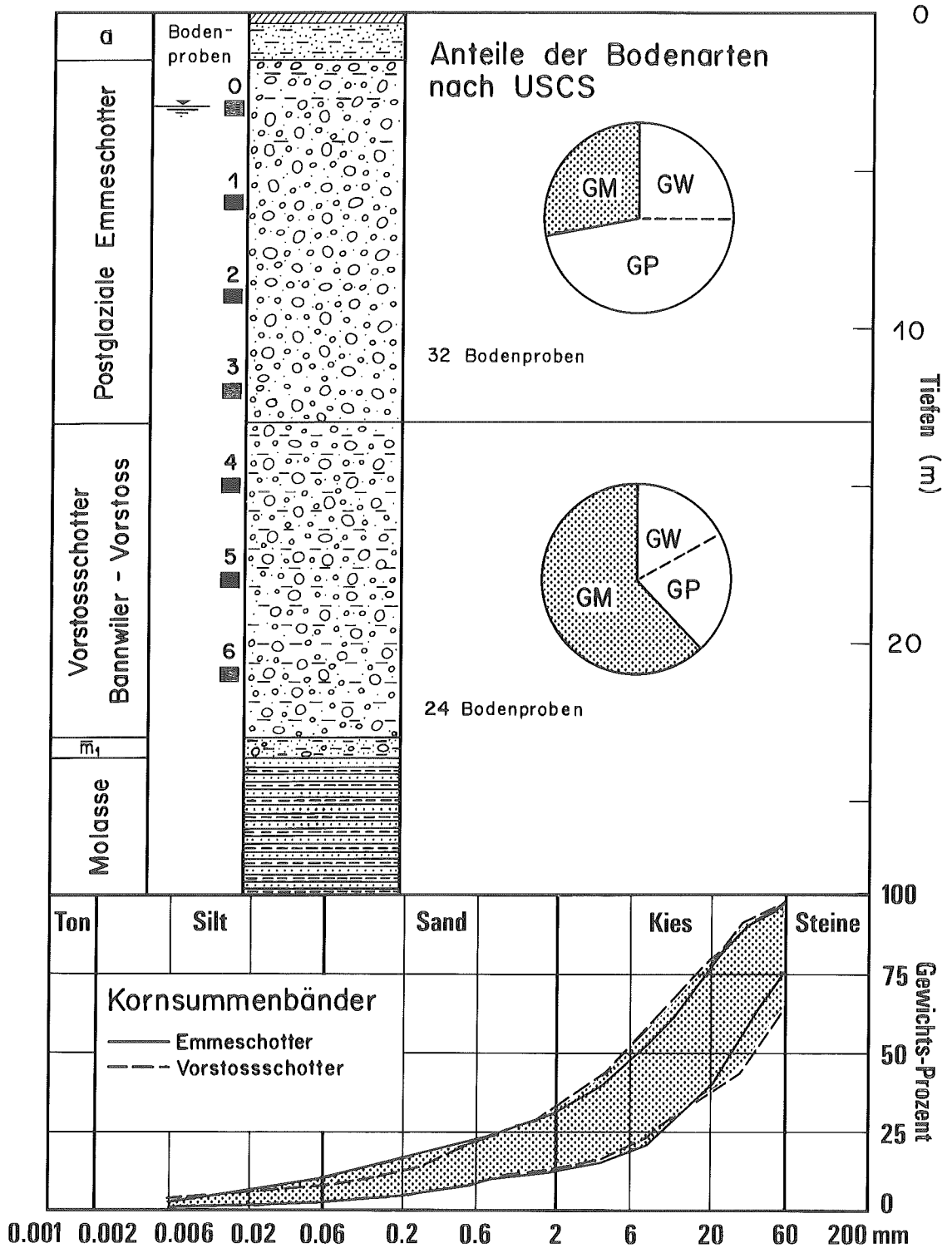
Als Grundwasserstauer wirken Mergel und Sandsteine der unteren Süsswassermolasse (Aquitanien). Zwischen dem anstehenden Molassefels und den darüberliegenden Schottern findet sich teilweise eine geringmächtige Uebergangsschicht mit aufgearbeiterter Molasse (Bezeichnung m̄l). Aufgrund ihrer sehr geringen Durchlässigkeit, verglichen mit den darüberliegenden Schottern, rechnen wir die Uebergangsschicht ebenfalls dem Grundwasserstauer zu. Die Versuchsbohrungen und die geoelektrischen Sondierungen von FISCH (vgl. WEA,1982) zeigen einen ruhigen Verlauf der Staueroberfläche, mit einem Anstieg von ca 5 ‰ in westlicher Richtung.

Der Grundwasserleiter besteht aus 20 - 25 m mächtigen pleistocaenen Schottern. Vorherrschend sind saubere bis siltige Kiessande mit Steinen und vereinzelten Blöcken bis 30 cm. Die feinkörnige Deckschicht (Bezeichnung a) mit einer Mächtigkeit von ein bis zwei Meter besteht aus Silten und Sanden, teilweise vermischt mit wenig Kies.

Mit Hilfe von Geröllzählungen und Diffraktometeranalysen gelang WANNER (in Blau et al.1981) eine vertikale Gliederung der würmeiszeitlichen Schotter: In der unteren Hälfte des Grundwasserleiters finden sich Lockergesteine mit einem "Aarespektrum", welche chronostratigrafisch als Vorstossschotter des Bannwiler Vorstosses interpretiert werden, darüber liegen postglaziale Emmeschotter. Aareschotter und Emmeschotter unterscheiden sich hauptsächlich durch den prozentualen Anteil der Gesteinsklassen in der die Kalke, Flysche und Sandsteine zusammengefasst werden. Dieser Anteil liegt bei den Aareschottern zwischen 65 und 95 %, bei den Emmeschottern dagegen zwischen 35 und 60 %. Bei den Aareschottern vermutet Wanner zudem einen auf das Liefergebiet mit Mergeln des Aquitanien und Moränenmaterial zurückzuführenden erhöhten Anteil an Sanden und Silten.

Im Sinne einer Arbeitshypothese übernehmen wir die von Wanner quantitativ petrografisch begründete Zweiteilung der Schotter im Testareal. In den nachfolgenden Abschnitten untersuchen wir, inwieweit sich diese Gliederung auch in den geotechnischen Eigenschaften der Bodenproben, in der lithologischen Beschreibung der Bohrprofile und in der Durchlässigkeit äussert.

Figur 3.1 Schematisches Profil durch den Grundwasserleiter im Testareal Aefligen



3.2 Geotechnische und lithologische Beschreibung der Schotter

3.2.1 Klassifikation nach USCS

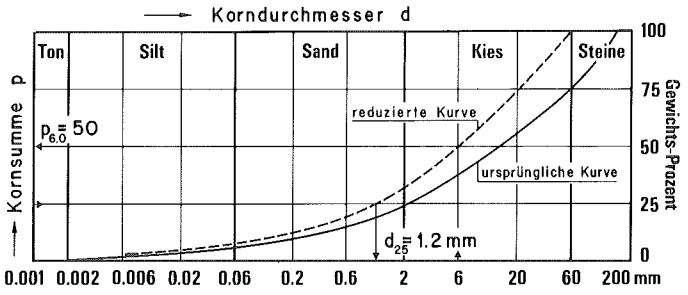
Die Klassifikation von Lockergesteinen erfolgt in der Schweiz nach den Normen der Schweizerischen Normenvereinigung (SNV), welche von der Schweizerischen Vereinigung der Strassenfachmänner (VSS) in Anlehnung an das "Unified Soil Classification System", abgekürzt USCS, aufgestellt worden sind. Das USCS wurde 1953 vom Bureau of Reclamation und vom Corps of Engineers-US Army eingeführt (vgl. z.B. HUDER,1972).

Die Klassifikation basiert auf einer Feldmethode, beschrieben in der Norm SNV 670005, die ergänzt wird durch eine Laboratoriumsmethode nach SNV 670008. Die Klassifikation entspricht der Einreihung eines Bodens in eine Verhaltensklasse. Massgebend für die Klassifikation sind die Korngrössenverteilung, die Plastizitätseigenschaften und die organischen Beimengungen, soweit sie die Plastizität beeinflussen.

Korngrössenverteilung

Die Korngrössenverteilung oder kurz Kornverteilung wird mit einem Siebversuch nach SNV670810 und SNV 670812 oder SNV 670814 für Korngrössen über 0.1 mm resp. mit einem Schlämmversuch nach der Aräometermethode SNV 670816 für Korngrössen zwischen 0.1 und 0.001 mm bestimmt. Als Ergebnis wird in einem Kornverteilungsdiagramm gemäss Figur 3.2 die Kornsummenkurve in Gewichtsprozent p als Funktion des Korndurchmessers d aufgetragen.

Figur 3.2 Kornverteilungsdiagramm mit Kornsummenkurve



$$p_{(d)} = 100 \frac{G_{(d)}}{G_s} \qquad (3.1)$$

Darin bedeutet G_s das Gesamtgewicht der Festsubstanz der Probe und $G_{(d)}$ das Gewicht der Körner mit einem Korndurchmesser kleiner d.

Für die Klassifikation nach USCS werden nur die Korngrössen kleiner 60 mm berücksichtigt. Die ursprüngliche Kornsummenkurve wird zu diesem Zweck in eine reduzierte Kurve umgerechnet, indem für G_s in (3.1) das Gewicht der Körner von 0 bis 60 mm eingesetzt wird (vgl. Figur 3.2).

Zur einfachen Bezeichnung bestimmter Korndurchmesser resp. Gewichtsprozente haben sich die Symbole d_p und p_d bewährt. d_p bedeutet den Korndurchmesser, bis zu dem die Kornsumme p Gewichtsprozente ausmacht, z.B. d_{25} = 1.2 mm meint, dass 25 Gewichtsprozente der Körnung einen Durchmesser kleiner als 1.2 mm aufweisen. Umgekehrt bedeutet $p_{6.0}$ = 50, vgl. Figur 3.2, dass die Körner kleiner 6.0 mm einen Gewichtsanteil von 50 % am Probengewicht ausmachen.

Aus der Korngrössenverteilung abgeleitet werden die Begriffe der Steilheit C_u und der Krümmung C_c. C_u wird in der Literatur häufig auch als Ungleichförmigkeitsgrad U bezeichnet, vgl. z.B. LANGGUTH & VOIGT,1980. Die Definitionen lauten:

$$C_u = U \equiv \frac{d_{60}}{d_{10}} \tag{3.2}$$

$$C_c \equiv \frac{d_{30}^2}{d_{10}\, d_{60}} \tag{3.3}$$

Kornfraktionen

Nach ihrem Durchmesser werden die Einzelbestandteile einer Bodenprobe (Körner) zu Kornfraktionen zusammengefasst

Tabelle 3.1 Bezeichnung der Kornfraktionen nach USCS

Kornfraktion	Bez. nach USCS	Korndurchmesser
Ton	C (Clay)	0 - 0.002 mm
Silt	M (Silt)	0.002 - 0.06
Sand	S (Sand)	0.06 - 2.0
Kies	G (Gravel)	2.0 - 60.0
Steine		60.0 - 200.0
Blöcke		200.0

Klassifikation grobkörniger Lockergesteine

Nach SNV 670005 werden die Lockergesteine eingeteilt in die Gruppe der grob- und mittelkörnigen Gesteine, wenn mehr als die Hälfte des Materials einen Korndurchmesser grösser als 0.06 mm aufweist ($p_{0.06} < 50$); die übrigen Lockergesteine fallen in die Gruppe der feinkörnigen Gesteine. Ein Blick auf die Kornsummenbänder (Umhüllende aller Kornsummenkurven) der Emme-und Vorstossschotter in Figur 3.1 zeigt, dass die Lockergesteine im Testareal der Gruppe der grob- und mittelkörnigen Gesteine zuzuordnen sind.

Von grobkörnigen Lockergesteinen oder Kies spricht man, wenn mehr als 50 % des Anteiles mit einer Korngrösse über 0.06 mm einen Korndurchmesser von 2 - 60 mm aufweist; andernfalls handelt es sich um mittelkörnige Gesteine oder Sand.

$$p_{60} - p_{2.0} \begin{cases} > (p_{60} - p_{0.06}) / 2 \longrightarrow \text{Kies} \\ \leqq (p_{60} - p_{0.06}) / 2 \longrightarrow \text{Sand} \end{cases} \qquad (3.4)$$

Alle untersuchten Bodenproben im Testareal Aefligen sind nach (3.4) den grobkörnigen Lockergesteinen (Kiese) zuzuordnen. Auf eine Beschreibung der Klassifikation der übrigen Gesteinsarten wird deshalb verzichtet.

Die weitere Einteilung der Kiese erfolgt nach Massgabe des Feinkornanteiles $p_{0.06}$ wie folgt:

Kies (3.5)

$0 \leqq p_{0.06} < 5$	$5 \leqq p_{0.06} < 15$	$15 \leqq p_{0.06} < 50$
↓	↓	↓
saubere Kiese GW, GP	siltige oder tonige Kiese GM, GC	siltige oder tonige Kiese (Doppelklassen)

Siltige oder tonige Kiese mit einem Feinkornanteil über 15 % (Doppelklassen) wurden im Testareal nicht festgestellt.

Die sauberen Kiese werden weiter eingeteilt in die Klasse der gut abgestuften Kiese, wenn die Steilheit C_u über 4 und die Krümmung C_c zwischen 1 und 3 liegt. Andernfalls spricht man von schlecht abgestuften Kiesen.

saubere Kiese (3.6)

$C_u > 4$ und $1 \leqq C_c \leqq 3$	$C_u \leqq 4$ oder $1 > C_c > 3$
↓	↓
sauberer Kies, gut abgestuft, GW	sauberer Kies, schlecht abgestuft, GP

Die siltigen oder tonigen Kiese mit einem Feinkornanteil zwischen 5 und 15 % werden nach den Plastizitätseigenschaften des Feinanteiles gemäss SNV670345 und SNV 670008 eingeteilt. Die Kurzbezeichnungen nach USCS und die geotechnischen Bezeichnungen lauten:

GM: Siltiger Kies mit wenig Feinanteilen

GC: Toniger Kies mit wenig Feinanteilen

Im Testareal Aefligen wurden keine tonigen Kiese gefunden.

Für die Klassifikation der grobkörnigen Lockergesteine nach USCS entwickelten wir ein Computerprogramm in FORTRAN, vgl. HUFSCHMIED & HOEHN,1980. Das Programm geht aus von den Ergebnissen der Sieb- und Schlämmversuche, berechnet die reduzierte Kornverteilung, die Kornfraktionen, die massgebenden Korndurchmesser, die Steilheit und Krümmung und klassifiziert die Bodenprobe.

3.2.2 Entnahme und Untersuchung der Bodenproben

Im Testareal wurden 8 Versuchsbohrungen im Rotationskernverfahren abgeteuft, vgl. Figur 4.1 . In Abständen von drei Metern wurden aus jeder Kernbohrung Bodenproben entnommen und im Erdbaulabor der Ingenieurschule Burgdorf nach USCS analysiert. Höhenlage und Numerierung der Bodenproben gehen aus Figur 3.1 hervor. Pro Bohrung wurden sieben Proben untersucht, insgesamt also 56 Proben.

Probe Nr. 0 wurde auf der Höhe des mittleren Grundwasserspiegels gefasst. Diese Probe sollte einen Vergleich ermöglichen zwischen der wirksamen (drainbaren) Porosität im Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels und dem Speicherkoeffizienten aus dem Grosspumpversuch, vgl. Abschnitt IV.

Die Proben Nr. 1 bis 6 stammen aus den Vorbohrungen, welche für die Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch erstellt wurden. Die Nummern 1 bis 6 sind identisch mit denjenigen der Punkt-k-Werte, vgl. Abschnitt II.

Entnahme der Proben

Die Bodenproben wurden mit dem unten offenen Kernrohr entnommen, vgl. Abschnitt 4.2. Bei der Entnahme aus dem Kernrohr wurde darauf geachtet, dass nur Material aus dem möglichst ungestörten Mittelbereich des Kernrohres weiterverwendet wurde. Mit einer gewissen Veränderung der Kornzusammensetzung der Bodenproben muss trotzdem gerechnet werden. In welcher Richtung die Kornverteilung durch den Bohrvorgang und die Entnahme verändert wird, ist im allgemeinen nicht festzustellen. Durch den Bohrvorgang wird ein Teil der Bodenkörner zerbrochen und zermahlen. Zusätzlich wird durch die Sogwirkung beim Kernrohrrückzug Feinkorn aus der Bohrlochumgebung durch Suffosion zuwandern. Anderseits wird durch das Bohren ein Teil des Feinkornes in der Bohrlochwassersäule aufgewirbelt und geht in Suspension. Die z.T. gegenläufigen Prozesse dürften sich teilweise kompensieren und bei einer sorgfältigen Probenahme nicht stark ins Gewicht fallen.

Gravierende Verfälschungen der Kornzusammensetzung entstehen, wie mehrfach beobachtet werden konnte, bei einem Kernverlust während des Kernrohrausbaus. Infolge der unterschiedlichen Sinkgeschwindigkeiten der Bodenkörner fraktioniert das Bohrgut während des Absinkens auf die Bohrlochsohle vollständig. Wird das Bohrgut im nächsten Arbeitsgang wieder gefasst, erhält man eine Bodenprobe, in der Feinsand und Silt praktisch komplet fehlen. Werden derart verfälschte Bodenproben als Bohrprofil ausgelegt, wird auch die lithologische Beschreibung der Schotter verfälscht.

Durch eine intensive Ueberwachung der Bohrarbeiten und eine entsprechende Instruktion des Bohrpersonals konnten die oben erwähnten Probleme bei der Probenahme weitgehend vermieden werden.

Ursprüngliche Kornverteilung

Die Ergebnisse der Sieb- und Schlämmversuche an den 56 Bodenproben aus den Rotationskernbohrungen sind im Anhang A-3-1 zusammengestellt. Auf eine Wiedergabe der Gewichtsanteile für die Korngrössen unter 0.006 mm wurde aus Platzgründen verzichtet: die Gewichtsanteile der Tonfraktion können jedoch, auf ein Prozent gerundet, der Tabelle im Anhang A-3-3 entnommen werden.

Die umhüllenden Kurven der 32 Bodenproben in den postglazialen Emmeschottern und der 24 Bodenproben in den Vorstossschottern sind in Figur 3.1 dargestellt. Ein signifikanter Unterschied zwischen den beiden Schotterkomplexen lässt sich daraus nicht ableiten.

Die maximalen Korndurchmesser der untersuchten Bodenproben bewegen sich zwischen 50 und 135 mm mit einem Durchschnittswert von 93 mm. Blöcke mit Durchmessern bis 300 mm traten vereinzelt auf, wurden jedoch in die Analyse nicht einbezogen. Ihr Gewichtsanteil kann gestützt auf die Erfahrungen beim Bau des Versuchsbrunnens (Bohrdurchmesser 1300 mm) mit weniger als ein Prozent veranschlagt werden.

In Tabelle 3.2 sind die durchschnittlichen Gewichtsanteile, die Standardabweichungen und Varianzkoeffizienten aller Kornfraktionen zusammengestellt. Mit 67.44 Gewichtsprozent dominiert die Kiesfraktion klar, gefolgt von der Sandfraktion mit 17.75 %, der Fraktion der Steine mit 9.80 %, der Siltfraktion mit 4.73 % und der Tonfraktion mit 0.28 %. Bei den Fraktionen Silt, Sand, Kies und Steine wurden ebenfalls die Standardabweichung und als relatives Mass der Streuung der Varianzkoeffizient (Standardabweichung durch Mittelwert) berechnet. Standardabweichung und Varianzkoeffizient sind Masse für die Variabilität der Gewichtsanteile der einzelnen Bodenproben.

Die grösste Standardabweichung und den grössten Varianzkoeffizienten weist die Steinfraktion auf. Darin kommt zum Ausdruck, dass neben Proben ohne Steine solche mit einem Gewichtsanteil bis 34 % vorkommen, vgl. Anhang A-3-1. Die Variabilität der Kiesfraktion ist dagegen sehr gering: der Varianzkoeffizient beträgt dementsprechend nur 11 %.

Tabelle 3.2 Kornfraktionen der ursprünglichen Kornverteilung aller 56 Bodenproben im Testareal Aefligen. Gewichtsanteile und Standardabweichung in Gewichtsprozent sowie Varianzkoeffizient

Fraktion	Gewichts-anteil	Standard-abweichung	Varianz-koeff.
Ton	0.28		
Silt	4.73	1.71	0.36
Sand	17.75	3.98	0.22
Kies	67.44	7.43	0.11
Steine	9.80	7.58	0.77
Blöcke	0		

Reduzierte Kornverteilung

Die gemäss den Angaben im Abschnitt 3.2.1 aus den ursprünglichen Kornverteilungen umgerechneten reduzierten Kornverteilungen finden sich im Anhang A-3-2. Der Einfachheit halber wurden bei der Umrechnung die Gewichtsanteile bis zur Korngrösse von 63 mm zu 100 % gesetzt, anstatt diejenigen bis zur Korngrösse von 60 mm gemäss SNV 670005. Kontrollrechnungen haben gezeigt, dass diese Vereinfachung zulässig ist und keine Veränderungen in der Klassifikation der Proben resultieren.

Tabelle 3.3 Kornfraktionen der reduzierten Kornverteilung aller 56 Bodenproben im Testareal Aefligen. Gewichtsanteile und Standardabweichung in Gewichtsprozent sowie Varianzkoeffizient

Fraktion	Gewichts-anteil	Standard-abweichung	Varianz-koeff.
Ton	0.34		
Silt	5.26	1.99	0.38
Sand	19.66	4.04	0.21
Kies	74.74	4.91	0.07

In Tabelle 3.3 sind die durchschnittlichen Gewichtsanteile, die Standardabweichungen und Varianzkoeffizienten der Ton-, Silt-, Sand- und Kiesfraktionen aufgeführt. Es zeigt sich ein ähnliches Bild wie bereits bei der ursprünglichen Kornverteilung: Noch ausgeprägter ist die geringe Variabilität der Kiese mit 7 %, während diejenige der Siltfraktion leicht zugenommen hat.

Klassifikation der Bodenproben

Im Anhang A-3-3 sind die massgebenden Grössen für die Klassifikation der Bodenproben zusammengestellt. Die massgebenden Korndurchmesser d_{10}, d_{30} und d_{60} (d_m) wurden durch lineare Interpolation im halblogarithmischen Kornverteilungsdiagramm wie folgt berechnet:

$$d_m = d_u \, (d_o/d_u)^{\left(\frac{p_m - p_u}{p_o - p_u}\right)} \qquad (3.7)$$

Darin bedeutet d_m der massgebende Korndurchmesser, d_u der Korndurchmesser, dessen Gewichtsanteil gerade kleiner ist als p_m, d_o der Korndurchmesser, dessen Gewichtsanteil gerade grösser ist als p_m, p_m der Gewichtsanteil der gesuchten Korngrösse, p_u derjenige der gerade kleiner ist als p_m und p_o derjenige, der gerade grösser ist als p_m. Die Zahlenwerte für d_u, d_o, p_u und p_o können der Tabelle A-3-2 entnommen werden.

Tabelle 3.4 Klassifikation der 56 Bodenproben nach USCS. Anzahl Proben und durchschnittliche Klassifikationsparameter

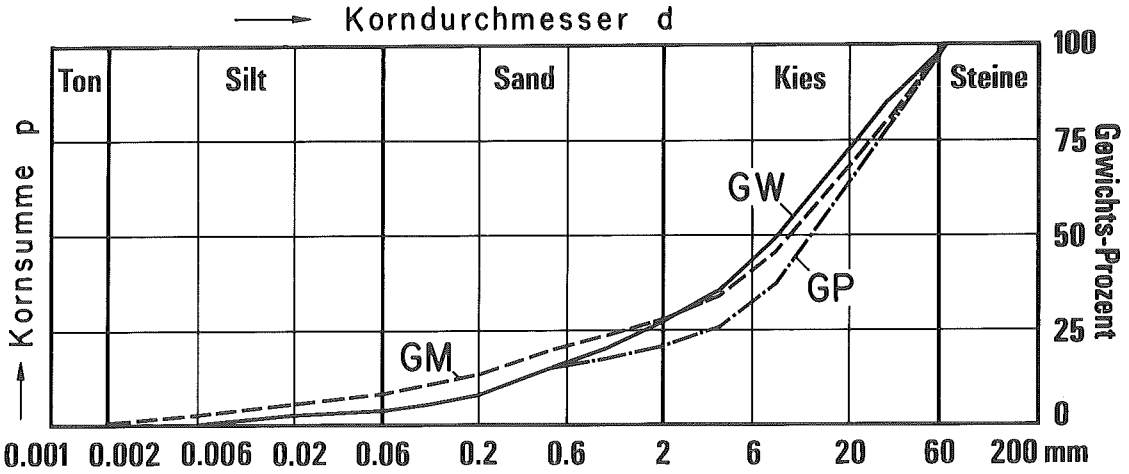
Kurzbezeichn. USCS	Anzahl Proben	Kornfraktion in Gewichtsprozent				massg. Korndurchm. in mm				
		Ton	Silt	Sand	Kies	d_{10}	d_{30}	d_{60}	C_u	C_c
GW	12		3.99	22.66	73.35	0.252	2.65	12.1	48.0	2.30
GP	20		3.68	17.50	78.82	0.266	5.03	17.3	65.0	5.50
GM	24	0.79	7.22	19.97	72.02	0.096	2.53	14.2	148.	4.70
GC	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-

In Tabelle 3.4 sind die Ergebnisse der Klassifikation zusammengefasst: Von den 56 Bodenproben sind 12 Proben oder 21 % als saubere Kiese mit guter Kornabstufung (GW), 20 Proben oder 36 % als saubere Kiese mit schlechter Kornabstufung (GP) und 24 Proben oder 43 % als siltige Kiese mit wenig Feinanteilen (GM) zu bezeichnen. Tonige Kiese mit wenig Feinanteilen (GC) wurden nicht nachgewiesen.

Unterschied zwischen GW und GP

Die sauberen Kiese mit guter (GW) und schlechter (GP) Kornabstufung unterscheiden sich im Gewichtsanteil der Sand- resp. Kiesfraktion, vgl. Tabelle 3.4. Figur 3.3 zeigt, dass bei den schlecht abgestuften Kiesen ein Defizit an Grobsand und Feinkies zwischen ca 0.6 mm und 6 mm Korndurchmesser vorliegt. Für die Klassifikation als GP ist bei allen Proben das Kriterium der Krümmung $C_c > 3$ massgebend, vgl. Gleichung (3.6). Der Ungleichförmigkeitsgrad C_u ist bei allen Proben sehr hoch. Schlecht abgestufte Kiese (GP) weisen einen höheren Kiesanteil und einen entsprechend geringeren Sandanteil auf. Im Bereich der Siltfraktion sowie der Fein- und Mittelsande verlaufen die durchschnittlichen Kornverteilungskurven der 12 GW- und der 20 GP-Proben praktisch identisch, weshalb in Figur 3.3 auch nur eine Linie eingezeichnet ist.

Figur 3.3 Durchschnittliche Kornsummenkurven der Bodenklassen GW, GP und GM im Testareal Aefligen, ermittelt aus 56 Bodenproben



Unterschied zwischen sauberen (GW,GP) und siltigen (GM) Kiesen

Die siltigen Kiese unterscheiden sich von den sauberen Kiesen erwartungsgemäss durch den höheren Siltgehalt. Dem erhöhten Gehalt an Silten steht ein geringerer Gewichtsanteil der Kiesfraktion gegenüber, während der Sandanteil praktisch mit dem Durchschnittswert der GW- und GP-Klassen übereinstimmt. Deutlich geringer als bei den sauberen Kiesen ist der massgebende Korndurchmesser d_{10}, bei 10 Gewichtsprozent.

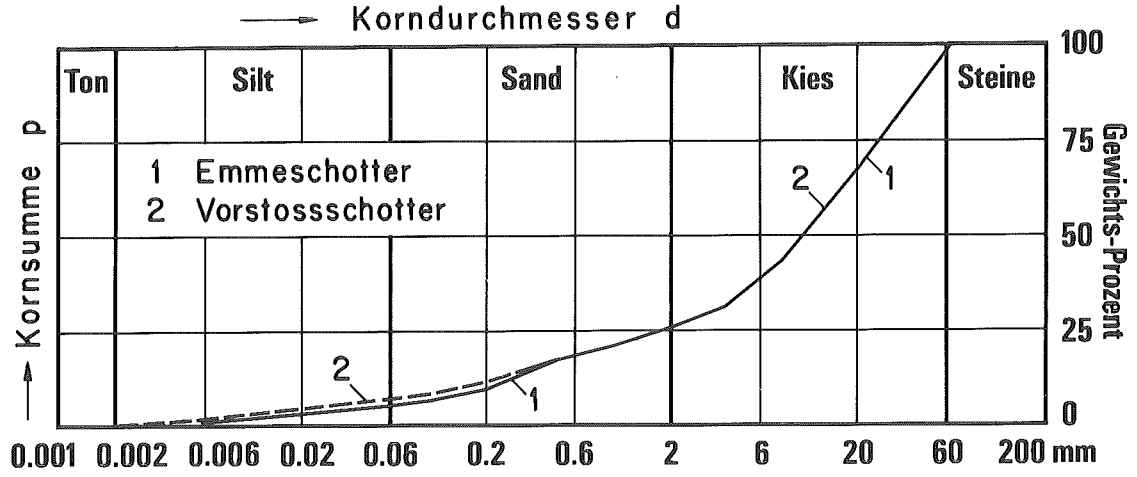
3.2.3 Vergleich zwischen Emmeschotter und Vorstossschotter

Ein Blick auf die Kornsummenbänder der Emme- und Vorstossschotter in Figur 3.1 zeigt, dass beide Schotterkomplexe über den gesamten Korngrössenbereich praktisch dieselbe Bandbreite abdecken. Trotzdem zeigen die prozentualen Anteile der nach USCS klassierten Bodenproben einen signifikanten zahlenmässigen Unterschied.

Von den 32 Bodenproben im Emmeschotter sind 23 Proben oder 72 % als saubere Kiese (8 GW und 15 GP) und nur 9 Proben oder 28 % als siltige Kiese (GM) klassiert. Im Gegensatz dazu überwiegen bei den 24 Proben im Vorstossschotter die siltigen Kiese mit 15 Proben oder 63 % klar gegenüber den sauberen Kiesen mit 9 Proben oder 38 % (4 GW und 5 GP).

Vergleicht man die durchschnittlichen Kornsummenkurven der Proben im Emmeschotter mit denjenigen im Vorstossschotter in Figur 3.4, zeigt sich ein geringer Unterschied lediglich im Korngrössenbereich des Siltes sowie des Fein- und Mittelsandes. Im Bereich des Grobsandes und Kieses verlaufen die durchschnittlichen Kornsummenkurven der Emme- und Vorstossschotter nahezu identisch: der Unterschied in den Gewichtsanteilen liegt unter einem Prozent.

Figur 3.4 Durchschnittliche Kornsummenkurven der Emmeschotter (32 Proben) und der Vorstossschotter (24 Proben) im Testareal Aefligen



Die geringen Gewichtsunterschiede der durchschnittlichen Kornsummenkurven in Figur 3.4 stehen in einem deutlichen Kontrast zu dem weiter oben festgestellten klaren Unterschied im Ergebnis der Klassifikation, vgl auch Figur 3.1. Es stellt sich deshalb die Frage nach der Signifikanz der beobachteten Unterschiede.

Wir prüfen die Signifikanzfrage mit der Alternativhypothese auf Ungleichheit zweier Mittelwerte $\bar{x}_1$ und $\bar{x}_2$ bei nicht gleicher Varianz und ungleichem Stichprobenumfang nach SACHS,1978. Die Prüfgrösse $\hat{t}$ ergibt sich zu

$$\hat{t} = \frac{|\bar{x}_1 - \bar{x}_2|}{\sqrt{s_1^2/n_1 + s_2^2/n_2}} \qquad (3.8)$$

Darin bedeutet $\bar{x}_1$ resp. $\bar{x}_2$ die arithmetischen Mittelwerte, s_1 und s_2 die Standardabweichungen und n_1 resp. n_2 die Anzahl der Stichproben.

Tabelle 3.5 Durchschnittliche Gewichtsanteile und Standardabweichungen in Gewichtsprozent für die Kornfraktionen der Emme- und Vorstossschotter sowie Prüfgrösse der Signifikanz in Bezug auf den Gewichtsunterschied

Fraktion	Emmeschotter		Vorstossschotter		
	$\bar{x}_1$	s_1	$\bar{x}_2$	s_2	$\hat{t}$
Ton	0.28	0.77	0.42	0.65	0.74
Silt	4.85	2.21	5.82	1.52	1.94
Sand	20.23	3.29	18.90	4.84	1.16
Kies	74.64	4.80	74.86	5.15	0.16
Ton + Silt	5.13	2.82	6.23	2.02	1.70

Der Stichprobenumfang beträgt bei den Emmeschottern $n_1 = 32$, bei den Vorstossschottern $n_2 = 24$.

Bezeichnet man die Grundgesamtheiten der Kornfraktionen der Emmeschotter und Vorstosschotter mit μ_1 resp. μ_2, lautet die Nullhypothese $\mu_1 = \mu_2$, d.h., die Gewichtsanteile unterscheiden sich nicht signifikant. Die Alternativhypothese lautet dagegen $\mu_1 \neq \mu_2$, d.h., die Gewichtsanteile der entsprechenden zwei Kornfraktionen unterscheiden sich signifikant. Man spricht in diesem Falle von einer zweiseitigen Alternativhypothese resp. einem zweiseitigen Test ($\mu_1 > \mu_2$ oder $\mu_1 < \mu_2$). Der Entscheid, ob die Nullhypothese oder die Alternativhypothese zutrifft,ist abhängig vom Vergleich der Prüfgrösse $\hat{t}$ mit einer Signifikanzschranke t. Es gilt:

$$\hat{t} \quad \begin{cases} \leqq t_{FG,\alpha} & \text{Nullhypothese} \\ \geqq t_{FG,\alpha} & \text{Alternativhypothese} \end{cases} \qquad (3.9)$$

Die Signifikanzschranke t ist abhängig vom Freiheitsgrad FG und der als zulässig erachteten Irrtumswahrscheinlichkeit α. Der Freiheitsgrad berechnet sich aus der Anzahl der frei verfügbaren Beobachtungen (n_1+n_2) abzüglich der Anzahl aus der Stichprobe geschätzter Parameter (hier:zwei Mittelwerte), d.h. FG = 32+24-2=54. Die entsprechenden t-Werte als Funktion von FG und α können aus statistischen Tabellenwerken herausgelesen werden, vgl. z.B. SACHS,1978. Es gelten z.B. folgende Zahlenwerte:

$$t_{54,\ 0.10} = 1.67;\ t_{54,\ 0.05} = 2.00;\ t_{54,\ 0.01} = 2.67 \qquad (3.10)$$

Vergleicht man die Prüfgrössen $\hat{t}$ in Tabelle 3.5 mit den Signifikanzschranken $t_{FG,\alpha}$ gemäss (3.10) unter Verwendung der Bedingungsgleichung (3.9), wird ersichtlich, dass die Alternativhypothese eines signifikanten Unterschiedes in den Gewichtsanteilen zwischen den Emme- und Vorstossschottern nur für die Kornfraktion Silt und mit einer etwas grösseren Irrtumswahrscheinlichkeit auch für die Summe der Kornfraktionen Ton + Silt zutrifft. Für die Fraktionen Ton, Sand und Kies gilt die Nullhypothese, d.h. kein signifikanter Unterschied.

Für die Siltfraktion liegt die Irrtumswahrscheinlichkeit α zwischen 0.10 und 0.05 (genau bei 0.06). Daraus folgt: Mit einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 6 % unterscheiden sich die Gewichtsanteile der Siltfraktionen der Emmeschotter und der Vorstossschotter signifikant ($\bar{x}_1 < \bar{x}_2$).

Die Summe der Gewichtsanteile der Ton- und Siltfraktion ($p_{0.06}$) ist massgebend für die Klassifikation der Bodenproben als saubere oder siltige Kiese, vgl. (3.5). Die Irrtumswahrscheinlichkeit α liegt auch hier zwischen 0.10 und 0.05 (genau bei 0.095). Daraus folgt: Mit einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 9.5 % unterscheiden sich die Gewichtsanteile $p_{0.06}$ der Bodenkörner mit einem Durchmesser kleiner 0.06 mm signifikant zwischen Emme- und Vorstossschotter ($\bar{x}_1 < \bar{x}_2$).

Vergleich unter Weglassung der Bodenproben Nr. 0

Die Proben Nr. 0 bis 3 in den Emmeschottern wiesen, wie aus Tabelle 3.5 hervorgeht, gegenüber den Vorstossschottern einen geringeren Feinkorngehalt (Ton + Silt) auf. Anderseits liegt die Bodenprobe Nr. 0, wie aus den lithologischen Beschreibungen der Bohrprofile abzulesen ist, vgl. Abschnitt 3.3 und Figur 3.1 in einer Zone mit erhöhtem Feinkornanteil gegen die Deckschicht hin. Wir prüfen deshalb die Frage, ob durch Weglassung der Bodenprobe Nr. 0 im Vergleich der Proben 1 bis 3 (feinkornarme Zone der Emmeschotter) und den Proben 4 bis 6 (Vorstossschotter) das Signifikanzniveau ansteigt. Die entsprechenden Werte für die feinkornarme Zone der Emmeschotter lauten:

Proben 1 bis 3

Ton + Silt ($p_{0.06}$) $\quad \bar{x}_1 = 4.70; \quad s_1 = 2.13; \quad \hat{t} = 2.55$

Aus der Prüfgrösse $\hat{t} = 2.55$ folgt bei einem Freiheitsgrad FG = 24+24-2=46 eine Irrtumswahrscheinlichkeit α von lediglich noch 1.5 % oder anders ausgedrückt: Der Feinkornanteil in der feinkornarmen Zone der Emmeschotter unterscheidet sich von demjenigen in den Vorstossschottern auf einem Signifikanzniveau von 98.5 % signifikant. Er beträgt in den Emmeschottern 4.70 %,mit einer Standardabweichung von 2.13 %, in den Vorstosschottern dagegen 6.23 %,mit einer Standardabweichung von 2.02 %.

Schlussfolgerungen:

Gestützt auf die statistische Auswertung der Gewichtsanteile der Ton- und Siltfraktionen aus 56 Bodenproben lässt sich im Testareal Aefligen vertikal eine Dreigliederung des Schotterkomplexes mit einem Signifikanzniveau von 98.5 % nachweisen:

Die Zone 1 umfasst den Bereich der Emmeschotter gegen die Deckschicht hin, mit einem erhöhten Feinkorngehalt von 8.00 % (Proben Nr. 0). Die Zone 2 umfasst den feinkornarmen Bereich der Emmeschotter (Proben Nr. 1 bis 3) mit einem Feinkorngehalt von 4.70 Gewichtsprozent. Die Zone 3 umfasst den Bereich der Vorstossschotter (Proben Nr. 4 bis 6) mit einem durchschnittlichen Feinkorngehalt ($p_{0.06}$) von 6.23 %.

Für die übrigen Kornfraktionen (Sand, Kies, Steine und Blöcke) lässt sich kein signifikanter Unterschied in den Gewichtsanteilen nachweisen.

Ein Vergleich zwischen der in diesem Abschnitt geotechnisch begründeten Zoneneinteilung und der Durchlässigkeitsverteilung über das vertikale Profil des Aquifers wird in Kapitel 14 gegeben.

3.3 Lithologische Beschreibung der Schotter (Bohrprofile)

Unter der lithologischen Beschreibung versteht man die in Worten gefasste Umschreibung der durchbohrten Gesteine anhand der Bohrkerne, welche in Bohrgutkisten als Bohrprofile ausgelegt werden.

3.3.1 Bohrprofile der Rotationskernbohrungen

Um subjektive Einflüsse so weit als möglich auszuschliessen, wurden die Bohrprofile der Rotationskernbohrungen von drei Fachleuten (Herr Dr. R.V. Blau, Geologe, WEA; Herr Dr. J. Wanner, Geologe, damals Doktorand am Geol. Inst. der Univ. Bern und Herr Dipl. Ing. HTL F. Lüthi, Ing.- und Studienbüro A. Werner) unabhängig voneinander aufgenommen und anschliessend gemeinsam bereinigt. Insgesamt wurden im Testareal von 8 Rotationskernbohrungen 205.7 m' Bohrprofile aufgenommen. Davon sind 21.5 m Molasse resp. aufgearbeitete Molasse (Bezeichnung $\tilde{m}_1$), 6.5 m Deckschicht (Bezeichnung a) und 177.7 m Schotter. Die Bohrprofile der Rotationskernbohrungen sind im Anhang A-3-4 bis A-3-11 dargestellt. Die Lage der Bohrungen geht aus Figur 4.1 hervor.

Die Beschreibung der Bohrprofile erfolgte für die Lockergesteine in Anlehnung an die Feldmethode nach USCS, dargelegt in der Norm SNV 670005. Die ausführlichen Bohrprofile finden sich in der Dokumentation des WEA (vgl. WEA/GEOLOGIE,1983). Für die grafische Darstellung und den statistischen Vergleich wurden die ausführlichen Beschreibungen der Schotter nach dem Schema in Tabelle 3.6 vereinfacht, indem die Kiese nach Massgabe der bestimmenden Eigenschaft (sauber, siltig usw.) und dem geschätzten Mengenanteil der Sandfraktion (sog. Nebengemengteile) in 18 lithologische Klassen eingeteilt wurden.

Tabelle 3.6 Schema für die lithologische Beschreibung der grobkörnigen Lockergesteine (Schotter)

Kies,	- sauber - leicht siltig - siltig - stark siltig - tonig - stark tonig	,	-leicht sandig -sandig -stark sandig	,	- vereinzelte - zahlreiche		Steine (und/ oder Blöcke) bis d = mm

Gegenüber der Feldklassifikation nach USCS (SNV 670005) werden die Feinanteile (Silt und Ton) detaillierter umschrieben, indem zusätzlich die Begriffe leicht siltig, stark siltig und stark tonig eingeführt werden. Damit wurde beabsichtigt, die für die Durchlässigkeit eines Lockergesteines besonders wichtigen Feinanteile besser erfassen zu können.

Für die Nebengemengeanteile Sand werden synonym zur geotechnischen Bezeichnung nach USCS an Stelle von wenig (3-15%), reichlich (16-30%) und viel (31-49%) Sand die Begriffe leicht sandig, sandig und stark sandig verwendet. Bei den restlichen Gemengteilen wird unterschieden zwischen vereinzelten oder zahlreichen Steinen (und/oder Blöcken), wobei der Maximaldurchmesser des erbohrten Grösstkornes in Millimeter angegeben wird.

Grafische Darstellung der Lithologie der Schotter

In den Bohrprofilen im Anhang A-3-4 bis A-3-11 wurde auf eine grafische Darstellung der restlichen Gemengeteile (Steine und Blöcke) verzichtet, mit der Ueberlegung, dass diese Kornfraktionen keinen wesentlichen Einfluss auf die Durchlässigkeit eines Schotters ausüben, wenn es sich nicht gerade um reine Stein- oder Blocklagen handelt.

Für die Darstellung der Feinanteile und der Sandkomponente gemäss Tabelle 3.6 werden 18 Signaturen (sechs mal drei Kombinationen) benötigt. Im Testareal traten von den 18 möglichen Kombinationen nur deren neun auf. Tonige und stark tonige Kiese,sowie saubere, siltige resp. stark siltige Kiese mit wenig Sand (leicht sandig) wurden nicht festgestellt. Die entsprechenden Signaturen sind in A-3-17 dargestellt. Mit Hilfe dieses Schlüssels können die Bohrprofile im Anhang A-3-4 bis A-3-11 im Detail interpretiert werden.

In der Bohrung RB19 wurde zwischen 2.0 und 2.9 m unter Terrain eine Schicht mit der Bezeichnung "Steine, wenig Sand, sauber, mit Komponenten der Kiesfraktion" und zwischen 19.3 und 19.8 m unter Terrain eine Schicht mit der Bezeichnung

"Sand, sauber, vereinzelte Gerölle bis d = 40 mm" ausgeschieden. Diese beiden Schichten können nicht mit dem Schema nach Tabelle 3.6 klassiert werden, weshalb wir sie bei den weiteren Betrachtungen weglassen. Alle übrigen Schichten im Schotter, insgesamt 175.1 m', lassen sich nach Tabelle 3.6 klassieren.

Statistik der Schotterlithologie im Testareal

Die 175.1 m' ≙ 100 % wurden von den Fachleuten in 70 einzelne Schichten unterteilt. Pro Bohrung wurden zwischen drei (Bohrung RB 13) und 14 (Bohrung RB 19) Schichten ausgeschieden; der Medianwert beträgt 9 Schichten. Die Mengenanteile der verschiedenen lithologischen Klassen, gemessen an der Länge des gesamten, nach Tabelle 3.6 klassierbaren Schotterprofiles, lauten wie folgt

Tabelle 3.7 Mengenanteile der verschiedenen lithologischen Klassen der Kiese (Schotter) im Testareal Aefligen in Prozent. 100 % ≙ 175.1 m' Schotterprofil. Ergebnisse von 8 Rotationskernbohrungen.

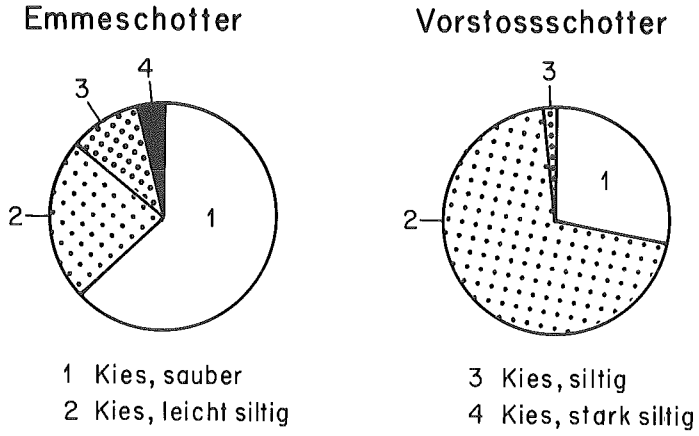
Hauptbestandteil Kies		Nebengemengteile Sand		
		leicht sandig	sandig	stark sandig
bestimmende Eigenschaft (Feinanteile Ton und Silt)	sauber	0	41	6
	leicht siltig	3	40	1
	siltig	0	5	2
	stark siltig	0	1	1
	tonig	0	0	0
	stark tonig	0	0	0

Wie Tabelle 3.7 zeigt, liegt das Schwergewicht der Benennungen auf den beiden lithologischen Klassen (1) Kies, sauber, sandig und (2) Kies, leicht siltig, sandig. Ueber 80 % des gesamten Schotterprofiles wurden einer dieser beiden Klassen zugeordnet. Untergeordnet folgen (3) Kies, sauber, stark sandig und (4) Kies, siltig, sandig. Die restlichen Klassen kommen nur vereinzelt vor oder traten, wie bereits erwähnt, gar nicht auf.

3.3.2 Vergleich zwischen Emmeschotter und Vorstossschotter

Wir beschränken uns beim Vergleich zwischen Emme- und Vorstossschotter auf die Feinanteile (bestimmende Eigenschaft). Die prozentual geringen Benennungen der Nebengemengteile Sand mit leicht sandig oder stark sandig lassen einen statistischen Vergleich dieser Komponente nicht zu, vgl. Tabelle 3.7.

Figur 3.5 Vergleich zwischen Emmeschotter und Vorstossschotter. Prozentkreise für den Mengenanteil der verschiedenen lithologischen Klassen der Kiese, geordnet nach den Feinanteilen



Ein Vergleich der Figuren 3.1 und 3.5 zeigt, dass die geotechnische und die lithologische Klassierung ein ganz ähnliches Bild ergibt: Bei den Emmeschottern überwiegen die sauberen, bei den Vorstossschottern dagegen die leicht siltigen und siltigen Kiese. Stark siltige Kiese treten bei den Emmeschottern gegen die Deckschicht hin auf. Dieser Befund deckt sich auch mit den Ergebnissen der geotechnischen Klassierung der Bodenproben, vgl. Abschnitt 3.2.3.

Schlussfolgerungen:

Gestütz auf die statistische Auswertung der lithologischen Beschreibung der Schotter in den Bohrprofilen der Rotationskernbohrungen lässt sich im Testareal Aefligen ein statistisch gesicherter Unterschied in den Feinanteilen zwischen Emmeschotter und Vorstossschotter nachweisen.

Die Ergebnisse der geotechnischen Klassifikation nach USCS-Labormethode und der lithologischen Klassifikation, angelehnt an die USCS-Feldmethode, stimmen gut überein.

Vertikal kann der Schotterkomplex im Testareal in drei Zonen mit unterschiedlichem Feinkorngehalt gegliedert werden. Zone 1 umfasst den Bereich der Emmeschotter gegen die Deckschicht hin, mit einer Mächtigkeit von durchschnittlich ca 3 Meter. In dieser Zone liegt der Feinkorngehalt bei ca 8.0 % (Probe Nr. 0); lithologisch

sind siltige und stark siltige, sandige und stark sandige Kiese häufig. Zone 2 umfasst den feinkornarmen Teil der Emmeschotter mit einer Mächtigkeit von ca 8.5 Meter. In dieser Zone liegt der Feinkornanteil bei ca 4.7 %; lithologisch sind saubere und leicht siltige Kiese häufig. Zone 3 umfasst den Bereich der Vorstossschotter mit einer Mächtigkeit von ca 10 Meter. Der Feinkornanteil liegt bei durchschnittlich 6.2 %; lithologisch sind leicht siltige Kiese häufiger als saubere und siltige Kiese.

3.3.3 Bohrprofile der Rotationsspülbohrungen

Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung

Eine sinnvolle lithologische Deutung des Bohrgute der Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung (sog. Cuttings) war in den gut durchlässigen Schottern im Testareal nicht möglich. Die Korngrösse des Bohrgutes stand in erster Linie in einem Zusammenhang mit den Spülwasserverlusten und dem Einsatz von Luft zur Bohrgutförderung: je grösser die Spülwasserverluste (bei hoher Durchlässigkeit der durchbohrten Schichten), desto kleiner waren die Korndurchmesser des gebrochenen Gesteinsmaterials. Wurde Pressluft zur Unterstützung der Bohrgutförderung eingesetzt, waren die Korndurchmesser deutlich grösser.

Eine brauchbare Gliederung der Bohrprofile ergab sich lediglich aufgrund der Spülwasserverluste nach den Angaben des Bohrmeisters. Die entsprechenden Profile finden sich im Anhang A-3-12 bis A-3-15. Die höchsten Spülwasserverluste, bis 1000 l/min, wurden in der sehr gut durchlässigen Zone 2 der Emmeschotter festgestellt. In den Vorstossschottern waren die Verluste generell kleiner, konnten jedoch schichtweise auch hier sehr hohe Werte erreichen.

Rotationsspülbohrung mit Dickspülung

Eine vertikale Gliederung der Schotter aufgrund der Cuttings erwies sich als unmöglich. Auch hier waren die Spülungsverluste im Bereich der Zone 2 am grössten. In welchem Zusammenhang die Spülungsverluste mit dem Kornaufbau des Grundwasserleiters oder mit der Durchlässigkeitsverteilung stehen, konnte jedoch nicht ermittelt werden. Das Bohrprofil im Anhang A-3-16 ist deshalb ungegliedert im Bereich der Schotter.

3.4 Vergleich der geotechnischen resp. lithologischen Beschreibung der Schotter mit der Durchlässigkeit

Im Zusammenhang mit der Umsetzung hydrogeologischer Modellvorstellungen von einem Grundwasserleiter in ein analytisch oder numerisch lösbares Grundwassermodell sind konkrete Aussagen über die räumliche Verteilung der Durchlässigkeit notwendig. Neben den eigentlichen Durchlässigkeitsversuchen sind die geotechnischen und lithologischen Kenntnisse über die verschiedenen Lockergesteinskomplexe innerhalb des Modellgebietes eine wichtige Informationsquelle für die Anfangsabschätzung der räumlichen Verteilung der Durchlässigkeit. Die Frage, ob aus der

geotechnischen und lithologischen Informationen signifikante Aussagen über die Durchlässigkeit abgeleitet werden können, ist deshalb von grosser praktischer Bedeutung.

Solange es sich um die Abgrenzung von Schottern gegenüber Moränen oder Stillwasserablagerungen handelt, sind signifikante Unterschiede in der Durchlässigkeit ohne weiteres zu erwarten. Wesentlich schwieriger wird es, wenn verschiedene Typen von Schotterablagerungen in ihrer Durchlässigkeit differenziert werden sollen. Besteht z.B. ein signifikanter Durchlässigkeitsunterschied zwischen sauberen und leicht siltigen Kiesen oder zwischen gut abgestuften und schlecht abgestuften Schottern?

Die umfangreichen Durchlässigkeitsversuche im Testareal Aefligen erlauben gewisse statistische Auswertungen und Vergleiche in dieser Richtung.

Der Vergleich beruht darauf, dass jeder geotechnisch klassierten Bodenprobe resp. jeder lithologisch klassierten Schicht des Bohrprofiles die entsprechende Durchlässigkeit (Punkt- oder Bereichs-k-Wert) zugeordnet wird. Auf die Ermittlung der Durchlässigkeitswerte soll an dieser Stelle nicht eingegangen werden, sie ist in den Abschnitten II und III ausführlich beschrieben.

Die Durchlässigkeitsverteilungen über das vertikale Profil des Aquifers sind im Anhang A-3-4 bis A-3-16 dargestellt. Für den Vergleich eignen sich nur die Rotationskernbohrungen (A-3-4 bis A-3-11).

3.4.1 Vergleich der nach USCS klassierten Bodenproben mit der Durchlässigkeit

Die 56,nach der USCS-Labormethode klassifizierten Bodenproben aus 8 Rotationskernbohrungen,wurden mit den im Feld ermittelten Punkt- resp. Bereichs-k-Werten verknüpft und anschliessend für jede Bodenklasse (GW, GP und GM, vgl. auch Tabelle 3.4) die mittleren Durchlässigkeitswerte und die Standardabweichungen berechnet. In gleicher Weise, wie bereits im Abschnitt 3.2.3,wird darauf die Frage der Signifikanz allfälliger Durchlässigkeitsunterschiede geprüft. Das Ergebnis der Berechnung ist in Tabelle 3.9 zusammengestellt.

Schlussfolgerungen:

(1) Nach dem Vergleich mit den Punkt- und den Bereichs-k-Werten besteht kein signifikanter Unterschied in der Durchlässigkeit der gut abgestuften (GW) und der schlecht abgestuften Kiese (GP).

(2) Zwischen den sauberen Kiesen (GW + GP) und den siltigen Kiesen (GM) besteht ein signifikanter Durchlässigkeitsunterschied. Im Vergleich der Punkt-k-Werte beträgt die Prüfgrösse der Signifikanz (3.8) $\hat{t} = 2.37$ für die Bereichs-k-Werte $\hat{t} = 4.27$. Für die Punkt-k-Werte ergibt sich ein Signifikanzniveau von 97.5 %, für die Bereichs-k-Werte ein solches von 99.99 %.

Tabelle 3.9 Mittlere Durchlässigkeitswerte $\bar{k}$ und Standardabweichung s aus dem Vergleich der Bodenklassen GW, GP und GM mit den Punkt- und Bereichs-k-Werten im Testareal Aefligen

	Kurzbezeichn. USCS	Anzahl Proben	$\bar{k}$ 10^{-3} m/s	s 10^{-3} m/s
Punkt-k-Werte	GW	12	7.7	7.1
	GP	16	6.5	5.0
	GM	20	4.0	2.7
Bereichs-k-Werte	GW	12	11.2	10.7
	GP	20	9.9	9.8
	GM	24	2.4	2.4

3.4.2 Vergleich der lithologisch klassierten Schichten der Bohrprofile mit der Durchlässigkeit

Der Vergleich der lithologisch gemäss Tabelle 3.6 klassierten Schichten der Bohrprofile von 8 Rotationskernbohrungen beschränkt sich auf den wassererfüllten Teil des Grundwasserleiters, den sog. Aquifer, soweit Informationen über die vertikale Verteilung der horizontalen Durchlässigkeit vorliegen (verfilterter Bereich der Bohrungen).

Der Vergleich stützt sich auf die Bereichs-k-Werte, ermittelt mit Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen, vgl. Abschnitt III. Die entsprechenden Durchlässigkeitsverteilungen sind in den Bohrprofilen im Anhang A-3-4 bis A-3-11 dargestellt. Auf einen Vergleich mit den Punkt-k-Werten wurde verzichtet: die Zuordnung der Punkt-k-Werte zu den einzelnen Schichten des Bohrprofiles ist wegen der Ausbildung einer Umspülgalerie (Drainage längs der Verrohrung) zu unsicher.

Jeder Bereichs-k-Wert in den Bohrprofilen wurde mit Hilfe des Schlüssels im Anhang A-3-17 einer lithologischen Klasse zugeordnet. 82 Bereichs-k-Werte fallen zusammen mit sauberen, 58 mit leicht siltigen und 15 mit siltigen Kiesen. Stark siltige Kiese treten im Aquiferbereich nicht auf; sie konzentrieren sich auf die Zone zwischen dem Grundwasserspiegel und der Deckschicht.

Die gesamte Länge des auf diese Weise klassierten Profiles beträgt 156.9 Meter. Davon sind 81.4 m oder 52 % saubere, 58.8 m oder 37 % leicht siltige und 16.7 m resp. 11 % siltige Kiese.
Die mittleren Durchlässigkeiten (gewogene Mittel) und Standardabweichungen der verschiedenen Kiesklassen sind in Tabelle 3.10 zusammengestellt.

Tabelle 3.10 Mittlere Durchlässigkeitswerte $\bar{k}$ und Standardabweichungen s aus dem Vergleich der lithologisch klassierten Schichten des Aquifers mit den Bereichs-k-Werten (100 % ≙ 156.9 m' Bohrprofil)

Kies	Anzahl Bereichs-k-Werte	Anteil am Profil	$\bar{k}$ 10^{-3} m/s	s 10^{-3} m/s
sauber	82	52 %	7.7	8.5
leicht siltig	58	37 %	4.8	5.0
siltig	15	11 %	1.4	1.8
stark siltig	0	0 %	-	-

Mit Hilfe der Gleichung (3.8) kann aus den Angaben in Tabelle 3.10 wiederum die Prüfgrösse $\hat{t}$ und unter Berücksichtigung des Freiheitsgrades das Signifikanzniveau resp. die Irrtumswahrscheinlichkeit berechnet werden. Es gilt:

(1) Für den Vergleich der Durchlässigkeiten der sauberen und der leicht siltigen Kiese $\hat{t}$ = 2.53, FG = 138, α = 0.01, woraus folgt: Die Durchlässigkeit der sauberen und leicht siltigen Kiese unterscheidet sich auf einem Signifikanzniveau von 99 % signifikant.

(2) Für den Vergleich der Durchlässigkeiten der leicht siltigen und siltigen Kiese $\hat{t}$ = 4.23, FG = 71, α = 0.0001, woraus folgt: Die Durchlässigkeit der leicht siltigen und siltigen Kiese unterscheidet sich auf einem Signifikanzniveau von 99.99 % signifikant.

3.4.3 Zusammenfassung und Ausblick

Mit Hilfe geotechnischer und lithologischer Kriterien ist es uns gelungen, im Testareal Aefligen vertikal eine Dreiteilung des Schotterkomplexes nachzuweisen. Die drei Zonen unterscheiden sich signifikant im Feinkorngehalt (Ton und Silt). Sowohl die Klassifikation von 56 Bodenproben nach USCS-Labormethode als auch eine hier vorgeschlagene lithologische Klassierung führen zu übereinstimmenden Ergebnissen.

Der Vergleich der Bodenproben und der lithologisch klassierten Schichten des Aquifers mit den im Feld ermittelten Durchlässigkeitswerten (Punkt- und Bereichs-k-Werte) zeigt, dass sich die Durchlässigkeiten der verschiedenen Bodenklassen und lithologischen Klassen signifikant unterscheiden. Die geotechnische und lithologische Beschreibung der Schotter ist demnach ein brauchbares Hilfsmittel, wenn es darum geht, verschiedene Typen von Schotterablagerungen in Bezug auf

ihre Durchlässigkeit zu differenzieren. Die Möglichkeit, Lockergesteinskomplexe mit Hilfe statistischer Methoden in verschiedene Grundgesamtheiten (in sich als statistisch homogen zu betrachtende Teilbereiche des Grundwasserleiters) einzuteilen, ist eine wichtige Voraussetzung für die Anwendung stochastischer Modelle bei der Bildung repräsentativer Durchlässigkeitsparameter (hydraulische Mittelwerte), vgl. BEIMS,1974 und Abschnitt IV.

Flowmetermessungen und Kleinpumpversuche in verfilterten Aufschlussbohrungen, wie in dieser Arbeit vorgestellt, geben erstmals die Möglichkeit, in grobkörnigen, heterogen aufgebauten und anisotropen Grundwasserleitern ein detailliertes Bild über die vertikale Verteilung der horizontalen Durchlässigkeit zu gewinnen. Es scheint uns vielversprechend, mit weiteren derartigen Vergleichsuntersuchungen in anderen Schottertypen das hier aufgezeigt Vorgehen zu prüfen und zu erhärten. Dabei wäre es von besonderem Interesse, die im Testareal nicht in ausreichendem Umfang vorzufindenden stark siltigen, tonigen und stark tonigen Kiese einzubeziehen.

Kapitel 4: VERGLEICH DER BOHRVERFAHREN

Im Rahmen eines Versuchsbohrprogrammes wurden im Testareal Aefligen die wichtigsten Bohrverfahren, mit denen in der Schweiz Aufschlussbohrungen erstellt werden, miteinander verglichen. Eine Umfrage bei zahlreichen Fachstellen, vgl. Abschnitt 2.1.2, lieferte die Grundlagen für die Wahl von drei Bohrverfahren: verrohrte Rotationskernbohrungen, verrohrte Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung und unverrohrte Rotationsspülbohrungen mit Dickspülung. Ueber 80 % der Aufschlussbohrungen zur Grundwassererkundung in Lockergesteins-Grundwasserleitern wurden in der Schweiz von 1972 - 76 gemäss einer Hochrechnung (HUFSCHMIED,1978) mit einem dieser Bohrverfahren ausgeführt.

4.1 Anordnung der Versuchsbohrungen

Die Anordnung der Versuchsbohrungen geht aus von der Idee, die beiden Spülbohrverfahren jeweils mit dem Kernbohrverfahren als Leitbohrung paarweise zu vergleichen. Das Kernbohrverfahren wurde als Leitbohrung gewählt, weil es (1) die grösste Dichte an Informationen über das durchbohrte Lockergestein liefert (Bohrprofil und Bodenproben, vgl. Kapitel 3) und (2) weil über dieses Bohrverfahren in den grobkörnigen, gut durchlässigen Schotter im Testgebiet Emmental am meisten praktische Erfahrungen vorlagen.

4.1.1 Paarweise Anordnung der Bohrungen

Damit für die Bohrungspaare möglichst identische Bedingungen in Bezug auf den Kornaufbau und die Lagerungsdichte des Grundwasserleiters vorliegen, sollten beide Bohrungen möglichst nahe nebeneinander abgeteuft werden können. Bei Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch und bei Kleinpumpversuchen aus dem Filterrohr, kann die zuerst erstellte Bohrung die Versuchsergebnisse in der zweiten Bohrung beeinflussen, wenn nicht eine Mindestabstand zwischen den Bohrungen eingehalten wird. Die Beeinflussung ist vor allem darauf zurückzuführen, dass die vertikale Durchlässigkeit im Bereich des Bohrloches verändert wird. Bei den Spülbohrverfahren ist es zudem möglich, dass der Grundwasserleiter in der Bohrlochumgebung durch die Spülung in einem gewissen Ausmass kontaminiert wird und sich die Durchlässigkeitsverhältnisse entsprechend verändern, vgl. dazu auch Abschnitt 10.2.

Vergleichsberechnungen zeigten, dass bei den im Testareal Aefligen erwarteten Durchlässigkeitsverhältnissen ein Mindestabstand von 6 bis 8 Meter eine gegenseitige Beeinflussung weitgehend ausschliesst. Kontrollmessungen mit der Flowmetersonde im Filterrohr haben später bestätigt, dass diese Abschätzung richtig war: der vertikale Volumenstrom im Filterrohr änderte sich praktisch kaum, wenn in der benachbarten Bohrung ein Durchlässigkeitsversuch ausgeführt wurde.

Eine Beeinflussung der Rotationskernbohrungen durch die Spülung der Spülbohrungen konnte dadurch vermieden werden, dass die Kernbohrungen den Spülbohrungen in der Ausführung zeitlich vorgezogen wurden.

4.1.2 Notwendige Anzahl der Bohrungen

Theoretisch sind für den paarweisen Vergleich der drei Bohrverfahren mindestens vier Bohrungen (zwei Kernbohrungen und je eine Klarspül- resp. Dickspülbohrung) notwendig. Aus verschiedenen Gründen liegt die Zahl der benötigten Bohrungen jedoch höher:

(1) Auch bei einem Abstand der Vergleichspaare von nur 6 bis 8 Meter ist wegen der Inhomogenität des Grundwasserleiters eine gewisse Streuung der Versuchsergebnisse zu erwarten. Die erwartete Aussagegenauigkeit bezüglich des Einflusses der Bohrverfahren auf die Durchlässigkeitsversuche sowie die Streuung infolge Inhomogenität bestimmen die notwendige Anzahl der Vergleichsbohrungen (Stichproben) für eine statistisch gesicherte Aussage.

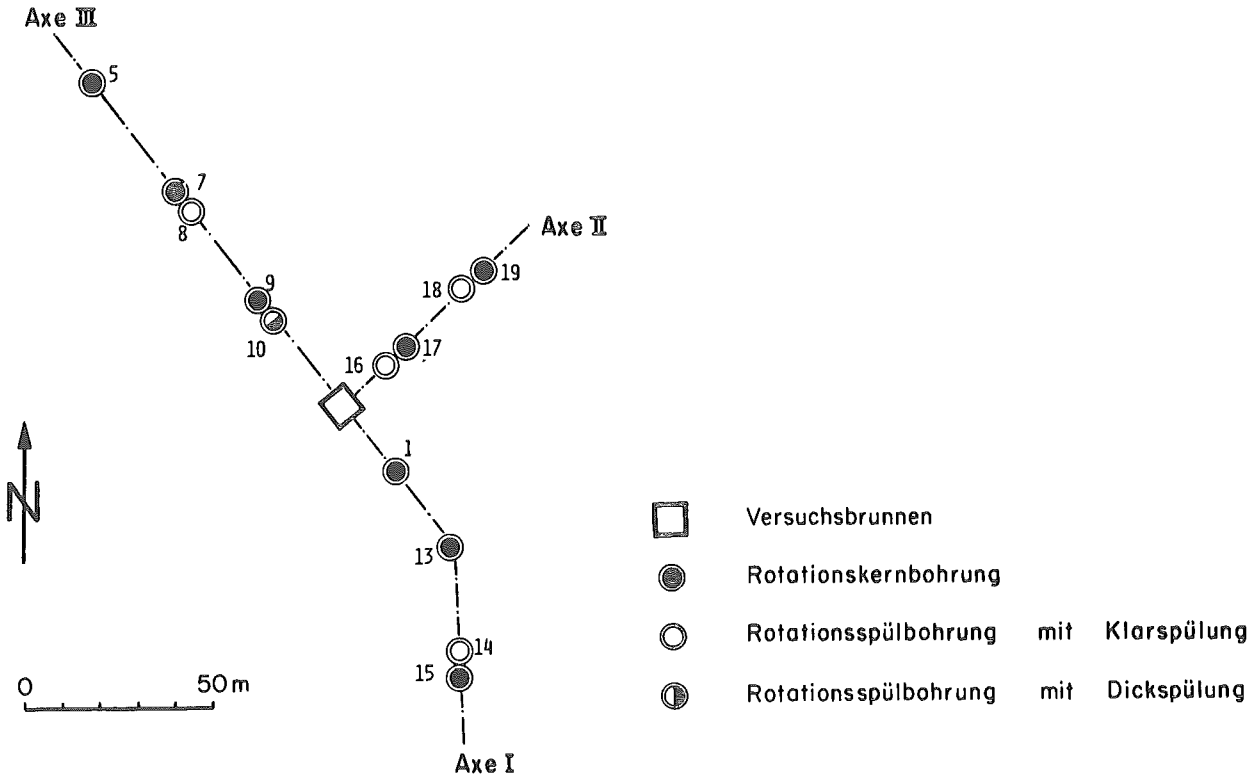
(2) Obwohl die ausführenden Bohrfirmen über eine grosse Erfahrung mit Bohrungen in Lockergesteins-Grundwasserleitern verfügen, ist mit einem gewissen "Lerneffekt", d.h. mit einer Anpassung der Bohrmethode an die Eigenheiten des Grundwasserleiters im Testareal zu rechnen.

Diese Ueberlegungen und die finanziellen Randbedingungen führten zu einem Versuchsbohrprogramm mit je vier Vergleichspaaren, d.h. insgesamt 16 Versuchsbohrungen, wie es in Figur 2.2 dargestellt ist. Höhere Kosten als erwartet zwangen uns leider, das vorgesehene Versuchsbohrprogramm später zu reduzieren: auf drei der vorgesehenen vier unverrohrten Rotationsspülbohrungen mit Dickspülung musste verzichtet werden. Das reduzierte Versuchsbohrprogramm ist in Figur 4.1 dargestellt. Auf die Konsequenzen in Bezug auf die Aussagekraft hinsichtlich der Dickspülbohrungen wird bei der Diskussion der Versuchsergebnisse hingewiesen.

4.1.3 Räumliche Anordnung der Bohrungen

Die räumliche Anordnung der Bohrungen ist darauf ausgerichtet, mit den Versuchsbohrungen gleichzeitig die Basis für ein Messstellennetz zu schaffen, in dem während dem vorgesehenen Grosspumpversuch die Grundwasserspiegel beobachtet werden können. Die Bohrungen sind deshalb strahlenförmig auf drei Axen angeordnet, in deren Schnittpunkt der Versuchsbrunnen für den Grosspumpversuch liegt. Axe I zeigt grundwasserstromaufwärts, Axe II quer zur Strömungsrichtung und Axe III in Richtung des Abstromes.

Figur 4.1 Reduziertes Versuchsbohrprogramm im Testareal Aefligen.
Lage der Versuchsbohrungen und des Versuchsbrunnens



4.2 Verrohrte Rotationskernbohrungen

Bei einer Rotationskernbohrung wird durch das rotierende Bohrwerkzeug, in der Regel eine mit Hartmetall oder Diamanten bestückte Bohrkrone, ein Bohrkern herausgelöst. Dieser wird im Kernrohr gefangen und beim Kernrohrausbau aus dem Bohrloch entnommen. Damit das Bohrloch nicht verstürzt, wird in Lockergesteinen eine Verrohrung (Futterrohr, Bohrrohr) eingebaut. Die Verrohrung wird drehend und pressend in die beim Bohrvorgang gelockerte Bodenzone am Bohrrohrfuss nachgebohrt. Wegen der Mantelreibung zwischen den Bohrrohren und dem anstehenden Lockergestein muss die Verrohrung in bestimmten Abständen teleskopiert werden. Der Bohrdurchmesser verjüngt sich daher mit zunehmender Bohrtiefe immer mehr.

Der erforderliche Enddurchmesser der Bohrung, die technisch mögliche Zahl der Teleskopierungen und die Länge der einzelnen Rohrschüsse bestimmen die maximal erreichbare Bohrtiefe. Leichte Kernbohrgeräte erlauben Bohrdurchmesser bis 200 mm und Bohrtiefen in Lockergesteinen von maximal 30 bis 60 Meter. Mit schweren Bohrgeräten, wie sie im Testgebiet Emmental mit Erfolg eingesetzt wurden, können Bohrdurchmesser bis 300 mm und Bohrtiefen bis über 100 Meter erreicht werden (HUFSCHMIED,1978). Weitere Angaben über das Bohrverfahren finden sich in der Bohrmeisterfibel der Vereinigung Schweizerischer Bohrfirmen, VSB,1968.

Die Rotationskernbohrungen im Testareal Aefligen wurden von zwei verschiedenen Bohrfirmen ausgeführt: die Bohrungen RB01, RB05, RB15, RB17, RB19 von der Firma Grund- und Tiefbau AG, Bern und die Bohrungen RB07, RB09 sowie RB13 von der Firma Gebr. Mengis, Luzern (1. Einen Eindruck von den Bohrarbeiten sowie den wichtigsten Gerätschaften und Arbeitsvorgängen vermitteln die Figuren 4.2 bis 4.6.

Bohrdurchmesser und Verrohrung

Für das Durchbohren der ca 25 m Schotter musste die Verrohrung einmal teleskopiert werden. Die Bohrdurchmesser betragen in der oberen Hälfte der Schotter 270 mm, in der unteren Hälfte 240 mm. In der Molasse wurde ohne Verrohrung gebohrt. Ueber die Verrohrung wurden genaue Protokolle geführt mit Angaben über Datum, Zeit, Durchmesser und Einbaulänge der einzelnen Futterrohrstücke.Damit war es jederzeit möglich, die exakte Teufenlage des Bohrrohrschuhes zu eruieren. Genaue Kenntnisse über die Teufenlage der Verrohrung sind notwendig, damit die Länge der Vorbohrung zuverlässig bestimmt werden kann, vgl. Kapitel 7.
Ein Beispiel für ein Verrohrungsprotokoll findet sich im Anhang A-4-1.

Kernrohr

Zum Bohren wurden unten offene Kernrohre mit Hartmetallstiftenkronen verwendet, vgl. Figur 4.4. Die Kernrohrdurchmesser (aussen) variierten zwischen 240 und 144 mm. Klemmvorrichtungen, Ventildeckel u. dgl. zum Halten des Bohrkernes im Kernrohr wurden keine verwendet. Nach Ausbau des Kernrohres aus dem Bohrloch wurde der Bohrkern jeweils mit Hammerschlägen auf das Kernrohr, vgl. Figur 4.5, gelöst.

Charakteristische Arbeitsphasen beim Kernbohren

Der Bohrvorgang glieder sich gemäss Figur 4.6 in drei charakteristische, sich wiederholende Arbeitsphasen:

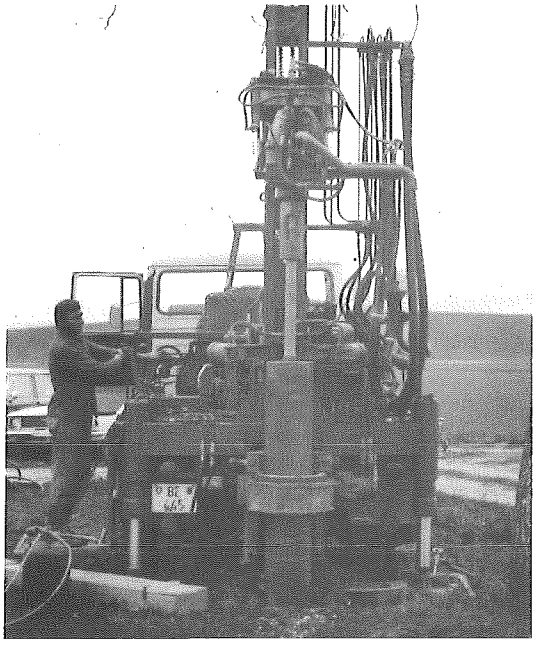
Phase a: Das Kernrohr wird drehend und pressend unter mehrmaligen Auf- und Abwärtsbewegungen in den anstehenden Boden unterhalb des Futterrohres vorgetrieben. Insbesonders während den mehrmaligen Kernrohrrückzügen lockert sich der Boden durch hydraulischen Grundbruch (Sogwirkung) auf. Gleichzeitig füllt sich das Kernrohr mit einem in der ursprünglichen Lagerung vollständig gestörten Bohrkern.

Phase b: Ist das Kernrohr mehr oder weniger gefüllt, wird das Bohrgut in der Fusszone des Kernrohres durch starken Andruck auf die Bohrlochsohle und rasche Drehung verfestigt und verkeilt (Verbacken).

Phase c: Das Kernrohr wird aus dem Vorbohrungsbereich unterhalb des Futterrohres zurückgezogen. Gleichzeitig wird die Verrohrung in die gelockerte Bodenzone drehend und pressend nachgebohrt. Das Kernrohr wird an-

(1 Wir danken den Herren A.Schaltegger (Grund- und Tiefbau AG) und H. Mengis für zahlreiche nützliche Ratschläge und das Verständnis, das sie für die Versuchsbohrungen aufgebracht haben.

Fig. 4.2 Rotationskernbohrung.
Bohrmaschine vom Typ Schäfer der Fa. Grund- und Tiefbau AG, Bern



Figur 4.3 Rotationskernbohrung.
Verrohrung, Verrohrungsmaschine und Bohrgestänge

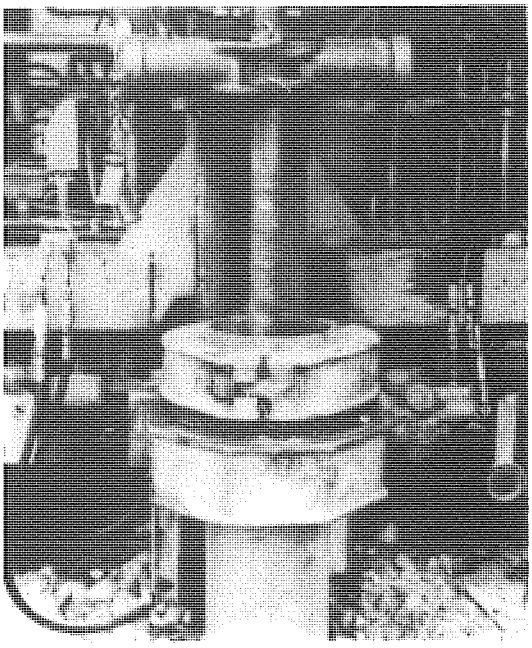


Fig. 4.4 Rotationskernbohrung.
Unten offenes Kernrohr mit Hartmetallstiftenkrone

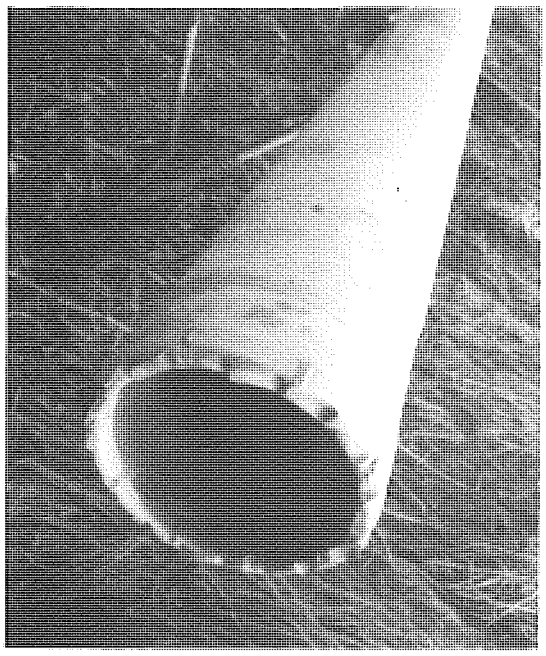
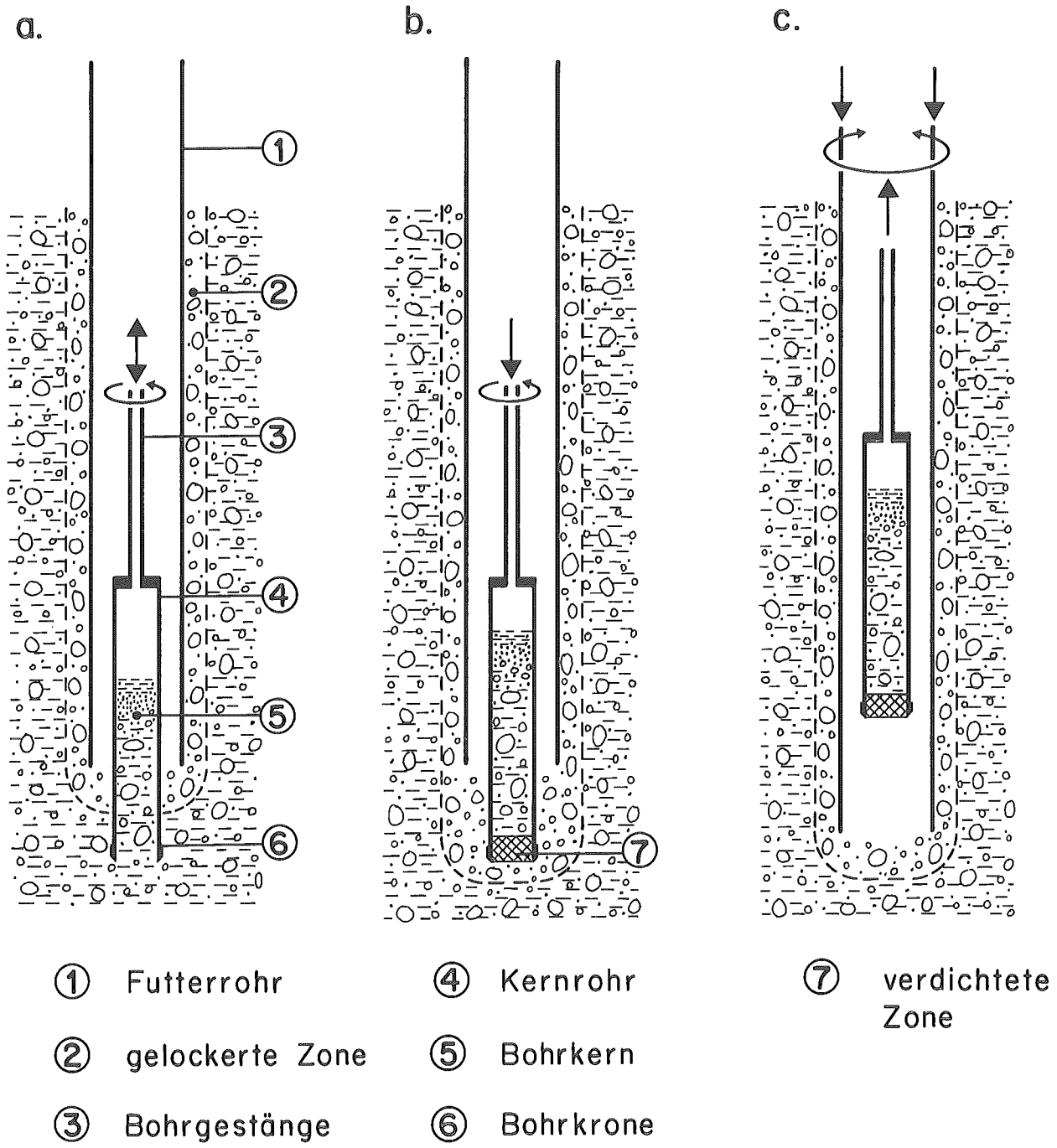


Fig. 4.5 Rotationskernbohrung.
Lösen des Bohrkernes aus dem Kernrohr mit Hammerschlägen

Figur 4.6 Charakteristische Arbeitsphasen beim Kernbohren



schliessend aus dem Bohrloch ausgebaut und der Bohrkern durch Hammerschläge auf das Kernrohr gelöst.

4.3 Verrohrte Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung

Bei einer Rotationsspülbohrung dient als Bohrwerkzeug ein Rollenmeissel, dessen mit Zähnen bewehrte Rollen auf der Bohrlochsohle unter Andruck abrollen und so das Gestein zerkleinern und zerhacken. Das Bohrgut wird anschliessend mit dem Spülstrom aus dem Bohrloch zu Tage befördert.

Analog zu den Rotationskernbohrungen wird das Bohrloch mit einer Verrohrung gegen Versturz geschützt. Bohrdurchmesser bis ca 300 mm und Bohrtiefen bis gegen 300 m können mit diesem Bohrverfahren erreicht werden. Detaillierte Angaben über die verschiedenen Spülbohrverfahren können der Bohrmeisterfibel (VSB,1968) und dem Merkblatt W115, Bohrungen bei der Wassererschliessung (DVGW,1977) entnommen werden.

Die vier verrohrten Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung (ohne Spülungszusätze) wurden von der Firma Lutz, Tiefbohrungen AG, Müllheim-Wigoltingen (1, als Rollenmeisselbohrungen im Direktstromverfahren mit einem Bohrdurchmesser von 245 mm ausgeführt. Die Figuren 4.7 bis 4.10 geben einen Einblick in die Bohrarbeiten.

Bohrdurchmesser und Verrohrung

Die Verrohrung musste für das Durchbohren der ca 25 m Schotter nicht teleskopiert werden. Der Bohrdurchmesser beträgt über die ganze Bohrung 245 mm. In Figur 4.8 ist die Verrohrungsmaschine sichtbar, mit der die Futterrohre ganz ähnlich wie bei den Kernbohrungen drehend und pressen vorgetrieben werden.

Klarspülung

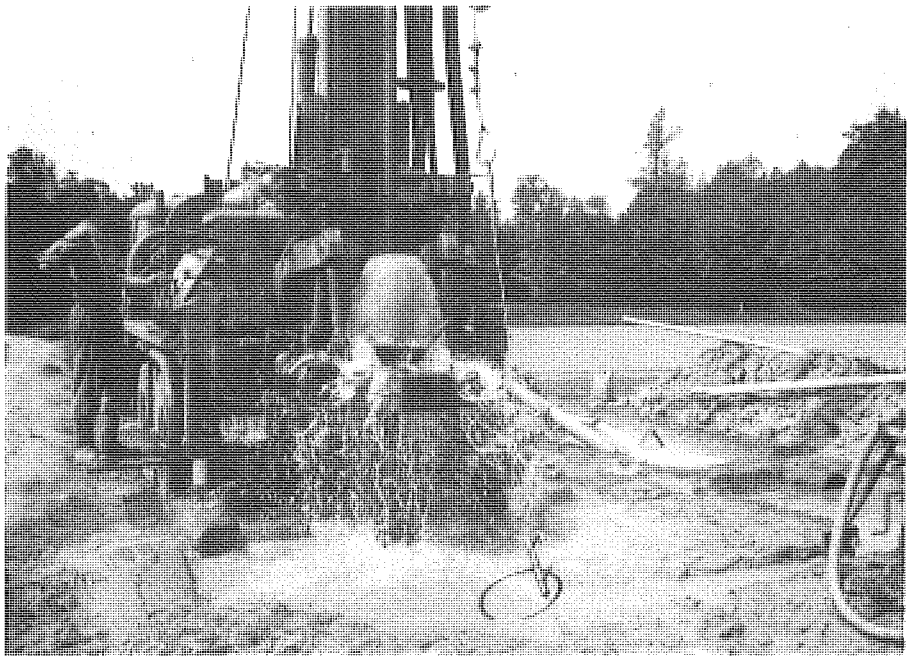
Als Klarspülung bezeichnen wir eine reine Wasserspülung ohne Spülungszusätze wie Bentonit u. dgl. In Figur 4.7 ist der Spülungskreislauf zu einem guten Teil sichtbar. Die Spülung tritt, beladen mit dem zerkleinerten Bohrgut oben an der Verrohrung aus. Von dort strömt sie zu einem Absetzbecken, in dem sich Sand- und Kieskomponenten ablagern (am linken Bildrand). Vom Absetzbecken strömt das Wasser in ein Reservoirbecken, von wo es durch die Spülungspumpen angesaugt wird. Auf dem Bild ebenfalls sichtbar ist das ins Reservoirbecken zugeleitete Zuschusswasser, mit dem die Spülungsverluste im Grundwasserleiter ausgeglichen werden.

Je nach Durchlässigkeit des durchbohrten Bodens mussten im Testareal Aefligen bis gegen 1000 l/min zugeschossen werden, um massive Spülungsverluste auszugleichen.

Das von den Spülungspumpen geförderte Wasser wird durch das Bohrgestänge ins Bohrloch gepumpt, tritt am Kopf des Rollenmeissels aus und steigt anschliessend im Futterrohr und in der Umspülzone ausserhalb der Verrohrung wieder gegen die Terrainoberfläche hoch.

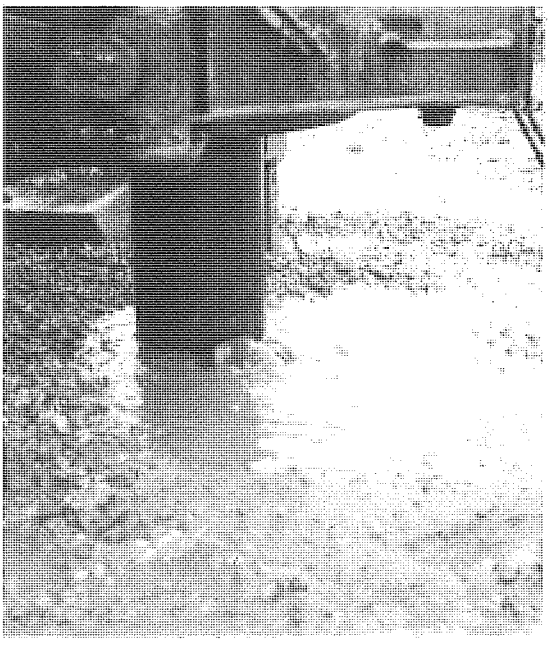
(1 Wir verdanken Herrn E. Lutz zahlreiche nützliche Ratschläge im Zusammenhang mit den Bohrarbeiten und Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch

Figur 4.7 Verrohrte Rotationsspülbohrung mit Klarspülung. Bohrmaschine vom Typ Wirth der Fa. Lutz Tiefbohrungen AG, Müllheim-Wigoltingen

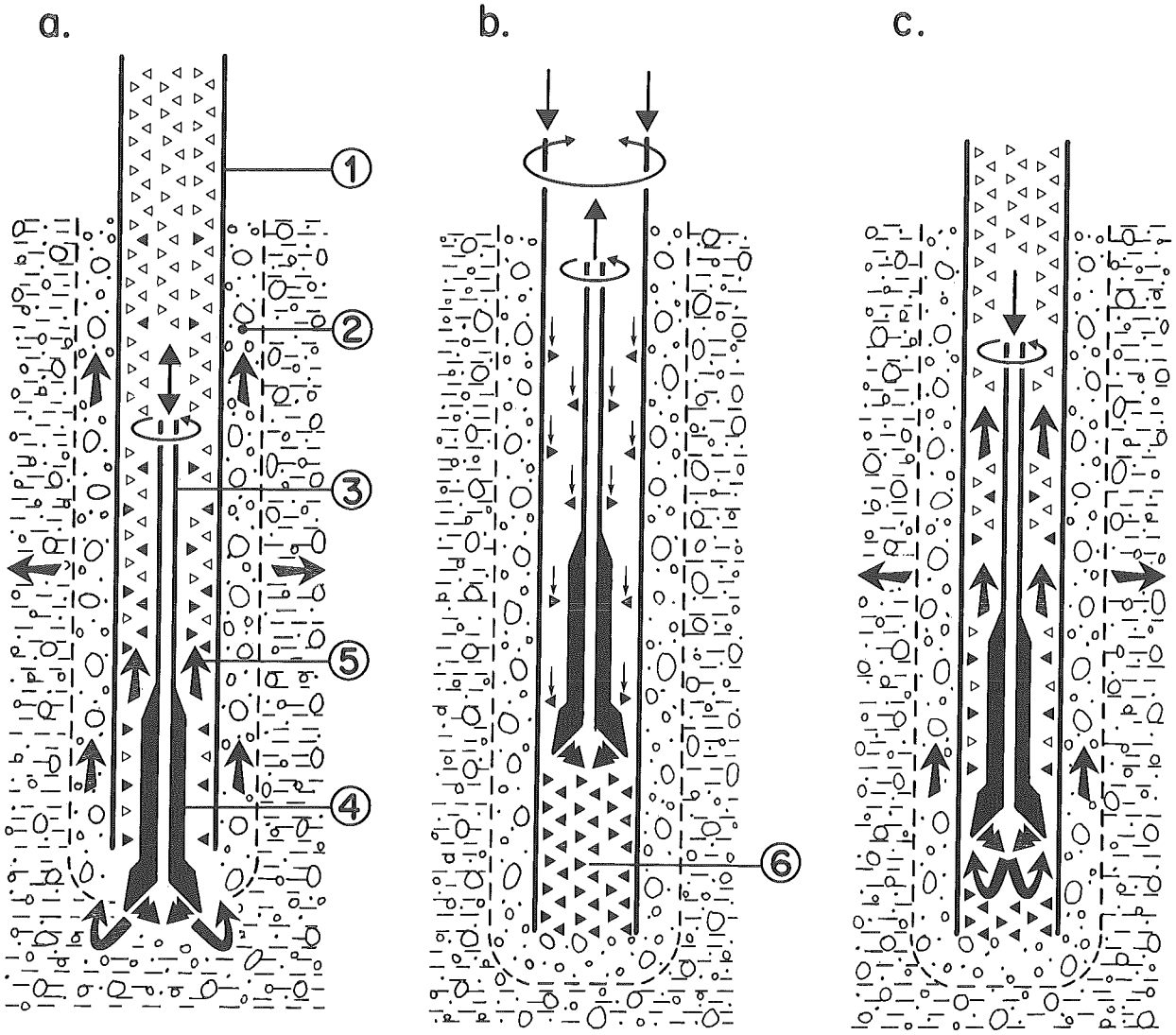


Figur 4.8 Rotationsspülbohrung mit Klarspülung. Rollenmeissel, Verrohrung und Verrohrungsmaschine

Figur 4.9 Rotationsspülbohrung mit Klarspülung. Austritt der Spülung entlang der Umspülzone (Bohrtiefe 4 m u. T.)



Figur 4.9 Charakteristische Arbeitsphasen beim Spülbohren mit Klarspülung



① Futterrohr

② Umspülzone

③ Bohrgestänge

④ Rollenmeissel

⑤ Spülstrom

⑥ sedimentiertes Bohrgut

Charakteristische Arbeitsphasen beim Spülbohren mit Klarspülung im Direktstrom

Der Bohrvorgang kann gemäss Figur 4.9 in drei charakteristische Phasen gegliedert werden, die sich im Bohrablauf wiederholen:

Phase a: Der Rollenmeissel wird rotierend in den anstehenden Boden unterhalb des Futterrohres vorgetrieben. Das teilweise zertrümmerte Bohrgut wird dabei vom Spülstrom in das Futterrohr eingespült. Je nach Stärke des Spülstromes (entsprechend den Spülungsverlusten) weist das von der Spülung getragene Bohrgut einen mehr oder weniger grossen Durchmesser auf. Gesteinstrümmer die kleiner sind, als ein kritischer Durchmesser (in der Figur gekennzeichnet mit weissen Dreiecken), werden ausgespült, grössere Gesteinstrümmer bleiben in der Spülung in Schwebe und reichern sich mit der Zeit zahlenmässig an (schwarze Dreiecke).

Phase b: Nach einer gewissen Zeit wird der Rollenmeissel aus der Vorbohrung zurückgezogen und der Spülstrom reduziert oder ganz eingestellt. Gleichzeitig wird die Verrohrung in die gelockerte Bodenzone nachgepresst. Die in der Bohrlochwassersäule schwebenden Gesteinstrümmer sedimentieren auf der Bohrlochsohle.

Phase c: Im dritten Arbeitsgang wird das im Futterrohr sedimentierte Bohrgut noch einmal überbohrt und solange zerkleinert,bis es von der Spülung getragen wird. Notfalls kann dem Wasser zusätzlich Druckluft beigemischt werden, um die Tragfähigkeit der Spülung bei hohen Wasserverlusten zusätzlich zu erhöhen.

Aussen an der Verrohrung bildet sich bei dem hier beschriebenen Bohrverfahren eine ausgeprägte Umspülzone mit erhöhter Durchlässigkeit. In dieser Zone fliesst ein Teil der Spülung gegen die Terrainoberfläche und tritt, wie Figur 4.9 zeigt, artesisch aus. Die Umspülzone hat einen wesentlichen Einfluss auf die mitwirkende Länge der Vorbohrung bei Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch, vgl. Abschnitt II.

4.4 Unverrohrte Rotationsspülbohrung mit Dickspülung

Bei unverrohrten Rotationsspülbohrungen wird das Bohrloch durch eine Dickspülung stabilisiert. Als Dickspülung bezeichnet man ein Gemisch von Wasser und speziellen Spülungszusätzen. Nach DVGW,1977 sollen nur Spülungszusätze verwendet werden, die

- sich in möglichst dünnen Lagen als sog. Filterkuchen auf der Bohrlochwand aufbauen
- nur wenig tief in dahinterliegende Poren oder Klüfte eindringen
- sich nach Beendigung der Bohrarbeiten infolge ihrer Löslichkeit wieder entfernen lassen und so die zeitweilig verschlossenen Poren oder Klüfte freigeben.

Wie bereits erwähnt, vgl. Abschnitt 2.1.2, wurde das ursprünglich vorgesehene Bohrprogramm von vier Dickspülbohrungen auf eine Bohrung reduziert. Der Vergleich zwischen reinen Bentonit-Spülungen und Bentonit-Antisol-Spülungen musste

fallengelassen werden.

Die einzige unverrohrte Rotationsspülbohrung mit Dickspülung im Testareal wurde von der Firma Fehlmann Grundwasserbauten AG, Bern, ausgeführt (1. Die Figuren 4.11 bis 4.13 zeigen einige Aspekte der Bohrarbeiten.

Die ersten 3.5 m wurden mit einem Durchmesser von 260 mm unverrohrt mit Klarspülung gebohrt. Anschliessend wurde ein Standrohr von 4 m Länge mit einem Ueberlauf für die Spülung einbetoniert, vgl. Figur 4.12. Der übrige Teil der Bohrung wurde im Durchmesser 210 mm als unverrohrte Bohrung mit Dickspülung bis in eine Tiefe von 24.5 m ausgeführt.

Zur Bohrgutförderung wurde eine 10 bis 12 % Dickspülung auf Bentonit-Antisol-Basis verwendet (Handelsbezeichnungen - Bentonit: Tixoton; Antisol: Walsroder Antisol, Typ NE). Die durchschnittlich 11 Gewichts-% Spülungszusätze entsprechen 9 % Bentonit und 2 % Antisol.

Ueber die Produktion und den Abgang der Spülung wurde genau Buch geführt und nach Fertigstellung der Bohrung folgende Spülungsbilanz errechnet:

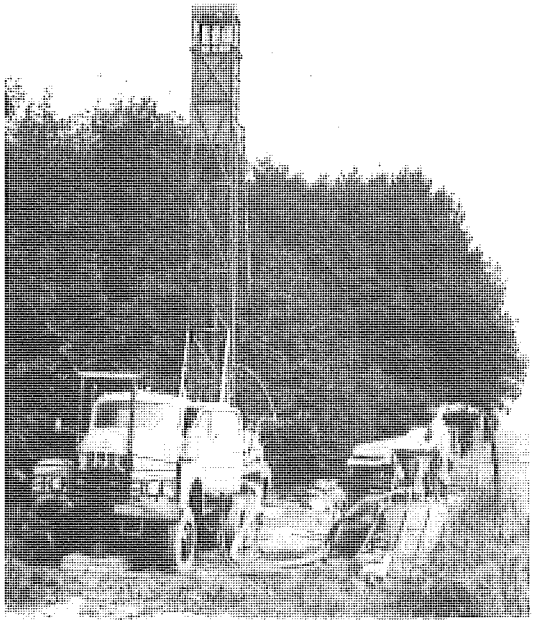
(1)	Spülung hergestellt total (1700 kg Bentonit, 350 kg Antisol)	17.6 m^3
(2)	Restvolumen im Vorratsbehälter	·/. 1.9 m^3
(3)	Disperse Verluste über Terrain (Leitungen, Absetzbecken)	·/. 1.0 m^3
(4)	theoretisches Volumen des Bohrloches	·/. 1.0 m^3
	Spülung im Aquifer vor dem Rückspülen	13.7 m^3
(5)	konzentrierte Rückgewinnung aus dem Bohrloch	·/. 0.7 m^3
(6)	Rückgewinnung aus der Trübe während der Brunnenentsandung	·/. 0.5 m^3
	Im Aquifer verbliebene Spülung nach Brunnenentsandung	12.5 m^3

Diese Spülungsbilanz zeigt klar, dass trotz hoch dosierten Spülungszusätzen die Spülung tief in den Porenraum des Aquifers eingedrungen sein muss. Eine Abschätzung der Eindringtiefe erfolgt in Zusammenhang mit der Diskussion der Skin-Effekte im Abschnitt 10.2.2. Ebenfalls im Abschnitt 10.2.2 wird die reduzierte Durchlässigkeit in der kontaminierten Bodenzone abgeschätzt.

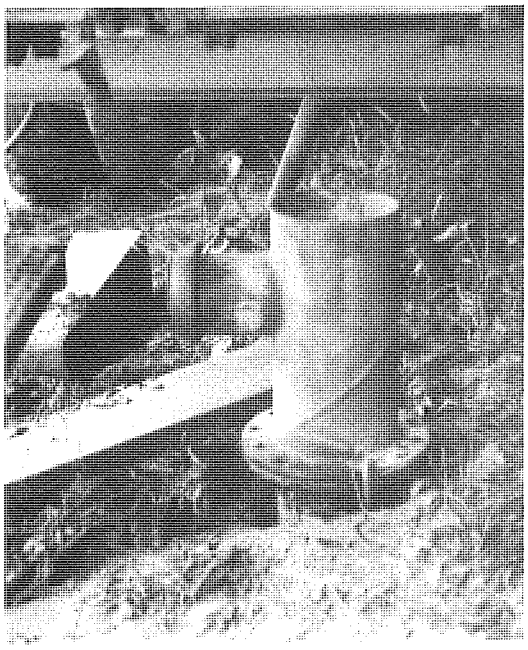
Auf eine spezielle Darstellung der charakteristischen Arbeitsphasen beim Bohrvorgang wurde bei diesem Bohrverfahren verzichtet: es finden sich genügend Beschreibungen und Hinweise in der Literatur, vgl. z.B. DVGW,1977, BUSCH & LUCKNER, 1972.

(1 Wir danken den Herren R. Blasche und H. Strasser für die wertvollen Hinweise und Unterlagen.

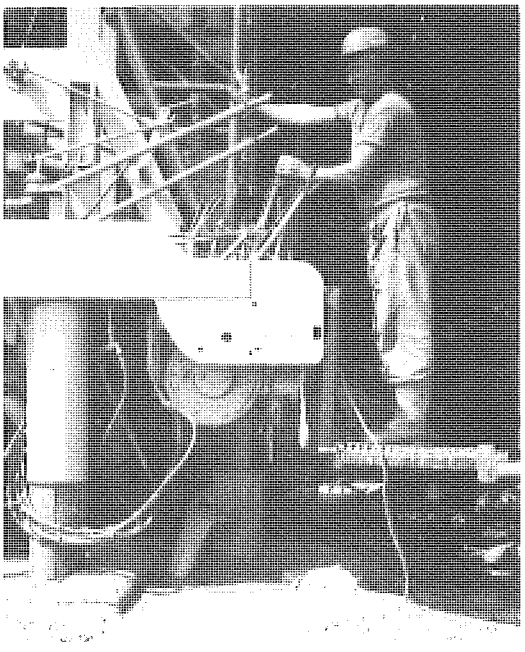
Figur 4.11 Unverrohrte Rotationsspülbohrung mit Dickspülung.
Bohrmaschine der Fa. Fehlmann Grundwasserbauten AG, Bern



Figur 4.12 Rotationsspülbohrung mit Dickspülung. Standrohr mit Ueberlauf für die Spülung



Figur 4.13 Rotationsspülbohrung mit Dickspülung. Austritt der Spülung mit dem zerkleinerten Bohrgut



4.5 Schlussfolgerungen aus dem Vergleich der Bohrverfahren

Der Vergleich der im Testareal Aefligen eingesetzten Bohrverfahren in Bezug auf die Ermittlung der Durchlässigkeit (Abschnitte II und III), die Entnahme, geotechnische und lithologische Beschreibung der Bodenproben (Kapitel 3) sowie bohrtechnische Aspekte erlauben folgende Schlussfolgerungen:

(1) Sowohl Rotationskern- als auch Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung eignen sich für Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch. Kleinpumpversuche im Filterrohr zeigten keine signifikanten, auf das Bohrverfahren zurückzuführenden Unterschiede. Auf eine spezielle Manschettenentsandung kann verzichtet werden. Vergleichende Durchlässigkeitsversuche vor und nach einer intensiven Entsandung ergaben praktisch übereinstimmende Resultate. Sogenannte Skin-Effekte, vgl. Abschnitt 10.2, waren nicht zu beobachten. Der Ringraum zwischen Filterrohr und Verrohrung muss jedoch sorgfältig mit Filterkies verfüllt werden.

(2) Rotationskernbohrungen haben sich bei der Erkundung des Lockergesteins-Grundwasserleiters im Testgebiet Emmental bewährt. Bohrtiefen bis 100 m sind erreicht worden. Die mit dem Kernrohr entnommenen Bodenproben sind in ihrer Lagerung und meist auch in der Kornzusammensetzung gestört. Zwischen der Laborklassifikation der Bodenproben nach USCS, der lithologischen Feldbeschreibung des Bohrprofiles und der Durchlässigkeitsverteilung, ermittelt mit Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch resp. mit Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen, konnte ein signifikanter Zusammenhang nachgewiesen werden.

(3) Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung wurden erfolgreich eingesetzt. Massive Spülwasserverluste von bis zu 1000 l/min beim Durchbohren sehr durchlässiger Schichten bedingten allerdings zeitweilig den Einsatz von Druckluft und Kiespumpe zur Bohrgutförderung. Die lithologische Beschreibung des Bohrgutes (Cuttings) war oft nicht zuverlässig, die genetische Zuweisung der Sedimente häufig nicht möglich. Leider, dies haben frühere Untersuchungen des WEA gezeigt, vermögen die verschiedenen in der Bohrlochgeophysik angewendeten Logs bei heterogenen Sedimentfüllungen diesen Nachteil nicht zu überbrücken. Die Schwierigkeiten bei der Interpretation des Bohrgutes können jedoch durch die differenzierte Ermittlung der Durchlässigkeitsverteilung mit Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen (Abschnitt III) zum Teil kompensiert werden.

(4) In der unverrohrten Rotationsspülbohrung mit Dickspülung konnten von der ins Bohrloch eingebrachten Spülung trotz intensiver Entschlammung und Entsandung mit Luft und Kolben,während insgesamt 14 Stunden, lediglich ca 10 % zurückgewonnen werden, der Rest verblieb im Grundwasserleiter. Die Durchlässigkeit wurde dadurch entscheidend vermindert. Kleinpumpversuche ergaben im Vergleich mit den benachbarten Bohrungen zwei- bis viermal kleinere Profil-k-Werte. Trozt intensiven Bemühungen gelang es auch nicht, in den Ringraum zwischen Filterrohr und Bohrlochwand eine Filterschüttung einzubringen: während der Phase der Verdünnung der Spülung verstürzte das Bohrloch grösstenteils. Rotationsspülbohrungen mit Dickspülung eignen sich demnach nicht, wenn Wert auf eine zuverlässige Ermittlung der Durchlässigkeit gelegt wird. Lithologische und genetische Deutung: gleiche Bemerkungen wie bei Klarspülbohrungen.

Kapitel 5: THEORETISCHE GRUNDLAGEN DER FILTERSTROEMUNG

5.1 Das Konzept der Filterströmung

Mikroskopisch betrachtet strömt das Grundwasser in einem komplexen räumlichen Netzwerk von Porenkanälen durch das Feststoffgerüst eines Lockergesteines. Die Strömung des Wassers in den Porenkanälen kann grundsätzlich beschrieben werden durch die Bewegungsgleichung reibungsbehafteter Flüssigkeiten nach NAVIER-STOKES, vgl. z.B. IRMAY,1958; SCHEIDEGGER,1972.

$$\frac{\partial \underline{u}}{\partial t} + (\underline{u}\,\nabla)\,\underline{u} + \nabla g h - \nu \Delta \underline{u} = 0 \qquad (5.1)$$

Darin bedeutet $\underline{u}$ die tatsächliche Geschwindigkeit in den Poren, g die Erdbeschleunigung, h die Standrohrspiegelhöhe, ν die kinematische Viskosität und t die Zeit.
Die Navier-Stokes-Gleichung der Massenströmung im Lockergestein lässt sich jedoch nur lösen, wenn u.a. die Gesteinsoberfläche, welche die Porenkanäle begrenzt, im Detail mathematisch erfasst werden kann. Da dies unmöglich ist, bleibt eine Lösung der Bewegungsgleichung des Grundwassers auf mikroskopischem Niveau (= Ebene der Porenkanäle) ausgeschlossen.

Filterströmung im porösen Medium

An Stelle der nicht erfassbaren Massenströmung in den Porenkanälen definiert man deshalb eine fiktive Filterströmung durch ein poröses Medium auf makroskopischem Niveau (Ebene des porösen Mediums). Als Bindeglied zwischen der mikroskopischen Welt der Massenströmung in den Porenkanälen und der makroskopischen Vorstellung eines porösen Mediums dient das sog. repräsentative Elementarvolumen REV, vgl. BAER,1979.

Eine Volumenintegration über das REV, ausgehend von (5.1),führt nach verschiedenen Vereinfachungen auf eine Gleichung (IRMAY,1958; AHMED et al.1969; GRAY et al.1976)

$$\underline{J} = (a + b\,|\underline{v}|)\,\underline{v} \qquad (5.2)$$

mit

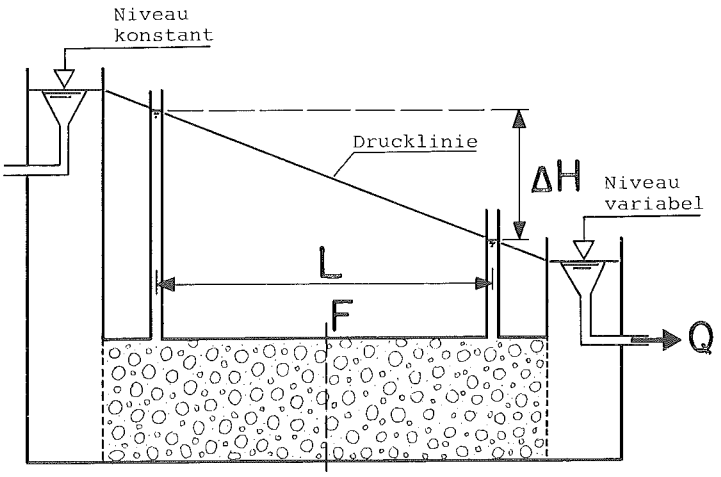
$$\underline{J} = - \nabla h \qquad (5.3)$$

J wird bezeichnet als hydraulisches Gefälle, v ist die Filtergeschwindigkeit, a und b sind Widerstandskoeffizienten, welche von verschiedenen Eigenschaften des porösen Mediums abhängig sind.

5.2 Ansatz von Darcy

Anlässlich der Projektierung von Grundwasserbrunnen für die Stadt Dijon fand DARCY,1856 durch Laborexperimente, dass sich der Wasserdurchfluss Q durch die von ihm untersuchten Grobsand-Proben proportional zum Druckverlust ΔH und zum Probenquerschnitt F, aber umgekehrt proportional zur Probenlänge L verhält.

Figur 5.1 Darcy-Experiment



$$Q = k_D \frac{\Delta H \, F}{L} \qquad (5.5)$$

In Anlehnung an Hagen (1839) und Poiseuille (1843), welche den Zusammenhang zwischen Durchflussmenge und Druckverlust in Haarröhren untersucht hatten, verwendete Darcy für den Quotienten $\Delta H/L$ den Begriff des hydraulischen Gefälles J.

Der Proportionalitätsfaktor k_D oder k-Wert nach Darcy gibt demnach an, welche Grundwassermenge Q in m^3/s durch einen Probenquerschnitt F von 1 m^2 strömt, wenn das hydraulische Gefälle J senkrecht zu dieser Fläche gleich 1 ist.

$$k_D \equiv \frac{Q}{F \, J} \qquad (5.6)$$

Bezeichnet man wiederum den Wasserdurchfluss pro Flächeneinheit mit $v = Q/F$, folgt

$$J = \frac{1}{k_D} \, v \qquad (5.6)$$

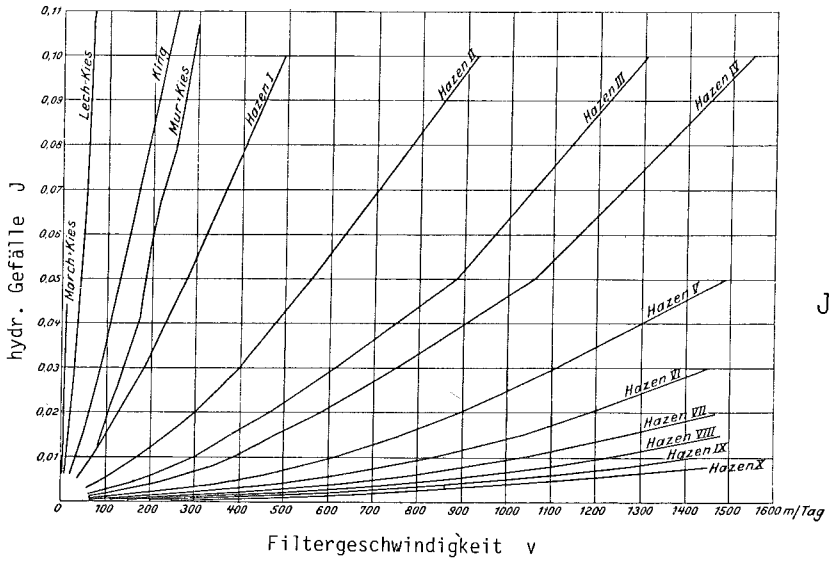
v hat dabei den Charakter einer - allerdings fiktiven - Geschwindigkeit. Die tatsächliche Fliessgeschwindigkeit des Grundwassers in den Bodenporen ist grösser: Sie beträgt bei einer Porosität n im Mittel

$$\bar{u} = \frac{v}{n} \qquad (5.7)$$

5.3 Ansatz von Forchheimer

Gestützt auf eigene Versuche und solche von King, Hazen und anderen hat FORCHHEIMER,1901 nachgewiesen, dass der Ansatz von Darcy (5.6) bei höheren Filtergeschwindigkeiten seine Gültigkeit verliert. Mit zunehmender Geschwindigkeit wachsen die Gefälle J überproportional an, vgl. Figur 5.2. Aufgrund der Versuchsergebnisse schlägt Forchheimer als einfachsten Ansatz für die Beschreibung des Zusammenhanges zwischen v und J eine parabolische Funktion vor:

Figur 5.2 Hydraulisches Gefälle J als Funktion der Filtergeschwindigkeit v für verschiedene Sande nach FORCHHEIMER,1901



$$J = a\,v + b\,v^2 \qquad (5.8)$$

Der empirisch gefundene Ansatz von Forchheimer stimmt damit formal überein mit dem Ergebnis der Volumenintegration über das REV (5.2), ausgehend von der Navier-Stokes Gleichung (5.1).

5.4 Laminare und nichtlaminare Filterströmung

Ist die Filtergeschwindigkeit v klein, überwiegt in (5.8) der zu v lineare Term. Die Gleichung geht in diesem Falle über in diejenige von Darcy (5.6) und man spricht von einer laminaren Filterströmung oder von einer Darcy-Strömung (Darcy-Flow). Wie der Vergleich von (5.6) und (5.8) zeigt, gilt

$$a = 1 / k_D \qquad (5.9)$$

Ist der zweite Term in (5.8) gegenüber dem ersten nicht mehr vernachlässigbar, spricht man von einer nichtlaminaren Filterströmung oder Non-Darcy-Flow.

Die Grenze zwischen Darcy-Flow und Non-Darcy-Flow ist nicht eindeutig definiert. Es wird zwar analog zur Rohrhydraulik eine Reynolds-Zahl der Filterströmung verwendet

$$Re \equiv \frac{v\, d_m}{\nu} \tag{5.10}$$

doch existiert in Lockergesteinen keine kritische Reynolds-Zahl, bei der ein Umschlagen von laminarer in turbulente Strömung beobachtet werden kann. Bei Kugelschüttungen und quasi-Einkornmaterialien wird die massgebende Länge d_m häufig dem Korndurchmesser gleichgesetzt. Ein Uebergang von laminarer zu nichtlaminarer Strömung wird vielfach bei Reynolds-Zahlen zwischen 1 und 10 angegeben. Z.B. hat SCHNEEBELI,1955 gezeigt, dass für eine Kugelschüttung bei einer Reynolds-Zahl von 5 das hydraulische Gefälle um 5 % höher liegt, als im laminaren Strömungsfall. Für eckige Granitkörner ergibt sich eine Abweichung um 5 % bereits bei Re = 2.

5.4.1 Kritische Filtergeschwindigkeit

An Stelle einer kritischen Reynolds-Zahl der Filterströmung scheint es uns für praktische Zwecke sinnvoller, eine kritische Filtergeschwindigkeit v_{kr} zu definieren, bei der eine bestimmte Abweichung vom linearen Gesetz nach Darcy auftritt. Die relative Abweichung φ_J sei definiert durch

$$\varphi_J \equiv \frac{J_{(Non\text{-}Darcy)} - J_{(Darcy)}}{J_{(Darcy)}} = \frac{b}{a} v_{kr} = b\, k_D\, v_{kr} \tag{5.11}$$

Ausgehend von dieser Definition kann nun die kritische Filtergeschwindigkeit in Abhängigkeit eines Fehlerkriteriums festgelegt werden.

$$v_{kr} \equiv \frac{\varphi_J}{b\, k_D} \tag{5.12}$$

Der relative Fehler φ_J kann je nach Problemstellung und erwarteter Genauigkeit der hydraulischen Berechnung gewählt werden. Ist die Filtergeschwindigkeit kleiner als v_{kr} kann mit dem einfacheren linearen Gesetz nach Darcy gerechnet werden, bei Geschwindigkeiten über v_{kr} ist das nichtlineare Gesetz anzuwenden.

Dieses Vorgehen haben z.B. DUDGEON et al.1972 und COX,1977 bei der Berechnung der Grundwasserströmung in Brunnennähe angewendet.

5.4.2 Widerstandskoeffizient b

Ueber den Widerstandskoeffizienten b in (5.2) resp. (5.8) liegen verschiedene Forschungsarbeiten vor, vgl. SCHNEEBELI,1955; IRMAY,1958; WARD,1964; AHMED et al.1969; COX,1977 und de VRIES,1979.

Vergleicht man die verschiedenen theoretischen und experimentellen Untersuchungen, liegt es nahe, den Widerstandskoeffizienten b wie folgt auszudrücken:

$$b = \frac{C_t}{\sqrt{g\ \nu\ k_D}} \qquad (5.13)$$

Darin ist die Widerstandszahl C_t eine empirisch zu bestimmende, von verschiedenen Eigenschaften des porösen Mediums abhängige Grösse.

Für Kugelschüttungen, Sande und Kiese wurden für C_t folgende Werte gefunden oder lassen sich aus den Versuchsergebnissen berechnen:

$C_t = 0.55$	WARD, 1964
$C_t = 0.25 - 1.13$	AHMED et al.1969
$C_t = 0.86 - 1.98$	COX,1977
$C_t = 0.70 - 0.90$	de VRIES,1979

Detaillierte Untersuchungen über die Abhänggikeit des C_t-Wertes von bodenphysikalischen Kenngrössen wie Kornform, Rundungsgrad, Lagerungsdichte und Ungleichförmigkeit sind uns nicht bekannt. Analysiert man die umfangreichen Versuchsresultate in der Literatur, zeigt sich, dass C_t für gut gerundete Kugelschüttungen (Glaskugeln u. dgl.) im unteren Wertebereich, für natürliche Sande und Kiese im oberen Wertebereich liegt.

Die relativ geringe Streuung der C_t-Werte für ganz unterschiedliche Kornverteilungen und Kornformen erlaubt bereits heute eine recht gute Abschätzung des Widerstandskoeffizienten b. Weitere Forschungsarbeiten über den Widerstandskoeffizienten b wären jedoch zu begrüssen. Gerade in den gut durchlässigen, grobkörnigen Lockergesteins-Grundwasserleitern der Schweiz spielt die nichtlaminare Filterströmung, wie wir noch sehen werden, eine nicht zu unterschätzende Rolle.

Setz man die Beziehung (5.13) in (5.12) ein, folgt eine im wesentlichen nur noch vom k-Wert nach Darcy abhängige Gleichung für die kritische Filtergeschwindigkeit

$$v_{kr} = \sqrt{\frac{g\ \nu}{k_D}}\ \frac{\varphi_J}{C_t} \qquad (5.14)$$

Tabelle 5.1 Kritische Filtergeschwindigkeiten v_{kr} in Meter pro Tag für eine Grundwassertemperatur von 10 ° C und eine Widerstandszahl C_t = 1.5

k m/s	φ_J 1 %	φ_J 5 %	φ_J 10 %
10^{-4}	206	1030	2060
10^{-3}	65.3	326	653
10^{-2}	20.6	103	206
10^{-1}	6.5	32.6	65.3

5.4.3 Beispiele für die praktische Bedeutung der nichtlaminaren Filterströmung

Beispiel 1: Natürliche Grundwasserströmung im Emmental

Der durchschnittliche k-Wert (hydraulisches Mittel) der grossräumigen Grundwasserströmung im Testgebiet Emmental (Ergebniss der numerischen Simulation mit einem horizontal-ebenen Grundwassermodell) liegt bei 5 10^{-3} m/s. Das durchschnittliche hydraulische Gefälle beträgt 5 ‰. Daraus berechnet sich die durchschnittliche Filtergeschwindigkeit zu

$$\bar{v} = \bar{k}\,\bar{J} = 2.16 \text{ m/d}$$

Ein Vergleich mit den kritischen Filtergeschwindigkeiten in Tabelle 5.1 zeigt, dass die durchschnittlichen Filtergeschwindigkeiten im Testgebiet weit unter der kritischen Grenze liegen. Die Anwendung des linearen Strömungsgesetzes nach Darcy (5.6) ist deshalb zulässig.

Kleinpumpversuche und Flowmetermessungen in den wichtigsten Aufschlussbohrungen im Testareal, vgl. Kapitel 14, haben gezeigt, dass die Durchlässigkeiten einzelner Schichten des Aquifers (Schichtmächtigkeit 1 Meter) bis in die Grössenordnung von 40 10^{-3} m/s reichen. Bei einem horizontalen hydraulischen Gefälle von ebenfalls 5 ‰ im Durchschnitt, berechnen sich die Filtergeschwindigkeiten für einzelne Bereiche des Aquifers zu maximal

$$v_{B\,max} = k_{B\,max}\,\bar{J} = 17.3 \text{ m/d}$$

Vergleicht man wiederum mit Tabelle 5.1, sieht man, dass die Abweichungen vom Darcy Gesetz in der Grössenordnung von 1 bis 2 % liegen. Diese geringe Abweichung darf in der Regel vernachlässigt werden.

Beispiel 2: Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch

Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch (Pumpversuche, Einspülversuche, Steig- und Sinkversuche) basieren in der Regel auf der Theorie einer Quellen- oder Senkenströmung mit kugel-, ellipsoid- oder zylinderförmigen Aequipotentialflächen. Ist die innere Berandung des Strömungsfeldes z.B. kugelförmig, mit einem Kugelradius r_o, kann mit Gleichung (5.14) berechnet werden, bei welchem Volumenstrom Q_{kr} die Abweichung von linearen Gesetz nach Darcy einen bestimmten Wert φ_J überschreitet. Es gilt:

$$Q_{kr} = v_{kr} F = v_{kr} 4 \pi r_o^2 \qquad (5.15)$$

Bei einer Durchlässigkeit von 10^{-3} m/s und einem Radius r_o = 0.1 m folgt unter der Annahme einer Abweichung von der Linearität um 5 % mit v_{kr} nach Tabelle 5.1

$$Q_{kr} = 0.47 \text{ l/s}$$

Unter den gleichen Voraussetzungen, aber für eine Durchlässigkeit von 10^{-2} m/s folgt

$$Q_{kr} = 0.15 \text{ l/s}$$

Das Beispiel zeigt: je höher die Durchlässigkeit, umso kleiner ist der kritische Volumenstrom, bis zu dem die vereinfachende Annahme einer Darcy-Strömung noch zulässig ist.

Anderseits erfordert die praktische Durchführung der Versuche, dass eine noch messbare Mindestabsenkung des Wasserspiegels im Bohrloch erreicht wird. Dies ist nur möglich, wenn bei wachsender Durchlässigkeit auch der Volumenstrom zunimmt. In der Praxis bedeutet dies, dass der Volumenstrom um das zehn- bis zwanzigfache höher liegt, als Q_{kr}, vgl. Abschnitt II. Die Filterströmung ist deshalb bei Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch bei Durchlässigkeiten über ca 2 10^{-3} m/s zwangsläufig nichtlinear. Die Nichtlinearität muss bei der Versuchsauswertung durch Verwendung des Ansatzes von Forchheimer berücksichtigt werden.

5.5 Der Durchlässigkeitsbeiwert

Der k-Wert nach Darcy (5.6) ist eine von der Temperatur des Grundwassers abhängige Grösse, vgl. TRUEB,1973. Um eine einheitliche Vergleichsbasis für alle versuchsmässig ermittelten Durchlässigkeitswerte in Bezug auf die Temperatur zu erhalten, haben wir in dieser Arbeit alle k-Werte auf eine Grundwassertemperatur von 10 °C umgerechnet.

$$k \equiv \frac{\nu(T)}{\nu(10°C)} \; k_D \qquad (5.16)$$

k bezeichnen wir als Durchlässigkeitsbeiwert. Zahlenwerte für die kinematische Viskosität finden sich z.B. in LANGGUTH & VOIGT,1980.

ABSCHNITT II: DURCHLAESSIGKEITSVERSUCHE IM BOHRLOCH

Kapitel 6: THEORIE UND METHODIK DER BOHRLOCHVERSUCHE

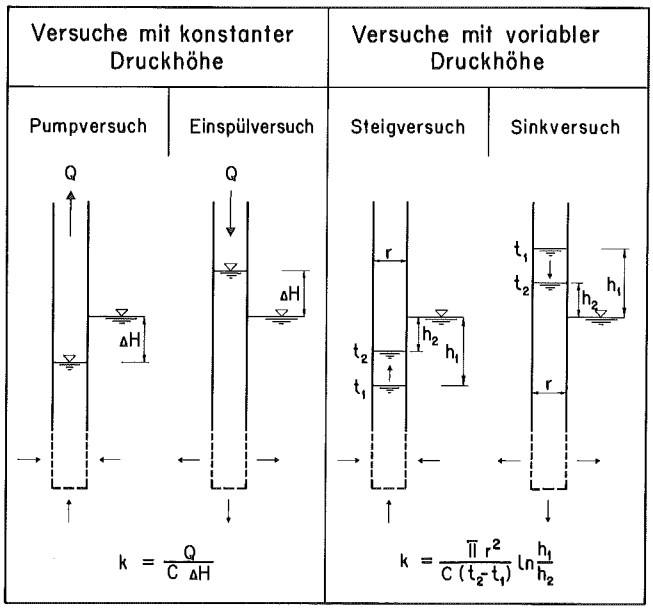
Während dem Abteufen einer Aufschlussbohrung oder eines Filterbrunnens können die Durchlässigkeitsverhältnisse am Fusse der Verrohrung mit hydraulischen Versuchen im Bohrloch untersucht werden. Die ermittelten Durchlässigkeitswerte gelten für ein relativ kleines Bodenvolumen von einigen Kubikmeter in der unmittelbaren Umgebung des Bohrloches. Mit den Bohrlochversuchen, welche normalerweise in Tiefenabständen von zwei bis fünf Meter wiederholt werden, erhält man insbesondere ein Bild über die Variation der Durchlässigkeit in horizontaler Richtung über die Tiefe des Aquifers.

Charakteristisch für die Bohrlochversuche ist, dass sich die Beobachtungen des Grundwasserspiegels auf das Bohrloch selbst beschränken. Dadurch unterscheiden sie sich von Grosspumpversuchen mit unvollkommenen Brunnen.

Um den lokalen Charakter der mit Bohrlochversuchen ermittelten Durchlässigkeitswerte zu verdeutlichen, haben sich in der Schweiz die Bezeichnungen punktförmiger k-Wert (TRUEB,1962) oder kurz P u n k t - k - W e r t (WERNER,1974) eingebürgert.

6.1 Die verschiedenen Bohrloch-Versuchstypen

Figur 6.1 Bohrloch-Versuchstypen



Figur 6.1 zeigt die verschiedenen gebräuchlichen Typen der hydraulischen Bohrlochversuche. Grundsätzlich kann man unterscheiden zwischen Versuchen mit konstanter und solchen mit variabler Druckhöhe im Bohrloch.

Bei den Versuchen mit konstanter Druckhöhe wird dem Bohrloch ein konstanter Volumenstrom entnommen (Pumpversuch) oder zugeführt (Einspülversuch). Bei den Versuchen mit variabler Druckhöhe wird dagegen der Wasserspiegel im Bohrrohr ausgelenkt und anschliessend seine Rückstellung in die Ruhelage beobachtet. Je nachdem, ob der Wasserspiegel nach unten oder nach oben ausgelenkt wird, spricht man von einem Steig- oder Sinkversuch.

Die praktische Bedeutung der verschiedenen Versuchstypen in der Schweiz geht aus der bereits erwähnten Umfrage über Aufschlussbohrungen zur Grundwassererkundung (HUFSCHMIED,1978) hervor, vgl. auch Abschnitt 2.1.2.

6.2 Ermittlung der Punkt-k-Werte bei Laminarströmung

Ausgehend von der Laplace-Gleichung der stationären, laminaren Filterströmung

$$\nabla^2 h = 0 \qquad (6.1)$$

wurden von verschiedenen Autoren zahlreiche Modelle für die Ermittlung des Punkt-k-Wertes entwickelt. Die Modelle unterscheiden sich hauptsächlich darin, wie die inneren und äusseren Randbedingungen des Strömungsfeldes festgelegt werden. Einen Ueberblick über die verschiedenen Strömungsmodelle und k-Wert Formeln vermittelt z.B. SCHNEIDER,1971.

In einfacheren Fällen ergeben sich kugel-, ellipsoid- oder zylinderförmige Aequipotentialflächen, vgl. MAAG,1941; AICHINGER,1954; KOERNER,1957; TRUEB,1962; TRUEB,1981b.

Für kompliziertere Randbedingungen wurden Näherungsformeln aufgestellt mit Hilfe der Elektroanalogie und mit numerischen Verfahren, vgl. BOUWER,1978; BOUWER & RICE,1976; GILG & GAVARD,1957.

Möglichkeiten für die Berücksichtigung der Anisotropie zeigt LOHR,1969.

6.2.1 Versuche mit konstanter Druckhöhe

Die verschiedenen Formeln für die Ermittlung von Punkt-k-Werten, ausgehend von (6.1), lassen sich für den Fall konstanter Druckhöhe auf eine Gleichung der Form

$$k = \frac{Q}{C\Delta H} \qquad (6.2)$$

zurückführen. Darin bedeutet Q den Volumenstrom, der dem Bohrloch entnommen (Pumpversuch) oder zugeführt wird (Einspülversuch) und ΔH die Auslenkung des Wasserspiegels im Bohrloch von der Ruhelage (Absenkung oder Anstieg).

Der Anströmfaktor C hat die Dimension einer Länge und ist vergleichbar mit dem Quotienten aus Durchflussquerschnitt F und Probenlänge L im Darcy-Experiment, vgl. Figur 5.1. In C kommen die inneren Randbedingungen (Geometrie der Vorbohrung) und äusseren Randbedingungen (undurchlässige Berandungen, Festpotentiale) sowie eine allfällige Anisotropie zum Ausdruck.

6.2.2 Versuche mit variabler Druckhöhe

Die Grundgleichung für variable Druckhöhe kann einfach aus Gleichung (6.2) hergeleitet werden. Man ersetzt ΔH durch die variable Grösse h und den Volumenstrom Q durch die Speicheränderung im Bohrloch

$$Q = - r^2 \pi \, dh/dt \qquad (6.3)$$

Integriert man die separierbare DG

$$\int_{t_1}^{t_2} dt = \frac{r^2 \pi}{C k} \int_{h_1}^{h_2} h^{-1} \, dh$$

folgt

$$k = \frac{\pi r^2}{C (t_2 - t_1)} \ln h_1 / h_2 \qquad (6.4)$$

6.2.3 Anströmfaktor C

Kugelsenke resp. Kugelquelle

Ein Strömungsfeld im unendlichen Vollraum mit kugelförmiger innerer Berandung mit dem Radius r_0 bezeichnet man als Kugelsenke (Pumpversuch) oder Kugelquelle (Einspülversuch). Formuliert man die Laplace-Gleichung (6.1) in Kugelkoordinaten und integriert, kann man sich leicht überzeugen, dass der Anströmfaktor C für Kugelsenken und -quellen wie folgt lautet

$$C = 4 \pi r_0 \qquad (6.5)$$

Mit Hilfe des Superpositionsprinzipes können, ausgehend von der Kugelsenke resp. -quelle, zahlreiche weitere Strömungsfälle behandelt werden: z.B. die Strömung in der Nähe von Festpotentialen oder undurchlässigen Berandungen.

Ellipsoidförmige Aequipotentialflächen

Bei einer zylinderförmigen Vorbohrung mit der Länge τ und dem Radius r ergibt sich eine zentralsymmetrische räumliche Senkenströmung im isotropen Vollraum. Der Anströmfaktor C kann für diesen Fall näherungsweise mit Hilfe der Kugelsenke hergeleitet werden, vgl. LOHR, 1969.

Bezeichnet man den Quotienten aus Länge der Vorbohrung τ und Radius r_o mit λ

$$\lambda = \tau / r_o \tag{6.6}$$

folgt für den Fall einer konstanten Beaufschlagung der inneren Berandung des Strömungsfeldes

$$C = \frac{2\pi\tau}{\ln\left(\lambda/2 + \sqrt{(\lambda/2)^2 + 1}\right)} \tag{6.7}$$

Die Annahme einer konstanten Beaufschlagung entlang der inneren Berandung führt, wie LOHR,1969 gezeigt hat, zu unterschiedlichen Druckhöhen auf dem inneren Rand (Vorbohrung). Für eine konstante Druckhöhe (Standrohrspiegelhöhe) auf der inneren Berandung (wirklichkeitsnäherer Fall) ergibt sich C zu

$$C = \frac{2\pi\tau\alpha}{\ln\left(\lambda/2 + \sqrt{(\lambda/2)^2 + 1}\right)} \tag{6.8}$$

Ein numerisches Verfahren für die Berechnung des Korrekturfaktors α findet sich in LOHR,1969. Für $\lambda = 10$ wird z.B. $\alpha = 1.074$.

Bei anisotropen Verhältnissen ($k_h \neq k_v$) ist λ an Stelle von (6.6) wie folgt zu berechnen

$$\lambda = \tau / r_o \kappa \tag{6.9}$$

Der Anisotropiefaktor κ lautet

$$\kappa = \sqrt{k_h / k_v} \tag{6.10}$$

Darin bedeutet k_h die Durchlässigkeit in horizontaler und k_v diejenige in vertikaler Richtung.

Zylinderförmige Aequipotentialflächen

Für den in der Praxis häufigen Fall $k_h \gg k_v$ stellen zylinderförmige Aequipotentialflächen ein brauchbares Modell für die Strömung in der Umgebung der Vorbohrung dar. Der Anströmfaktor ergibt sich in diesem Falle zu

$$C = \frac{2\pi\tau}{\ln R_s/r} \qquad (6.11)$$

TRUEB,1981 schlägt vor, für die Abschätzung der Reichweite die Gleichung der scheinbaren Reichweite (8.41) zu verwenden

$$R_s = 1.5\sqrt{\frac{k\,\tau\,t}{S}} \qquad (6.12)$$

Darin bedeutet k die Durchlässigkeit (Punkt-k-Wert), τ die Länge der Vorbohrung, S der Speicherkoeffizient (8.34) und t die Zeit (Pump- resp. Einspüldauer).

Vergleich und Schlussfolgerungen

Schon KOERNER,1957 hat erkannt, dass infolge der ausschlaggebenden Bedeutung der inneren Berandung des Strömungsfeldes die Durchlässigkeitsbestimmung mit hydraulischen Bohrlochversuchen mehr zu einem praktischen als zu einem theoretischen Problem wird. Im wesentlichen sind folgende Schwierigkeiten zu beachten:

(1) Bedingt durch den Bohrvorgang suspendieren Schlammteile (Bohrschmant und aufgewirbelte Feinanteile des Bodens) in der Bohrloch-Wassersäule. Beim Unterbruch der Bohrarbeiten sedimentieren die Schlammteile auf der Bohrlochsohle und bilden eine Filterschicht, die eine zu kleine Durchlässigkeit des Bodens vortäuscht. Aus diesem Grunde erhält man mit Einspülversuchen in der Regel bis zu einer Zehnerpotenz kleinere Durchlässigkeitswerte als mit Pumpversuchen, bei denen durch Entsandung die Filterschicht entfernt worden ist, vgl. MAAG,1941; TRUEB,1962; SCHNEIDER,1971.

(2) Längs der Verrohrung kann eine Zone mit erhöhter vertikaler Durchlässigkeit (sog. Umspülgalerie oder Umspülzone, vgl. auch Kapitel 4) entstehen, wenn beim Bohrvorgang der Verrohrung vorausgearbeitet wird, vgl. AICHINGER,1954; LOHR,1969. Dieser Einfluss ist, wie wir noch sehen werden, bei Klarspülbohrungen wesentlich ausgeprägter als bei Kernbohrungen. Punkt-k-Wert Versuche sind deshalb in hohem Masse vom Bohrverfahren und zusätzlich sogar von der individuellen Methodik des Bohrmeisters abhängig.

(3) Die Vorbohrung ist anfällig auf Verstürzen, was sich besonders auf die Geometrie der inneren Berandung des Strömungsfeldes auswirkt.

(4) Der Anisotropiefaktor, welcher sich ebenfalls auf den Anströmfaktor auswirkt, ist in der Regel unbekannt.

Die oben erwähnten praktischen Schwierigkeiten haben zur Folge, dass der Anströmfaktor C nicht zuverlässig bestimmt werden kann. Punkt-k-Werte sind deshalb lediglich Relativwerte und bedürfen der Kalibrierung an der mittleren Durchlässigkeit des Aquifer-Profiles.

6.3 Ermittlung der Punkt-k-Werte bei nichtlaminarer Strömung

Wie wir in Beispiel 2, Abschnitt 5.4.3 gesehen haben, treten bei Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch häufig nichtlaminare Strömungsverhältnisse auf. Die Auswertung hat sich in diesen Fällen auf den nichtlinearen Ansatz von Forchheimer (5.8) zu stützen.

6.3.1 Kugelförmige Aequipotentialflächen

Gestützt auf (5.3), (5.8) und $v = Q / 4 \pi r^2$ ergibt sich folgende DG für Kugelsenken und -quellen bei nichtlaminarer Strömung im isotropen Vollraum

$$\frac{dh}{dr} = \frac{a\,Q}{4\pi} r^{-2} + \frac{b\,Q^2}{16\pi^2} r^{-4} \qquad (6.13)$$

Integriert man die separierbare DG, folgt

$$\Delta H = \frac{a}{4\pi r_o} Q + \frac{b}{48\pi^2 r_o^3} Q^2 \qquad (6.14)$$

Mit $$A = \frac{a}{4\pi r_o} \quad \text{und} \quad B = \frac{b}{48\pi^2 r_o^3} \qquad (6.15)$$

kann man auch schreiben

$$\Delta H / Q = A + B\,Q \qquad (6.16)$$

6.3.2 Zylinderförmige Aequipotentialflächen

Gestützt auf (5.3), (5.8) und $v = Q / 2 \pi r \tau$ ergibt sich folgende DG für zylinderförmige Aequipotentialflächen

$$\frac{dh}{dr} = \frac{a\,Q}{2\pi\tau} r^{-1} + \frac{b\,Q^2}{4\pi^2\tau^2} r^{-2} \qquad (6.17)$$

Mit der Lösung $$\Delta H = \frac{a \ln R / r_o}{2\pi\tau} Q + \frac{b}{4\pi^2 r_o \tau^2} Q^2 \qquad (6.18)$$

Mit $$A = \frac{a \ln R / r_o}{2\pi\tau} \quad \text{und} \quad B = \frac{b}{4\pi^2 r_o \tau^2} \qquad (6.19)$$

folgt aus (6.18) wiederum eine Geradengleichung der Form (6.16).

6.3.3 Praktisches Vorgehen bei der Auswertung der Versuche

Einstufige Versuche

Für die Auswertung einstufiger Versuche (nur eine Pump- resp. Einspülmenge) ersetzt man in Gleichung (6.15) resp. (6.19), je nach Wahl des geeignetsten Strömungsmodelles, a durch Gleichung (5.9) und b durch Gleichung (5.13).

Bezeichnet man weiter den Quotienten b / B in (6.15) resp. (6.19) mit D

$$D \equiv b / B \tag{6.20}$$

wobei

$$D = 48\,\pi^2\, r_o^3 \quad \text{für Kugelflächen}$$

und

$$D = 4\,\pi^2\, r_o\, \tau^2 \quad \text{für Zylinderflächen} \tag{6.21}$$

folgt

$$k = \frac{2\,\frac{\Delta H}{Q\,C} + \frac{C_t^2\,Q^2}{g\,\nu\,D^2} + \sqrt{\left(2\,\frac{\Delta H}{Q\,C} + \frac{C_t^2 Q^2}{g\,\nu D^2}\right)^2 - \left(2\,\frac{\Delta H}{Q\,C}\right)^2}}{2\,\Delta H^2 / Q^2} \tag{6.22}$$

Die Auswertung nach Gleichung (6.22) ist mit der Unsicherheit in der Wahl von C_t behaftet, vgl. Abschnitt 5.4.2.

Mehrstufige Versuche

Die Auswertung mehrstufiger Pump- und Einspülversuche kann z.B. grafisch erfolgen, indem die spezifischen Absenkungen $\Delta H/Q$ zum Volumenstrom Q in einem Diagramm gemäss A-7-2 aufgetragen werden. Anschliessend legt man eine Ausgleichsgerade (6.16) durch die Versuchswerte und bestimmt die Koeffizienten A und B. Der Punkt-k-Wert ergibt sich dann aus

$$k = \frac{1}{A\,C} \tag{6.23}$$

Für die Auswertung der zahlreichen Versuche im Testareal Aefligen wurde ein Computerprogramm entwickelt, welches die Koeffizienten A und B durch lineare Regression ermittelt und die Punkt-k-Werte für verschiedenartige Aequipotentialflächen berechnet (HUFSCHMIED & HOEHN,1980b). Praktische Beispiele sind im Anhang A-7-1 bis A-7-2 dargestellt.

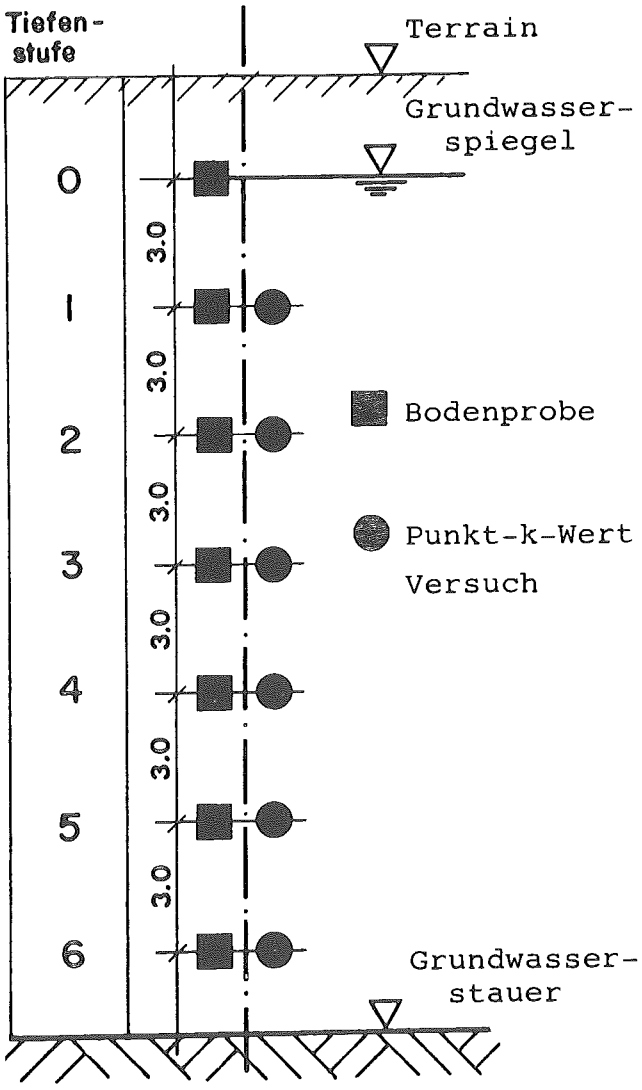
Kapitel 7: VERGLEICHENDE BOHRLOCHVERSUCHE IM TESTAREAL AEFLIGEN

7.1 Konzept und praktische Durchführung der Versuche

In den acht Rotationskernbohrungen und vier Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung, vgl. Figur 4.1, wurden umfangreiche vergleichende Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch ausgeführt. Dabei wurden insbesondere Pump- und Einspülversuche, aber auch Steig- und Sinkversuche miteinander verglichen. Zur Anwendung kamen verschiedene Typen von Vorbohrungen unter das Futterrohrende.

7.1.1 Räumliche Anordnung der Versuche

Figur 7.1 Anordnung der Punkt-k-Wert Versuche über das vertikale Profil des Aquifers



Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch wurden auf sechs verschiedenen Tiefenstufen in vertikalen Abständen von drei Meter durchgeführt. Versuch Nr. 1 liegt ca drei Meter unter dem Grundwasserspiegel, Versuch Nr. 6 ca zwei bis drei Meter über dem Grundwasserstauer.

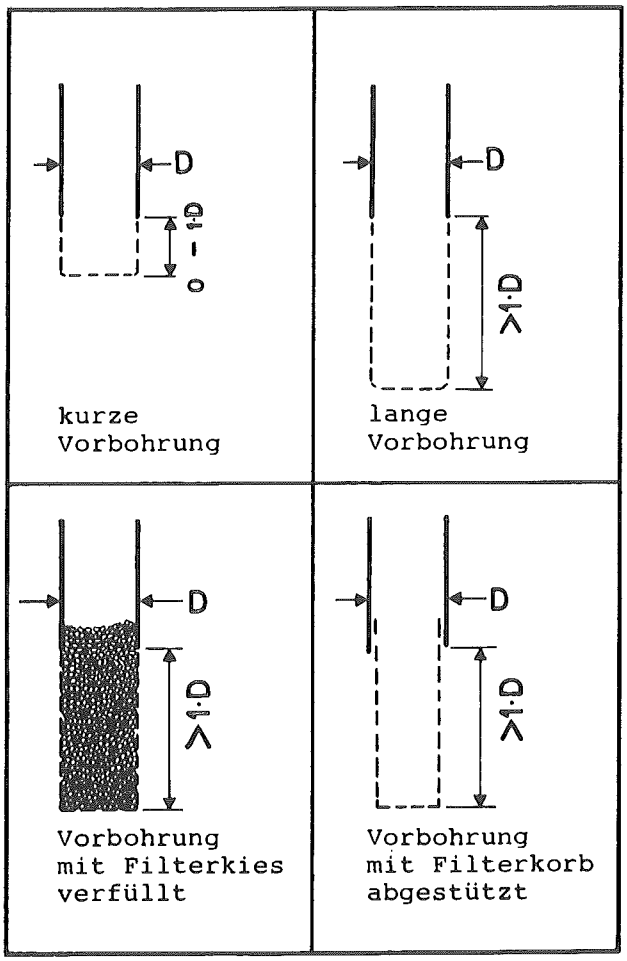
Die Vorbohrungen für die Bohrlochversuche in den paarweise angeordneten Vergleichsbohrungen (Kernbohrung und Klarspülbohrung) liegen jeweils ungefähr auf der gleichen Höhenkote.

Die genaue Höhenlage kann den Bohr- und Durchlässigkeitsprofilen im Anhang A-3-4 bis A-3-15 entnommen werden.

Die Versuchsnummern der Bohrlochversuche entsprechen den Nummern der Bodenproben, welche bei den Kernbohrungen jeweils aus der Vorbohrung entnommen worden sind, vgl. Anhang A-3-1 bis A-3-3.

7.1.2 Untersuchte Typen von Vorbohrungen

Figur 7.2 Schematische Darstellung der untersuchten Vorbohrungstypen



Gestützt auf die Ergebnisse der im Abschnitt 2.1.2 beschriebenen Umfrage über Aufschlussbohrungen und Durchlässigkeitsversuche (HUFSCHMIED,1978) sowie die Ergebnisse der Vorversuche in den Aufschlussbohrungen des WEA, vgl. Abschnitt 2.2.1, wählten wir drei in der Schweiz gebräuchliche (Typen A - C) und einen speziell im Testgebiet Emmental erprobten Typ D von Vorbohrungen für die vergleichenden Untersuchungen aus, vgl. Figur 7.2.

Kurze Vorbohrung, Typ A

Als kurze Vorbohrung, Typ A, bezeichnen wir die traditionelle, ungestützte Vorbohrung, deren Länge zwischen Null und einem Bohrdurchmesser liegt. Nach den Angaben der befragten Fachstellen kommt dieser Typ in etwa 30 % der Fälle zur Anwendung.

Lange Vorbohrung, Typ B

Als lange Vorbohrung, Typ B, bezeichnen wir die traditionelle, ungestützte Vorbohrung, deren Länge mehr als ein Bohrdurchmesser beträgt. Dieser Vorbohrungstyp kam im Befragungszeitraum 1972 - 76 in etwa 50 % der Fälle zur Anwendung.

Vorbohrung mit Filterkies verfüllt, Typ C

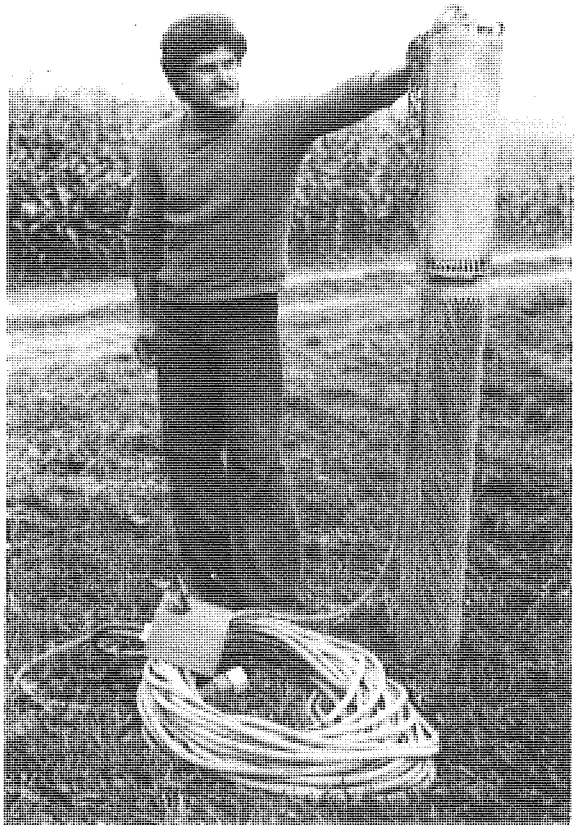
Nach den Ergebnissen der Umfrage wurden im Befragungszeitraum etwa 10 % der Vorbohrungen mit Filterkies verfüllt, um ein Verstürzen zu verhindern. Im Testareal Aefligen wurden Versuche mit einer Filterschüttung im Korngrössenbereich 3 - 5 mm und einer zweiten im Korngrössenbereich 4 - 8 mm durchgeführt.

Um die Vorbohrung herzustellen, wurden die Futterrohre vorerst auf die gewünschte Endtiefe der Vorbohrung vorgetrieben und das Bohrgut entnommen. Anschliessend wurde die Filterschüttung eingebracht und die Verrohrung um die vorgesehene Länge der Vorbohrung zurückgezogen.

Vorbohrung mit Filterkorb abgestützt, Typ D

Figur 7.3

Filterkorb an einer Schmutzwassertauchpumpe zum Abstützen der Vorbohrung



In ca 10 % der Fälle wurde nach den Angaben der befragten Fachstellen zum Abstützen der Vorbohrung ein Filterkorb verwendet. Nachdem die Vorversuche in den Aufschlussbohrungen des WEA zeigten, dass die mit einem Filterkorb ausgeführten Durchlässigkeitsversuche weit weniger störungsanfällig waren als die Versuche in nicht abgestützten Vorbohrungen, wurde die "Filterkorbmethode" in das Untersuchungsprogramm aufgenommen.

Figur 7.3 zeigt den Filterkorb mit einer Länge von einem Meter und einem Durchmesser von 168 mm. Der Filterkorb besteht aus einem perforierten Metallfilterrohr mit offener, vertikaler Schlitzlochung (Schlitzweite 4 mm).

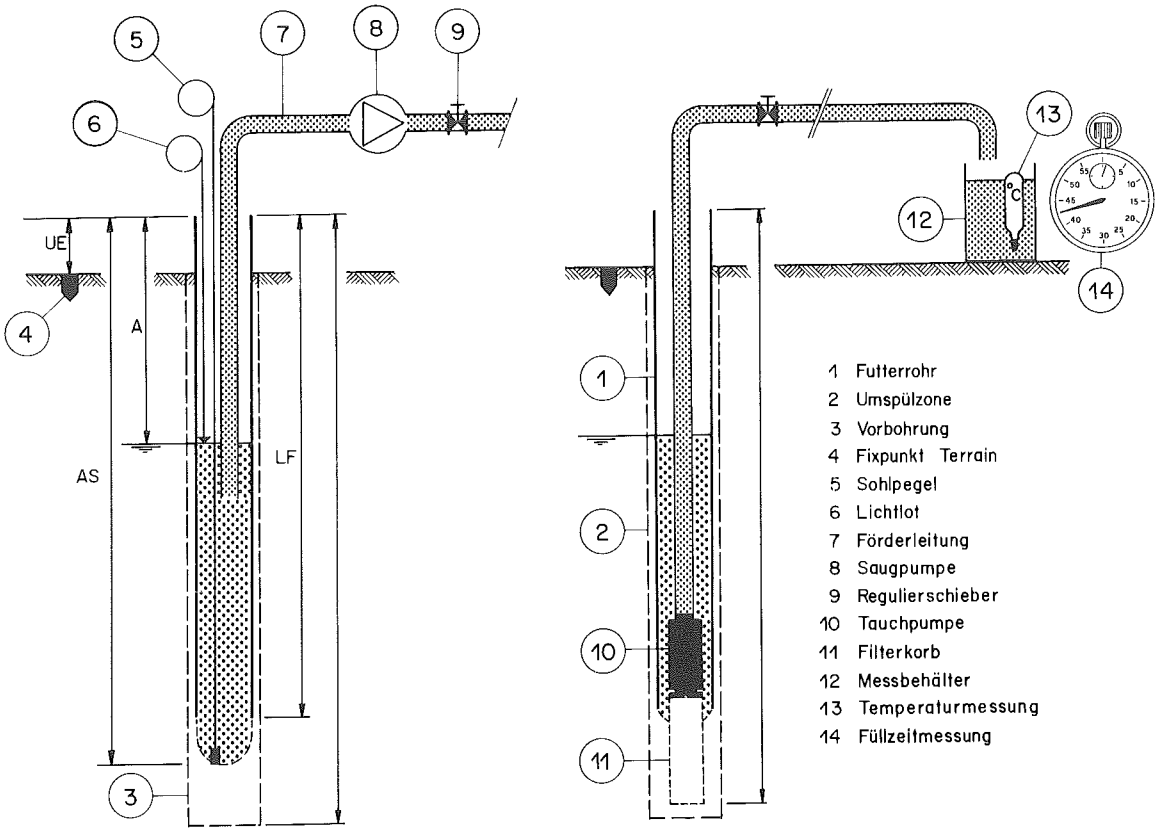
Um die Vorbohrung herzustellen,werden die Futterrohre analog zu Typ C auf die gewünschte Endtiefe der Vorbohrung abgeteuft und das Bohrgut entnommen. Anschliessend wird die Schmutzwassertauchpumpe mit dem Filterkorb auf die Bohrlochsohle abgestellt und die Verrohrung um die gewünschte Länge der Vorbohrung zurückgezogen.

7.1.3 Versuchsinstallationen, Messgeräte und erhobene Messwerte

Pumpversuche

Figur 7.4 zeigt schematisch die Pumpversuchsinstallationen, die verwendeten Messgeräte und die erhobenen Messwerte bei den im Testareal Aefligen durchgeführten Pumpversuchen im Bohrloch. Figur 7.4a zeigt die Verhältnisse für die Vorbohrungen vom Typ A und B, Figur 7.4b diejenigen für die Vorbohrung mit Filterkorb, Typ D. Die Vorbohrung mit Filterkies, Typ C, ist in Figur 7.5b dargestellt.
Das Wasser wurde entweder mit einer schmutzwasserverträglichen Saugpumpe (Typen A,B,C) oder mit einer Schmutzwassertauchpumpe (Typ D) aus dem Bohrloch gefördert. Der Volumenstrom wurde mit einem Regulierschieber auf die gewünschte Grösse eingestellt und mit einer Füllzeitmessung in einem Messbehälter volumetrisch bestimmt.

Figur 7.4 Pumpversuche für die Ermittlung von Punkt-k-Werten.
Versuchsinstallationen, Messgeräte und erhobene Messdaten



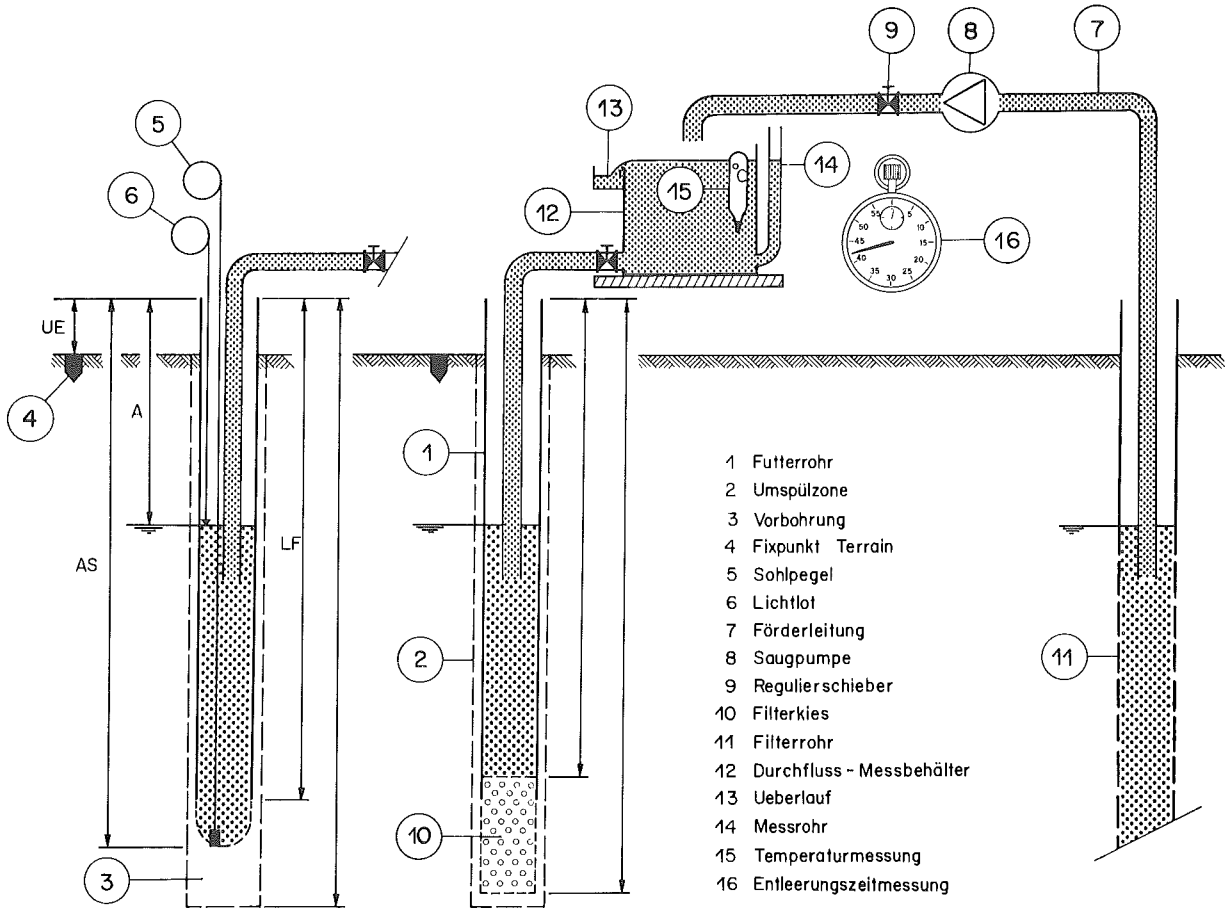
Für die Beobachtung des Wasserspiegels im Bohrloch wurden elektrische Kabellichtlote verwendet. Die Bohrlochsohle resp. die Höhenlage der Filterschüttung wurden mit Sohlpegeln eingemessen. Die Temperatur des geförderten Wassers wurde periodisch im Messbehälter bestimmt. Vergleiche mit Temperaturmessungen im Bohrloch zeigten, dass keine wesentlichen Temperaturunterschiede zwischen Bohrloch und Messbehälter auftraten.

Einspülversuche

Figur 7.5 zeigt schematisch die Installationen, die verwendeten Messgeräte und die erhobenen Messdaten bei den Einspülversuchen im Bohrloch. Figur 7.5a zeigt die Verhältnisse für die Vorbohrungstypen A und B, Figur 7.5.b diejenigen für die mit Filterkies verfüllte Vorbohrung. In Figur 7.5b sind analog zur Figur 7.4b nur die gegenüber den Figuren a zusätzlich erhobenen Messdaten dargestellt.

Das Einspülwasser wurde aus dem Filterrohr einer genügend weit von der Versuchsstelle entfernten Versuchsbohrung (Abstand mind. 50 m) gefördert und nach der Volumenstrommessung in einem Durchfluss-Messbehälter in das Bohrloch eingespült.

Figur 7.5 Einspülversuche für die Ermittlung von Punkt-k-Werten.
Versuchsinstallationen, Messgeräte und erhobene Messdaten



Die übrigen Messgeräte und die erhobenen Messwerte sind gleich wie bei den Pumpversuchen, Figur 7.4.

Steig- und Sinkversuche

Steig- und Sinkversuche wurden im Anschluss an die Pump- resp. Einspülversuche durchgeführt, sofern die Durchlässigkeitsverhältnisse eine Beobachtung der Wasserspiegelrückstellung in die Ruhelage über einen Zeitraum von mind. ca 2 - 4 Minuten erlaubte. Häufig waren jedoch die Durchlässigkeitswerte so gross, dass sich der Ruhewasserspiegel nach Beendigung der Pump- resp. Einspülversuche innert wenigen Sekunden wieder einstellte, was eine sinnvolle Beobachtung des instationären Vorganges verunmöglichte. Die bei Steig- und Sinkversuchen erhobenen Messdaten sind im Prinzip identisch (abgesehen von der Messhäufigkeit und der mitzuberücksichtigenden Zeit, vgl. Figur 6.1) mit denjenigen bei Pump- und Einspülversuchen.

Ermittlung der massgebenden Messdaten aus dem Feldprotokoll

Im Anhang A-7-1 ist als Beispiel das Feldprotokoll eines mehrstufigen Pumpversuches für eine Vorbohrung mit Filterkorb (Typ D) dargestellt. Am Beispiel dieses Versuches soll gezeigt werden, wie die massgebenden Messdaten - Volumenstrom Q, Absenkung ΔH, Länge der Vorbohrung τ und Bohrradius r_o - ermittelt werden. Wir betrachten den Versuch Nr. 1.

Volumenstrom Q: Der Volumenstrom wurde in der Regel durch zwei bis drei Behältermessungen (Anzahl der Messungen = n) volumetrisch wie folgt bestimmt:

$$Q = \frac{n\ V}{\sum_{i=1}^{n} t_i} \qquad (7.1)$$

In unserem Beispiel beträgt n = 2, das Volumen des Messgefässes V ist 200 Liter und die Füllzeiten sind t_1 = 76 resp. t_2 = 75 Sekunden. Es folgt: Q = 2.65 l/s.

Absenkung ΔH: Die Absenkung ΔH ergibt sich aus der Differenz der Abstiche A auf den Betriebswasserspiegel (während dem Pumpen) und den Ruhewasserspiegel nach Beendigung des Pumpversuches.

$$\Delta H = A_B - A_R \qquad (7.2)$$

In unserem Fall beträgt der Abstich auf den Betriebswasserspiegel im stationären Strömungszustand A_B = 4.679 m und der Abstich auf den Ruhewasserspiegel A_R = 4.553 m. Die Absenkung beträgt demnach ΔH = 0.126 m.

Länge der Vorbohrung τ : Die Länge der Vorbohrung ergibt sich aus der Differenz zwischen der Bohrlänge LB und der Futterrohrlänge LF.

$$\tau = LB - LF \qquad (7.3)$$

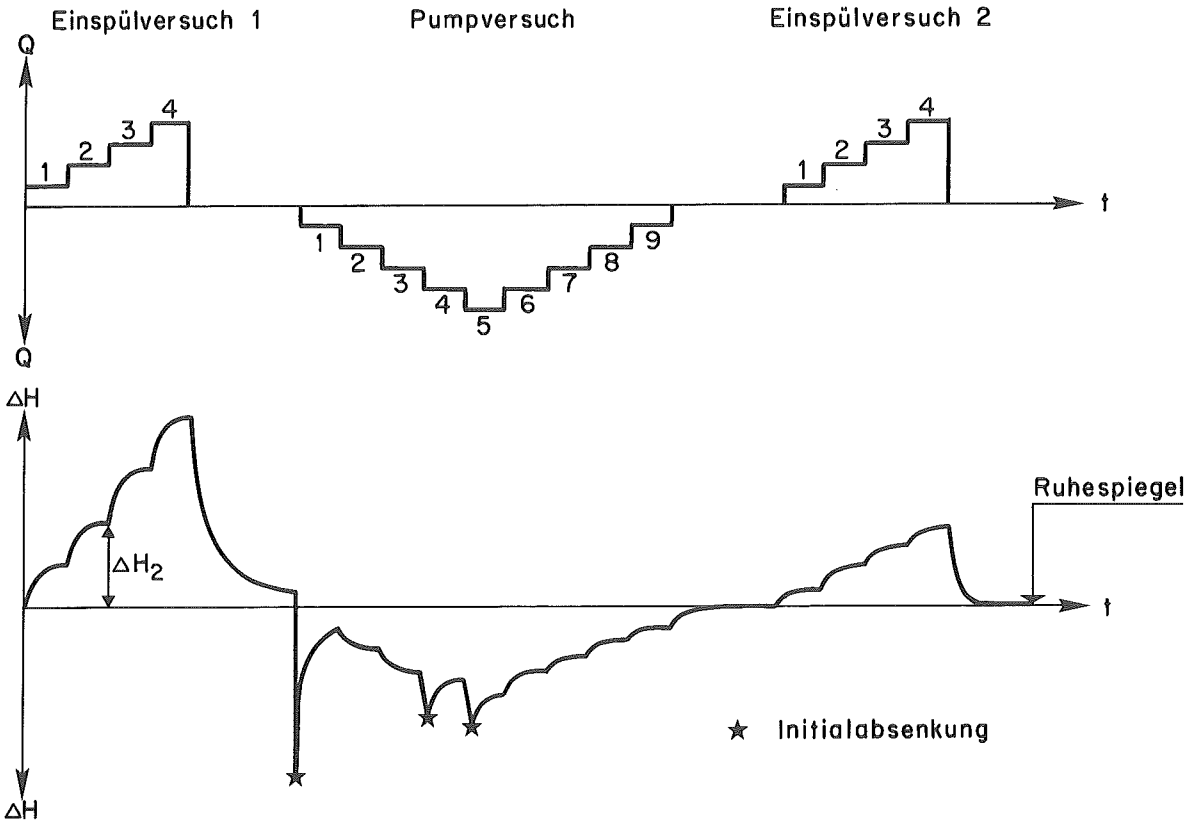
Die Bohrlänge LB beträgt in unserem Falle 13.60, die Futterrohrlänge 13.10 m. Die Länge der Vorbohrung ergibt sich damit zu τ = 0.50 m.

Bohrradius r_o: Der Bohrradius wird dem halben Durchmesser des Futterrohres gleichgesetzt: r_o = 0.25/ 2 = 0.125 m.

Die übrigen Daten im Feldprotokoll haben in Bezug auf die Ermittlung der Punkt-k-Werte, abgesehen von der Temperatur des Wassers, lediglich informativen Charakter. Sie dienten in der vorliegenden Untersuchung der detaillierten Interpretation der Versuchsergebnisse. Für die Verarbeitung und Darstellung der Versuche wurde ein Computerprogramm entwickelt (HUFSCHMIED & HOEHN,1980b).

7.1.4 Zeitlicher Ablauf der mehrstufigen Pump- und Einspülversuche

Figur 7.6 Zeitlicher Ablauf der mehrstufigen Pump- und Einspülversuche. Volumenstrom Q, Anstieg resp. Absenkung ΔH, Numerierung der Versuche



Auf jeder Tiefenstufe wurden mehrstufige Pump- und Einspülversuche gemäss dem in Figur 7.6 dargestellten schematischen zeitlichen Ablauf ausgeführt. In einem ersten Einspülversuch (ohne vorherige Entsandung des Bohrloches) wurde die Einspülmenge stufenweise gesteigert und der Anstieg des Wasserspiegels im Bohrloch beobachtet. Anschliessend folgte ein Pumpversuch, bei dem die Entnahmemenge vorerst gesteigert und anschliessend wieder reduziert wurde. Nach Abschluss des mehrstufigen Pumpversuches folgte ein zweiter Einspülversuch.

Mit dem gewählten Vorgehen wurde versucht, einerseits den Einfluss der Grösse und Richtung des Volumenstromes (Quellen- oder Senkenströmung) anderseits den Einfluss der Bohrlochentsandung zu erfassen.

Bei Pumpversuchen konnte vielfach beobachtet werden, dass sich unmittelbar nach der Steigerung des Volumenstromes hohe Absenkungen des Wasserspiegels im Bohrloch einstellten, welche sich rasch wieder zurückbildeten. Wir bezeichnen diese atypischen Absenkwerte als Initialabsenkungen. Ursache für die Initialabsenkungen sind Skin-Effekte (Dichtungshaut aus sedimentierten Feinanteilen des Bodens).

7.2 Charakteristischer Verlauf der Pump- und Einspülversuche

Die umfangreichen, mit dem Computer grafisch und tabellarisch dargestellten Versuchsdaten können hier nicht im Detail wiedergegeben werden, handelt es sich doch um gegen 2000 einzelne Versuche. Die Versuche lassen sich jedoch nach ihrem charakteristischen Versuchsverlauf generell in drei Gruppen einteilen:

(1) Versuche mit Entsandung der Vorbohrung

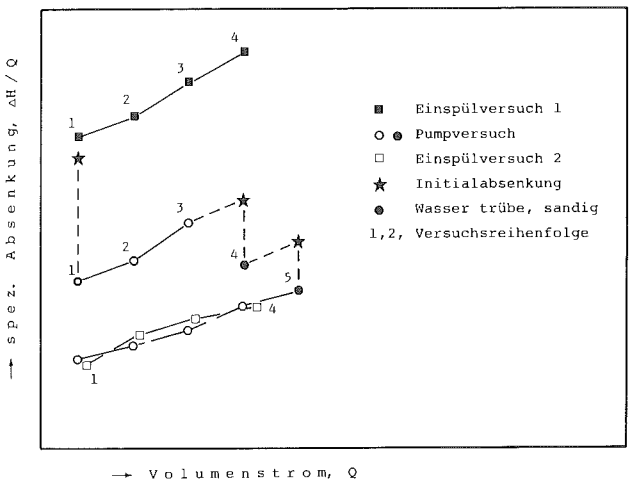
(2) Versuche mit Versturz der Vorbohrung

(3) Versuche mit Aufschwimmen der Bohrlochsohle

Aufgrund der theoretischen Ueberlegungen in Kapitel 5 und 6 war zu erwarten, dass nichtlineare Strömungsverhältnisse eine wichtige Rolle spielen werden. Für die grafische Darstellung der Versuchsergebnisse wurde deshalb in Anlehnung an Gleichung (6.16) eine Form gewählt, bei der die spezifische Absenkung resp. der spezifische Anstieg $\Delta H/Q$ als Funktion von Q aufgetragen wurde. Theoretisch ist in diesem Falle zu erwarten, dass die einzelnen Versuchswerte auf einer Geraden mit dem Ordinatenwert A und der Steigung B liegen.

7.2.1 Versuche mit Entsandung der Vorbohrung

Figur 7.7 Charakteristischer Versuchsverlauf mit Entsandung der Vorbohrung



Figur 7.7 zeigt den charakteristischen Versuchsverlauf für die Versuchsgruppe (1) mit Entsandung der Vorbohrung. Der Einspülversuch 1 zeigt die erwartete Zunahme der spezifischen Absenkung, bedingt durch die Nichtlinearität der Strömungsverhältnisse in der Umgebung der Vorbohrung.
Beim Pumpversuch ist nach einer Initialabsenkung, welche etwa dem Anstieg während der ersten Stufe von Einspülversuch 1 entspricht (gleicher Volumenstrom), eine markante Abnahme der spezifischen Absenkung zu beobachten. Ursache: Die schlecht durchlässige Filterschicht aus sedimentierten Feinanteilen auf der Bohrlochsohle ist infolge hydraulischem Grundbruch aufgebrochen.

Wird nun die Entnahmemenge gesteigert, wächst die spezifische Absenkung wieder wie erwartet an. Bei Pumpstufe 4 ist jedoch wiederum eine Reduktion der spez. Absenkung zu beobachten. Gleichzeitig ist festzustellen, dass sich das Pumpwasser

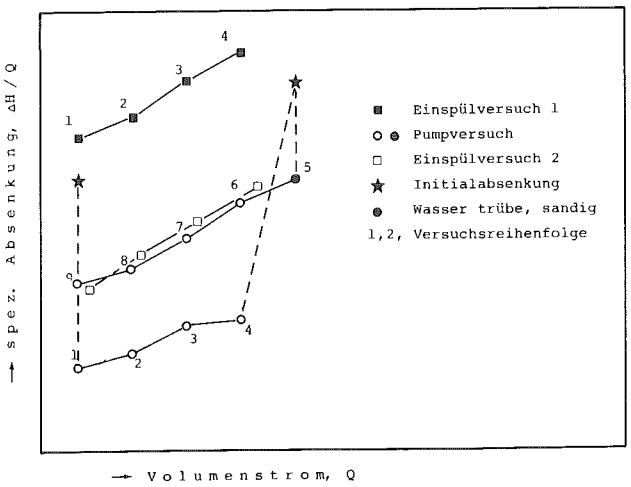
trübt und Silt sowie Komponenten des Sandes ausgeschwemmt werden. Ursache: Der Strömungsdruck, welcher mit zunehmendem Volumenstrom in der Bohrlochumgebung immer grösser wird, bewirkt eine innere Suffosion im Aquifer. Man spricht in diesem Fall von einer Entsandung der Vorbohrung. Der Vorgang verstärkt sich bei der weiteren Steigerung des Volumenstromes (Pumpstufe 5).

Reduziert man den Volumenstrom wieder, verschwindet die Erscheinung der Entsandung und die Versuchswerte folgen wiederum mehr oder weniger einer Geraden.

Die Versuchsergebnisse des zweiten Einspülversuches decken sich praktisch mit den Ergebnissen der Reduktionsphase des Pumpversuches.

7.2.2 Versuche mit Versturz der Vorbohrung

Figur 7.8 Charakteristischer Versuchsverlauf mit Versturz der Vorbohrung



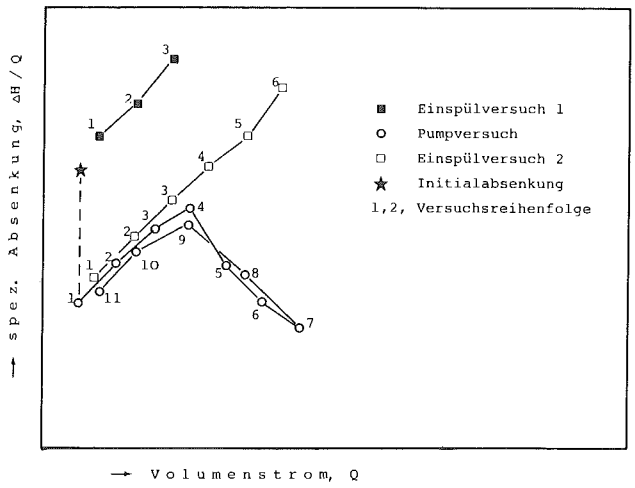
Der Versuchsverlauf in Figur 7.8 ist charakteristisch für die Vorbohrungstypen A und B, vgl. Figur 7.2.

Der Einspülversuch 1 verläuft ganz ähnlich, wie bereits in 7.2.1 beschrieben. Beim Pumpversuch zeigt sich auch hier eine Initialabsenkung und anschliessende Abnahme der spezifischen Absenkung. Zwischen den Pumpstufen 4 und 5 ist dagegen ein plötzlicher Versturz der Vorbohrung festzustellen (Kontrolliert durch den Sohlenpegel, vgl. Figur 7.4). Das Pumpwasser trübt sich und ist z.T. stark sandhaltig. Reduziert man den Volumenstrom, kann wiederum der charakteristische Verlauf mit abnehmender spezifischer Absenkung beobachtet werden.

Die Ergebnisse des zweiten Einspülversuches decken sich auch hier weitgehend mit der Reduktionsphase des Pumpversuches.

7.2.3 Versuche mit Aufschwimmen der Bohrlochsohle

Figur 7.9 Charakteristischer Versuchsverlauf mit Aufschwimmen der Bohrlochsohle



Der Versuchsverlauf in Figur 7.9 ist typisch für Vorbohrungen, welche mit Filterkies abgestützt werden (Typ C) und für kurze Vorbohrungen (Typ A).

In Abweichung vom bisher beobachteten zeigt sich beim Pumpversuch mit zunehmendem Volumenstrom wider Erwarten eine Abnahme der spez. Absenkung. Mit dem Sohlenpegel konnte in diesen Fällen festgestellt werden, dass die Bohrlochsohle sich mehr und mehr aufweichte (Einsinken des Pegels) und die Bodenkörner in Bewegung geraten. Ursache: hydraulischer Grundbruch in der Filterschüttung resp. im Bereich der verstürzten Vorbohrung.

Der Einspülversuch 2, bei dem der Strömungsdruck gegen den anstehenden Boden gerichtet ist, zeigt die beim Pumpversuch beobachtete Erscheinung nicht.

7.3 Charakteristischer Verlauf der Bohrlochversuche in den Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung

Der Verlauf der Bohrlochversuche in den Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung stimmt mit den Ergebnissen der Versuche in den Kernbohrungen weitgehend überein. Sowohl die Entsandung der Vorbohrung als auch deren Versturz und das Aufschwimmen der Bohrlochsohle konnten immer wieder beobachtet werden.

Ein wesentlicher Unterschied zu den Kernbohrungen besteht darin, dass zwischen dem ersten und dem zweiten Einspülversuch in der Regel kein bedeutender Unterschied in den spezifischen Absenkungen festzustellen war. Die Uebereinstimmung der Ergebnisse von Pump- und Einspülversuchen ist bei den Klarspülbohrungen zudem meist besser als bei den Kernbohrungen. Vermutliche Ursache: der Einfluss der Spülung.

7.4 Ermittlung der massgebenden Länge der Vorbohrung

In Kapitel 4 wurde gezeigt, dass sich entlang der Verrohrung aussen am Futterrohr bei Kernbohrungen und Klarspülbohrungen eine Umspülzone mit erhöhter Durchlässigkeit bildet. Die Umspülzone, auch als Umspülgalerie bezeichnet, hat zur Folge, dass sich die mitwirkende Länge der Vorbohrung entlang der Verrohrungsaussenseite nach oben ausdehnt.

TRUEB,1981 schlägt vor, diesen Effekt durch Einführung einer massgebenden Länge τ^* der Vorbohrung zu berücksichtigen und gleichzeitig das Modell zylinderförmiger Aequipotentialflächen zu verwenden. Mit der Definition

$$\tau^* \equiv \alpha \tau \tag{7.4}$$

berechnet sich der Anströmfaktor C nach (6.11) neu zu

$$C^* = \frac{2 \pi \alpha \tau}{\ln R/r_o} \tag{7.5}$$

Obwohl theoretische Modelle für die Berechnung der α-Werte aufgestellt werden können, scheitert die konkrete Berechnung an mangelnden Kenntnissen über die Geometrie und Durchlässigkeit der Umspülzone.

Eine Möglichkeit für die Abschätzung des α-Wertes besteht darin, den Mittelwert (arithmetisches Mittel) der Punkt-k-Werte am Profil-k-Wert zu eichen. Bezeichnet man den mit (7.5) berechneten Punkt-k-Wert mit $k^*_.$

$$k^*_. = \frac{1}{A\ C^*} \tag{7.6}$$

und den am Profil-k-Wert k_p geeichten Mittelwert mit

$$\bar{k}^*_. = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} k^*_{.i} \equiv k_p \tag{7.7}$$

kann α berechnet werden aus

$$\alpha = \tau^*/\tau = \bar{k}_./\bar{k}^*_. = \bar{k}_./k_p \tag{7.8}$$

Der Profil-k-Wert ergibt sich dabei aus Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen, wie sie im Abschnitt III beschrieben sind.

Tabelle 7.1 zeigt einen Vergleich der mittleren Punkt-k-Werte und der Profil-k-Werte für die ächt Rotationskernbohrungen und vier Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung. Bei den Kernbohrungen liegen die α-Werte zwischen 1.84 und 3.45, bei den Klarspülbohrungen dagegen deutlich höher, nämlich zwischen 5.85 und 6.78. Die massgebende Länge der Vorbohrung ist demnach bei den Kernbohrungen im Durchschnitt 2.6 mal grösser als die tatsächlich vorgebohrte Strecke, bei den

Tabelle 7.1 Profil-k-Werte k_p, ungeeichte Punkt-k-Werte $\bar{k}.$ und α-Werte für die acht Rotationskernbohrungen und vier Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung im Testareal Aefligen. Ergebnisse der Pumpversuche bei einer Länge der Vorbohrung τ = 0.50 m

	Bohrung Nr.	k_p	$\bar{k}.$	α
Kernbohrungen	01	7.4	13.6	1.84
	05	6.4	22.1	3.45
	07	6.9	15.8	2.29
	09	4.3	14.4	3.35
	13	3.2	9.4	2.94
	15	2.1	6.8	3.24
	17	6.9	13.8	2.00
	19	9.8	18.2	1.86
Klarspül-bohrungen	08	5.4	36.6	6.78
	14	5.0	39.3	7.86
	16	6.8	44.9	6.60
	18	9.9	57.9	5.85

Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung sogar im Durchschnitt 6.8 mal grösser.

Dieser Vergleich zeigt den massgebenden Einfluss des Bohrverfahrens bei der Ermittlung von Punkt-k-Werten.

7.5 Schlussfolgerungen und Vorschläge für die praktische Durchführung von Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch

Die umfangreichen vergleichenden Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch, welche hier aus Platzgründen nicht alle im Detail dargestellt werden konnten, lassen folgende praktische Schlussfolgerungen zu:

(1) Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch sind in hohem Masse vom Bohrverfahren und zusätzlich von der individuellen Methodik des Bohrmeisters abhängig. Punkt-k-Werte aus Klarspülbohrungen sind 2 bis 4 mal grösser als diejenigen in den benachbarten Kernbohrungen. Ursache dafür ist die sog. Umspülzone (Umspülgalerie) aussen am Futterrohr, welche bei Spülbohrungen wesentlich ausgeprägter ist als bei Kernbohrungen.

(2) Bei Kernbohrungen lassen sich zuverlässige Durchlässigkeitswerte nur mit Pumpversuchen ermitteln. Einspülversuche ergeben in der Regel zu kleine Werte. Steig- und Sinkversuche sind bei den hohen Durchlässigkeiten der Schotter versuchstechnisch schwierig auszuführen. Bei Klarspülbohrungen ergeben Einspülversuche ähnliche Resultate wie die Pumpversuche. Allerdings muss streng darauf geachtet werden, dass mit dem Einspülwasser keine Luft oder Feinanteile des Bodens in das Bohrloch eingetragen werden.

(3) Die traditionelle, nicht abgestützte Vorbohrung (Typ A und B) ist anfällig auf Verstürzen. Gelingt es nicht, die Vorbohrung auf mindestens einem Viertel der Vorbohrlänge unter das Futterrohr von verstürztem Bodenmaterial freizuhalten, ist die Interpretation des Versuches schwierig. Vorbohrungen mit einer Länge von ca 0.5 m haben sich als zweckmässig erwiesen. Es empfiehlt sich, einen Filterkorb (Vorbohrung Typ D) einzusetzen, wenn dies technisch möglich ist. Nur so kann das Verstürzen der Vorbohrung verhindert werden, was allein klar definierte Bedingungen für das Zuströmen des Wassers am inneren Rand des Strömungsfeldes schafft.

(4) Die Pumpmengen sind so zu wählen, dass Absenkungen im Futterrohr zwischen 5 und 30 cm entstehen. Bei Durchlässigkeiten über ca 2 10^{-3} m/s treten damit jedoch zwangsläufig turbulente Strömungsverhältnisse in der Umgebung des Bohrloches auf. Die Auswertungen haben sich deshalb auf den Ansatz von FORCHHEIMER,1901 für turbulente Strömungsverhältnisse abzustützen.

(4) Auch bei einer sachgemässen Versuchsdurchführung und -auswertung sind Punkt-k-Werte lediglich Relativwerte und bedürfen der Eichung am Profil-k-Wert.

Praktische Durchführung der Versuche

Angaben über die praktische Durchführung der Versuche sind aus der Figur 7.10 ersichtlich.

In erster Linie sollen Pumpversuche angewendet werden. Einspülversuche sind allenfalls möglich bei Klarspülbohrungen.

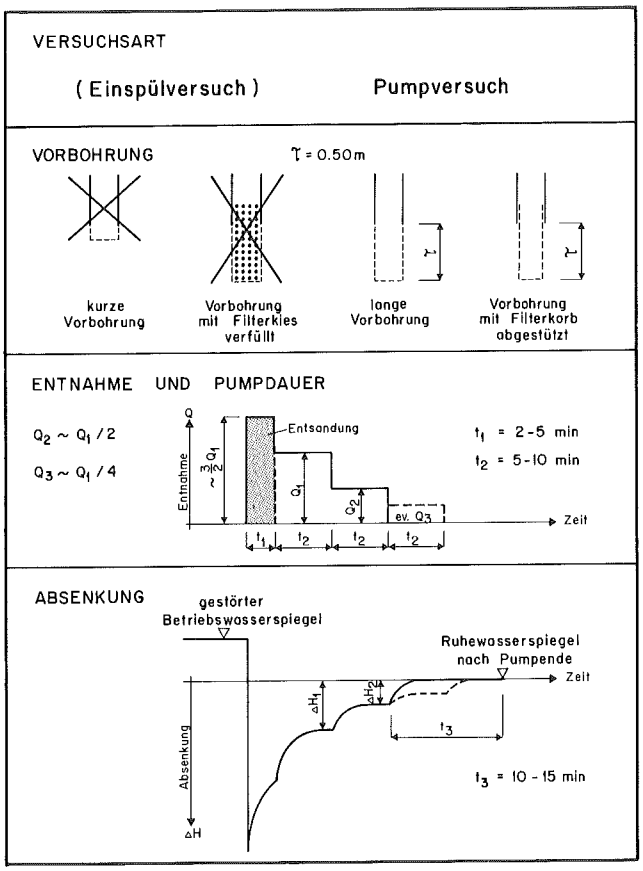
Die Vorbohrung ist wenn immer möglich mit einem Filterkorb abzustützen. Wenn lediglich eine Abschätzung der Durchlässigkeit (Zehnerpotenz) vorgenommen werden soll, sind auch lange, nicht abgestützte Vorbohrungen brauchbar.

Die Entnahme soll stufenweise,mit schrittweiser Reduktion des Volumenstromes erfolgen. Vor Beginn des eigentlichen Versuches muss das Bohrloch während zwei bis fünf Minuten entsandet werden.

Bei Durchlässigkeiten unter ca 2 10^{-3} m/s sind mindestens zwei, darüber mindestens drei Pumpstufen zu empfehlen.

Der Ruhewasserspiegel darf erst nach Abschluss des Pumpversuches bestimmt werden. Vor dem Pumpversuch liegt vielfach ein gestörter Betriebswasserspiegel vor. Wasserspiegelmessungen nach längeren Arbeitsunterbrüchen, z.B. vor Arbeitsbeginn am Morgen, sind ebenfalls ungeeignet für die Ermittlung des Ruhewasserspiegels.

Figur 7.10 Vorgeschlagene Versuchsmethodik für die Ermittlung von Punkt-k-Werten in grobkörnigen Lockergesteinen



ABSCHNITT III: KLEINPUMPVERSUCHE IM FILTERROHR: PROFIL- UND BEREICHS-K-WERTE

Kapitel 8: METHODIK UND THEORETISCHE GRUNDLAGEN DER KLEINPUMPVERSUCHE

8.1 Zu den Begriffen Kleinpumpversuch, Profil- und Bereichs-k-Wert

Als Kleinpumpversuche bezeichnet man nach TRUEB,1962 und WERNER,1974 Pumpversuche, bei denen Wasserspiegelbeobachtungen nur an der Pumpstelle selbst zur Verfügung stehen - ein Messstellennetz für die Beobachtung des Grundwasserspiegels in der Brunnenumgebung, wie das bei Grosspumpversuchen üblich ist, vgl. Abschnitt IV, fehlt.

Kleinpumpversuche werden häufig in verfilterten Aufschlussbohrungen durchgeführt, wobei in der Regel die Filterdurchmesser bei 100 bis 150 mm, die Bohrdurchmesser bei 130 bis 290 mm und die Fördermengen in der Grössenordnung von 1 bis 5 l/s liegen. Ausser in Aufschlussbohrungen können Kleinpumpversuche selbstverständlich auch in Vertikalfilterbrunnen ausgeführt werden; die Filter- und Bohrdurchmesser sowie z.T. auch die Fördermengen liegen dann jedoch meist höher.

Während Grosspumpversuche, bedingt durch die kostspieligen Installationen, Messungen und Auswertungen,in der Regel auf wenige Schlüsselbereiche wie Fassungsgebiete, wichtige Durchflussprofile usw. beschränkt bleiben, können Kleinpumpversuche im Rahmen der Grundwassererkundung den Grundwasserleiter räumlich viel besser abdecken. Mit Kleinpumpversuchen erhält man deshalb einen wesentlich detaillierteren Einblick in die vertikale und horizontale Verteilung der Durchlässigkeit im Aquifer.

Die grosse praktische Bedeutung der Kleinpumpversuche zeigen die Ergebnisse einer Umfrage bei Bohrfirmen, Büros die sich mit hydrogeologischen Untersuchungen beschäftigen, grösseren Wasserversorgungen und Gewässerschutzämtern (HUFSCHMIED, 1978): Von 1972 bis 1976 wurden in der Schweiz im Rahmen der Grundwassererkundung für die Trink- und Brauchwasserversorgung in Lockergesteins-Grundwasserleitern über 1000 Kleinpumpversuche in Aufschlussbohrungen ausgeführt.

Profil-k-Wert

Unter einem Profil-k-Wert verstehen wir die mittlere horizontale Durchlässigkeit des Aquifers in der Umgebung einer Aufschlussbohrung oder eines Vertikalfilterbrunnens mit der Grundwassermächtigkeit H.

$$k_p \equiv \frac{1}{H} \int_H k_h \, dz \qquad (8.1)$$

Bereichs-k-Wert

Unter einem Bereichs-k-Wert verstehen wir dagegen die mittlere horizontale Durchlässigkeit eines beliebigen vertikalen Abschnittes (Schicht) des Aquifers zwischen den Höhenkoten z_j und z_{j-1}.

$$k_{Bj} \equiv \frac{1}{z_j - z_{j-1}} \int_{z_{j-1}}^{z_j} k_h \, dz \qquad (8.2)$$

Denkt man sich das Aquifer-Profil vertikal aus insgesamt m Schichten mit unterschiedlichen Bereichs-k-Werten zusammengesetzt, kann der Profil-k-Wert auch aus den Bereichs-k-Werten bestimmt werden

$$k_p = \frac{1}{z_m - z_o} \sum_{j=1}^{m} k_{Bj} \, (z_j - z_{j-1}) \qquad (8.3)$$

8.2 Die Brunnenströmung im homogenen, isotropen und anisotropen Aquifer

Als Brunnenströmung bezeichnet man die rotationssymmetrische Sonderform der in Zylinderkoordinaten geschriebenen Grundgleichung der gesättigten Filterströmung.

$$k_h \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + k_h \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} + k_v \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = S_o \frac{\partial h}{\partial t} \qquad (8.4)$$

Darin bedeutet h die Standrohrspiegelhöhe, r der Abstand von der Brunnenachse, z die Höhenlage, k_h die Durchlässigkeit in radialer (horizontaler) Richtung, k_v diejenige in Richtung der (vertikalen) z-Achse, S_o der spezifische Speicherkoeffizient und t die Zeit.

Für die partielle DG (8.4) kann keine allgemein gültige analytische Lösung angegeben werden, wohl aber sind verschiedene Lösungen für spezielle Randbedingungen und Anisotropieverhältnisse bekannt.

Natürliche Grundwasserleiter sind meist anisotrop, wobei die horizontale Durchlässigkeit in der Regel um ein Mehrfaches grösser ist, als die vertikale. Der genaue Wert des Anisotropiefaktors

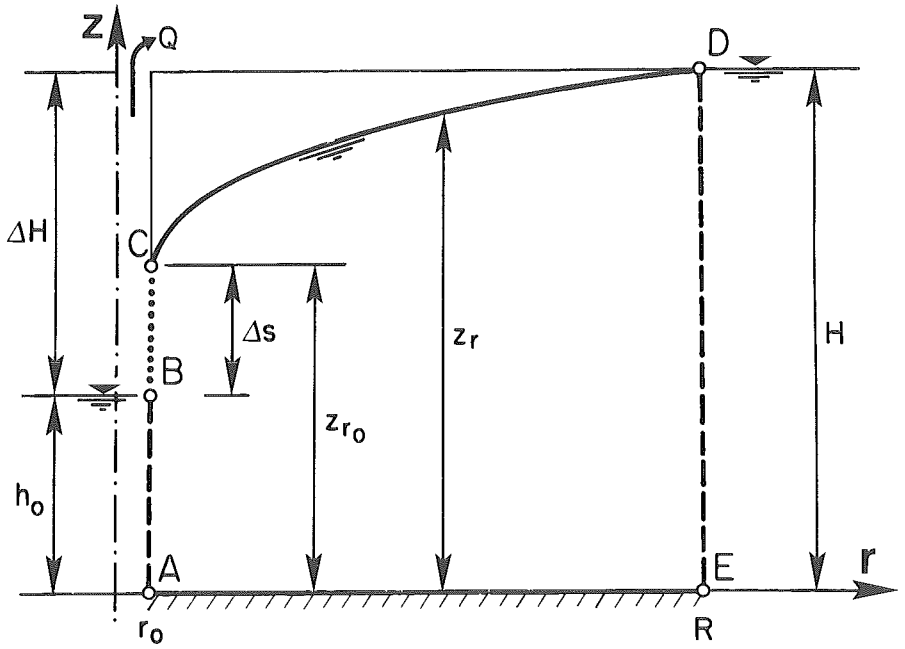
$$\kappa = \sqrt{k_h / k_v} \qquad (8.5)$$

ist jedoch meist unbekannt. Im Hinblick auf die Ermittlung von Profil- und Bereichs-k-Werten mit Kleinpumpversuchen stellt sich deshalb die wichtige Frage, ob die Zuströmung zum Brunnen vom Anisotropiefaktor abhängig ist. Diesen wichtigen Punkt wollen wir vorerst am Beispiel der stationären Brunnenströmung untersuchen.

8.2.1 Die stationäre Brunnenströmung

Als stationär bezeichnet man die Brunnenströmung, wenn die rechte Seite der Gleichung (8.4) verschwindet. Ob der Ausdruck $S_0 \, d\,h/d\,t$ vernachlässigt werden kann, hängt hauptsächlich von den hydraulischen Bedingungen am Rand des Strömungsfeldes (Randbedingungen) ab.

Figur 8.1 Der vollkommene Vertikalbrunnen in einem homogenen Aquifer mit freier Spiegelfläche. Definitionen und Randbedingungen



Figur 8.1 zeigt das Strömungsfeld der Brunnenströmung innerhalb des Linienzuges A bis E. Die entsprechenden Randbedingungen lauten:

(1) Die Strecke A - B ist eine Potentiallinie mit dem Potential (Standrohrspiegelhöhe) $h = h_0$

(2) Die Strecke B - C ist eine Sickerstrecke (Hangquelle) mit dem Potential $h = z$

(3) Die Strecke C - D ist der freie Wasserspiegel mit dem Potential $h = z_r$ und gleichzeitig eine Stromlinie

(4) Die Strecke D - E ist eine Potentiallinie mit dem Potential $h = H$

(5) Die Strecke E - A ist eine Stromlinie (Grundwasserstauer)

Die Brunnenströmung nach Dupuit ($k_v \gg k_h$)

Die wohl bekannteste Lösung der stationären Grundgleichung der Brunnenströmung ist diejenige von DUPUIT,1863. Sie wird auch als Brunnengleichung nach DUPUIT-THIEM oder als Brunnenergiebigkeitsformel nach DUPUIT-FORCHHEIMER bezeichnet, vgl. BEAR,1979.

Dupuit vereinfachte die Grundgleichung der stationären Brunnenströmung durch folgende Annahmen, vgl. BUSCH & LUCKNER,1972:

(1) Die Potentiallinien h = const sind parallel zur z-Achse, was gleichbedeutend ist mit der Annahme (a) $v_z = 0$, wenn $k_v \neq 0$ oder (b) $k_v \to \infty$, wenn $v_z \neq 0$

(2) Die horizontale Geschwindigkeit v_r ist über die ganze Grundwassermächtigkeit konstant, d.h. $d\,v_r/d\,z = 0$ und $d\,h/d\,r = d\,z_r/d\,r$

(3) Die horizontale Geschwindigkeit ist dem Gefälle der freien Oberfläche z_r proportional $v_r = - k_h\, d\,h/d\,r = - k_h\, d\,z_r/d\,r$.

Im brunnennahen Bereich ist, insbesondere bei grossen Absenkungen des Brunnenwasserspiegels,die Annahme (1 a) $v_z = 0$ nicht mehr erfüllt. An ihre Stelle tritt die Annahme (1 b) $k_v \to \infty$, was gleichbedeutend ist mit $k_v \gg k_h$.

Mit den Dupuit-Annahmen vereinfacht sich (8.4) zu einer leicht integrierbaren linearen Kontinuitätsgleichung

$$Q = - 2\,\pi\, r\, h\, v_r = 2\,\pi\, r\, k_h\, d\,h/d\,r \tag{8.6}$$

mit der Lösung

$$H^2 - h_o^2 = \frac{Q}{\pi k_h} \ln R/r_o \tag{8.7}$$

Berücksichtigt man, dass im homogenen Aquifer $k_p = k_h$ ist (8.1), folgt aus obiger Gleichung die gesuchte Beziehung für den Profil-k-Wert

$$k_p = \frac{Q \ln R/r_o}{\pi\,(H^2 - h_o^2)} \tag{8.8}$$

Mit $Hm = (H + h_o)/2$ und $\Delta H = H - h_o$ kann man (8.8) auch wie folgt schreiben:

$$k_p = \frac{Q \ln R/r_o}{2\,\pi\,\Delta H\, Hm} \tag{8.9}$$

Die Brunnenströmung im isotropen Aquifer ($k_h = k_v$)

Im isotropen Aquifer bedingt die Vertikalströmung im brunnennahen Bereich ($v_z \neq 0$) einen vertikalen hydraulischen Gradienten ($dh/dz \neq 0$). Die freie Oberfläche muss daher höher liegen als die Absenkkurve nach Dupuit. Aus demselben Grunde bildet sich über dem Brunnenwasserspiegel eine Sickerfläche. EHRENBERGER,1928, BOULTON,1951, NAHRGANG,1954, HALL,1955 und andere haben sich mit dem Verlauf der freien Oberfläche und der Grösse der Sickerstrecke befasst. Die Sickerstrecke ist klein, wenn die Brunnenabsenkung ΔH klein ist. Mit zunehmender Absenkung wächst die Sickerstrecke an und erreicht ein Maximum, wenn der Brunnenwasserspiegel vollständig abgesenkt wird.

EHRENBERGER,1928 hat auf experimentellem Wege gezeigt, dass für die Sickerstrecke des von ihm untersuchten Modellbrunnens gilt

$$\Delta s = \frac{\Delta H^2}{2\,H} \tag{8.10}$$

Eine allgemeiner gültige Beziehung fand BOULTON,1951 mit Hilfe umfangreicher numerischer Berechnungen

$$\Delta s = \Delta H - \frac{3.75\,Q}{2\,\pi\,k_h\,H} \tag{8.11}$$

Weitere Formeln für die Sickerstrecke geben SCHNEEBELI,1966 und BUSCH & LUCKNER, 1972.

Es stellt sich nun die Frage, ob der Verlauf der freien Oberfläche resp. die Grösse der Sickerstrecke einen Einfluss hat auf die Brunnenergiebigkeit. NAHRGANG,1954, SCHNEEBELI,1966, BUSCH & LUCKNER,1972 und BEAR,1979 zeigen, dass dies nicht der Fall ist. Die Ergiebigkeitsformel nach Dupuit (8.7) ist keine Näherungslösung für die Brunnenergiebigkeit, sie gibt auch im Falle des homogenen, isotropen Aquifers den exakten Zusammenhang zwischen der Fördermenge Q und dem Brunnenwasserstand h_0. Dies bedeutet, dass bei der Berechnung des Profil-k-Wertes mit der Brunnengleichung nach Dupuit (8.8) keine Hangquellenkorrektur notwendig ist.

Die Brunnenströmung im anisotropen Aquifer mit $k_h \gg k_v$

In einem anisotropen Aquifer, dessen horizontale Durchlässigkeit wesentlich grösser ist als die vertikale, verläuft die Strömung weitgehend horizontal. Auch wenn ein vertikaler hydraulischer Gradient auftritt ($dh/dz \neq 0$) ist $v_z = 0$. Der freie Wasserspiegel muss damit ebenfalls horizontal verlaufen und es gilt

$$z_r = H \tag{8.12}$$

Verläuft der freie Wasserspiegel aber horizontal, wird die Hangquelle gleich gross wie die Brunnenabsenkung

$$\Delta s = \Delta H \tag{8.13}$$

Die Brunnenergiebigkeit berechnet sich allgemein zu

$$Q = \int_0^{z_r} q_r \, dz \tag{8.14}$$

mit

$$q_r = 2 \pi r k_h \, dh/dr \tag{8.15}$$

Da keine Vertikalströmung stattfindet ($v_z = 0$), ist q_r unabhängig von r ($dq_r/dr = 0$). An Stelle von (8.15) können wir deshalb auch schreiben

$$q_r = \frac{2 \pi k_h (H - \varphi_o)}{\ln R/r_o} \tag{8.16}$$

mit

$$\varphi_o = \begin{cases} h_o & (\text{für } 0 \leqq z < h_o) \\ z & (\text{für } h_o \leqq z \leqq z_r) \end{cases} \tag{8.17}$$

Gleichung (8.17) bringt zum Ausdruck, dass für die Zuströmung auf der Strecke A - B, vgl. Figur 8.1 das Potential h_o und auf der Strecke B - C (Sickerstrecke) das Potential z als Randbedingung am Brunnen einzusetzen ist.

(8.16) unter Berücksichtigung von (8.17) in (8.14) eingesetzt, führt auf

$$Q = \int_0^{h_o} \frac{2 \pi k_h (H - h_o)}{\ln R/r_o} \, dz + \int_{h_o}^{H} \frac{2 \pi k_h (H - z)}{\ln R/r_o} \, dz$$

mit der Lösung

$$H^2 - h_o^2 = \frac{Q}{\pi k_h} \ln R/r_o \tag{8.18}$$

Wie ein Vergleich mit (8.7) zeigt, entspricht die gefundene Lösung für $k_h \gg k_v$ ebenfalls exakt derjenigen von Dupuit.

Für Kleinpumpversuche gelten unter Voraussetzung der Modellansätze gemäss Figur 8.1 für die drei betrachteten Fälle folgende Schlussfolgerungen:

(1) Bei stationärer Zuströmung zu einem vollkommenen Brunnen in einem homogenen Aquifer ist die Brunnenergiebigkeit unabhängig vom Anisotropiefaktor und damit unbeeinflusst von der Lage der freien Oberfläche und der Grösse der Sickerstrecke.

(2) Für die Berechnung der horizontalen Durchlässigkeit in der Umgebung des Brunnens gilt bei stationärer Zuströmung auch in einem anisotropen Aquifer exakt die nach k_p aufgelöste Brunnengleichung (8.8) von DUPUIT,1863.

Die Zuströmverteilung über das vertikale Profil

Wie wir noch sehen werden, beruht die in dieser Arbeit entwickelte Methode zur Ermittlung der Bereichs-k-Werte im inhomogenen, horizontal geschichteten Aquifer auf der Zuströmverteilung über das vertikale Profil des Aquifers, gemessen am Brunnenradius. Als Zuströmung am Brunnen bezeichnen wir die pro Längeneinheit in Richtung der z-Achse radial zuströmende Wassermenge

$$q_{ro} \equiv - 2 \pi r_o \, v_r \big|_{r_o} = 2 \pi r_o \, k_h \, \frac{dh}{dr}\Big|_{r_o} \qquad (8.19)$$

Darin bedeutet $v_r|_{r_o}$ die Filtergeschwindigkeit und $dh/dr|_{r_o}$ der hydraulische Gradient am Brunnenradius. Wenn es gelingt, eine Beziehung zu finden für den hydraulischen Gradienten am Brunnen, kann Gleichung (8.19) für die Ermittlung der horizontalen Durchlässigkeit verwendet werden

$$k_h = \frac{q_{ro}}{2 \pi r_o \, dh/dr\big|_{r_o}} \qquad (8.20)$$

Die Gleichungen (8.19) und (8.20) sind allgemeingültig, d.h., sie gelten auch in einem inhomogenen Aquifer sowie bei instationärer Zuströmung zum Brunnen.

Setzen wir (8.20) in (8.2) ein, folgt demnach eine allgemeingültige Beziehung für den Bereichs-k-Wert in einem inhomogenen (horizontal geschichteten), anisotropen Aquifer

$$k_{Bj} = \frac{1}{z_j - z_{j-1}} \int_{z_{j-1}}^{z_j} \frac{q_{ro}}{2 \pi r_o \, dh/dr\big|_{r_o}} \, dz \qquad (8.21)$$

Analog zur Brunnenergiebigkeit stellt sich hier die Frage, ob sich die Anisotropie auf die Zuströmverteilung am Brunnen auswirkt.

Figur 8.2 zeigt einen Vergleich der Zuströmverteilung sowie der Potential- und Stromlinien für die drei untersuchten Modelle der stationären Brunnenströmung im homogenen Aquifer. Das Beispiel entspricht dem von NAHRGANG,1954 mit Hilfe der Potentialtheorie untersuchten vollkommenen Brunnen. Die geometrischen Abmessungen lauten: H =0.4 L, R = 0.95 L, r_o = 0.035 L (L = Längeneinheit).

Die Verhältnisse sind dargestellt für zwei unterschiedliche Brunnenwasserspiegel. Im ersten Fall beträgt das Potential h_o = 0.6 H, im zweiten Fall ist der Brunnenwasserspiegel vollständig abgesenkt, d.h. h_o = 0.

Modell 1 (κ = 0) zeigt die Brunnenströmung mit den Dupuit-Annahmen, d.h. für $k_h \ll k_v$. Die Potentiallinien verlaufen parallel zur z-Achse; die Stromlinien schneiden die Potentiallinien wegen der Anisotropie schiefwinklig. Die Zuströmverteilung ist über das vertikale Profil zwischen dem Brunnenwasserspiegel und der Sohle des Brunnens konstant. Bei vollständiger Absenkung des Brunnenwasserspiegels strebt q_r theoretisch gegen Unendlich. Mit Gleichung (8.19) und $q_r = Q/h_o$ kann man leicht zeigen, dass für den hydraulischen Gradienten am Brunnen gilt

$$\left.\frac{dh}{dr}\right|_{r_o} = \frac{H^2 - h_o^2}{2\, h_o\, r_o\, \ln R/r_o} \qquad (8.22)$$

Modell 2 (κ = 1) zeigt die Brunnenströmung im isotropen Aquifer mit $k_h = k_v$ nach NAHRGANG,1954. Potential- und Stromlinien bilden ein orthogonales Netz. Die Zuströmverteilung ist über das vertikale Profil nicht konstant. Sie nimmt zwischen dem Einmündungspunkt der freien Oberfläche (Punkt C in Figur 8.1) und dem Brunnenwasserspiegel in der Art einer Glockenkurve zu und erreicht auf der Höhe des Brunnenwasserspiegels ein Maximum. Darunter nimmt q_r im Fall 1 rasch wieder ab und bleibt bis zum Fusspunkt nahezu konstant. Wie (8.19) zeigt, ist der hydraulische Gradient am Brunnen proportional zur Zuströmung q_{ro}. Die Zuströmungsverteilung in Figur 8.1 entspricht demnach ebenfalls der Verteilung des hydraulischen Gradienten am Brunnen. Dieser ist im Gegensatz zu Modell 1 über die Vertikale nicht konstant.

Modell 3 ($\kappa \to \infty$) zeigt die Brunnenströmung im anisotropen Aquifer mit $k_h \gg k_v$. Potential- und Stromlinien verlaufen unterhalb des Brunnenwasserspiegels rechtwinklig zueinander, über dem Brunnenwasserspiegel dagegen schiefwinklig. Der Aquifer verhält sich unterhalb des Brunnenwasserspiegels wie ein gespannter Leiter, darüber wie ein Leiter mit horizontaler Aussickerung. Für den hydraulischen Gradienten am Brunnen folgt aus (8.16, 8.17 und 8.19)

$$\left.\frac{dh}{dr}\right|_{r_o} = \frac{H - \varphi_o}{r_o\, \ln R/r_o} \qquad (8.23)$$

Vergleicht man die Zuströmverteilungen und hydraulischen Gradienten am Brunnen bei den drei untersuchten Modellen mit unterschiedlichen Anisotropiefaktoren, lassen sich folgende Schlussfolgerungen ableiten:

(1) Im Gegensatz zur Brunnenergiebigkeit sind die Zuströmverteilung und der hydraulische Gradient am Brunnen von der Anisotropie des Aquifers abhängig. Diese Abhängigkeit ist um so grösser, je mehr der Brunnenwasserspiegel abgesenkt wird.

(2) Der Einfluss des Anisotropiefaktors verschwindet, wenn die Absenkung des Brunnenwasserspiegel gegen Null strebt. In diesem Falle ergibt sich unabhängig von der Anisotropie eine konstante Zuströmung über das vertikale Profil und Gleichung (8.22) für den hydraulischen Gradienten am Brunnen geht über in Gleichung (8.23).

Fehlerabschätzung für den Einfluss der Anisotropie

Der Fehler an der Durchlässigkeitsberechnung infolge des unbekannten Anisotropiefaktors kann mit den beiden Grenzfällen (Modell 1 mit $\kappa = 0$ und Modell 2 mit $\kappa \to \infty$) abgeschätzt werden. Wir setzen dazu Gleichung (8.22) resp. (8.23) in (8.20) ein und berechnen den Fehler an der horizontalen Durchlässigkeit für eine gegebene Zuströmung q_{ro} unterhalb des Brunnenwasserspiegels

$$\varphi = \frac{k_{h(\kappa \to \infty)}}{k_{h(\kappa = 0)}} - 1 = \frac{\Delta H}{2 h_o} \qquad (8.24)$$

Obige Gleichung gibt ein sehr einfaches Hilfsmittel, um die zulässige maximale Absenkung des Brunnenwasserspiegels zu berechnen, wenn der maximale Fehler aus der Unsicherheit in der Anisotropie einen bestimmten Wert nicht überschreiten soll.

$$\Delta H_{max} = 2 h_o \varphi_{max} = 2 H \frac{\varphi_{max}}{1 + 2 \varphi_{max}} \qquad (8.25)$$

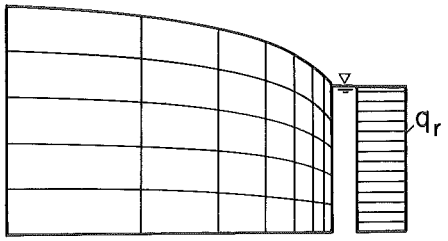
Nimmt man den maximal zulässigen Fehler an der Durchlässigkeit z.B. mit 1 % an, ergibt sich bei einer Grundwassermächtigkeit H von 20 Meter eine zulässige maximale Brunnenabsenkung von 39 cm.

Im Testgebiet Emmental liegen die nach (8.24) ermittelten maximalen Fehler aus dem Einfluss der Anisotropie bei allen Kleinpumpversuchen in über 30 Aufschlussbohrungen unter 1.1 %.

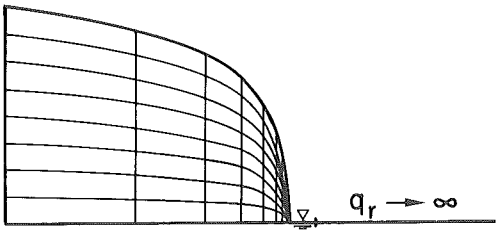
Figur 8.2 Vergleich von drei Strömungsmodellen mit unterschiedlichem Anisotropiefaktor κ bei zwei verschiedenen Brunnenwasserständen h_o. Strömungsnetz mit Potential- und Stromlinien sowie Zuströmung q_r am Brunnen

Modell 1: $k_h \ll k_v$ ($\kappa = 0$)

$h_o = 0.6\ H$

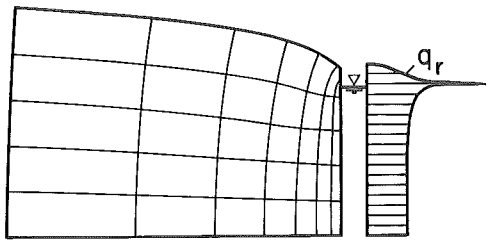


$h_o = 0$

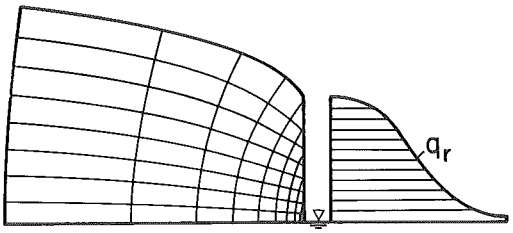


Modell 2: $k_h = k_v$ ($\kappa = 1$)

$h_o = 0.6\ H$

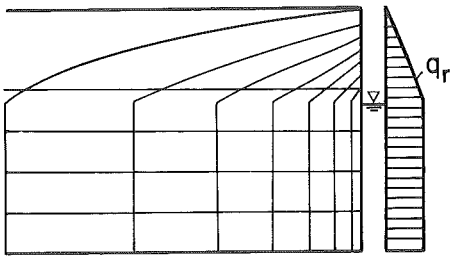


$h_o = 0$

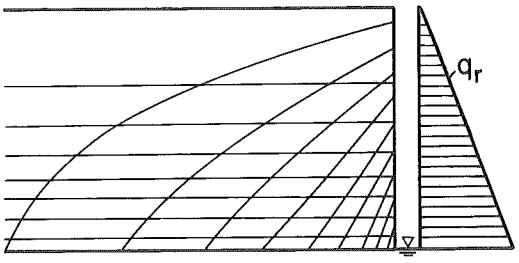


Modell 3: $k_h \gg k_v$ ($\kappa \to \infty$)

$h_o = 0.6\ H$



$h_o = 0$



8.2.2 Das Problem der Reichweite im stationären Strömungsfall

In den bisher erläuterten Gleichungen für die Ermittlung der Profil- und Bereichs-k-Werte im homogenen Aquifer (8.8, 8.21, 8.22, 8.23) spielt die Reichweite R eine Rolle.

Lange Zeit war es üblich, der Auswertung von Kleinpumpversuchen die Reichweite nach Sichardt zugrunde zu legen (vgl. KYRIELEIS & SICHARDT,1930; TRUEB,1962)

$$R = 3000 \; \Delta H \; \sqrt{k_p} \qquad (8.26)$$

In obiger, nicht dimensionsechter empirischer Gleichung ist ΔH in m, k_p in m/s einzusetzen und man erhält die Reichweite in Meter. Dass die Reichweitenformel nach Sichardt, insbesondere bei kleinen Brunnenabsenkungen, zu falschen Ergebnissen führt, hat TRUEB,1973 gezeigt: Im Vergleich mit der instationären Brunnenströmung nach Theis - Jacob (vgl. Abschnitt 8.2.3) ergeben sich durch die Verwendung der Reichweitenformel nach Sichardt zu kleine Profil-k-Werte. Diese sind z.B. bei einer Brunnenabsenkung ΔH von 5 mm und einer Grundwassermächtigkeit H von 20 m um den Faktor 3 zu klein.

Grundsätzlich betrachtet, kommen in der Reichweite R die Randbedingungen des Strömungsmodelles, d.h. die Geometrie des Strömungsfeldes und die an seinem Rand herrschenden hydraulischen Bedingungen zum Ausdruck. Die Reichweite ist deshalb immer mit einem bestimmten Strömungsmodell verbunden.

Das bisher behandelte "Zylindermodell" der stationären Brunnenströmung basiert auf der Vorstellung eines zylinderförmigen Strömungsfeldes mit einem Festpotential am äusseren Zylindermantel, vgl. Figur 8.1. Die Reichweite entspricht dem Zylinderradius.

In Natur werden die tatsächlichen Randbedingungen immer mehr oder weniger vom Zylindermodell abweichen. Soll die Brunnenströmung trotzdem mit dem Zylindermodell berechnet werden, stellt sich die Frage, welche (ideelle) Reichweite eingesetzt werden muss, um eine möglichst gute Uebereinstimmung zwischen Modell und Natur zu erreichen.

Wir unterstellen nun, ein "tatsächliches" Strömungsmodell sei bekannt, das mit den Gegebenheiten in der Natur besser übereinstimmt, als das Zylindermodell. Die Brunnenabsenkung, berechnet mit dem tatsächlichen Modell, bezeichnen wir mit ΔH^*, diejenige des Zylindermodelles wie bisher mit ΔH. Die Bedingung, dass der Brunnenwasserspiegel im Zylindermodell mit demjenigen des tatsächlichen Modelles übereinstimmen soll, liefert, ausgehend von Gleichung (8.9) eine Beziehung für die im Zylindermodell einzusetzende ideelle Reichweite R_{id}

$$R_{id} = r_o \exp\left(\frac{\Delta H^* \; Hm \; 2\pi \; k_h}{Q}\right) \qquad (8.27)$$

Lösungen für ΔH^* können z.B. mit Hilfe des Superpositionsprinzipes und des Spiegelungsverfahrens (vgl. BUSCH & LUCKNER,1972; BEAR,1979) für zahlreiche Strömungsfälle gefunden werden, welche vom einfachen Zylindermodell abweichen. Als Beispiele seien zwei einfache Fälle angeführt:

1. Der Pumpversuch mit Rückversickerung in den Aquifer

In verschiedenen Fällen wird das bei einem Pumpversuch aus dem Aquifer entnommene Wasser mit einem zweiten Brunnen in einem gewissen Abstand A wieder in den Aquifer zurückgegeben (sog. Doublette). Auch beim Betrieb von Kühlwasseranlagen und Wärmepumpen mit Grundwasser bestehen ähnliche Voraussetzungen.
Wie leicht zu zeigen ist, gilt in diesem Falle

$$R_{id} = A \tag{8.28}$$

2. Der Pumpversuch in der Nähe einer Linienquelle oder -senke

Wird ein Pumpversuch in der Nähe einer Linienquelle oder Liniensenke (Linie mit Festpotential) durchgeführt, und beträgt der Abstand zur Linie A, so berechnet sich die ideelle Reichweite zu

$$R_{id} = 2\,A \tag{8.29}$$

8.2.3 Die instationäre Brunnenströmung

Kleinpumpversuche in Aufschlussbohrungen und Brunnen dauern in der Regel nur eine kurze Zeit: Die Pumpdauer liegt häufig zwischen 15 und 60 Minuten. In dieser Zeitspanne ist die Brunnenströmung meist instationär, d.h., der Term auf der rechten Seite der Gleichung (8.4) darf nicht vernachlässigt werden.

Im Abschnitt 8.2.2 wurde gezeigt, dass bei genügend kleiner Brunnenabsenkung der Einfluss der Anisotropie des Aquifers auf die Zuströmung zum Brunnen vernachlässigt werden kann. Wir haben auch gesehen, dass bei Kleinpumpversuchen, wie sie in der Schweiz üblicherweise durchgeführt werden, die Bedingung, vgl. (8.25)

$$\Delta H \leqq \Delta H_{max} \ll H \tag{8.30}$$

ohne Schwierigkeiten eingehalten werden kann. In diesem Falle kann die Grundgleichung vereinfacht werden zu

$$k_h \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + k_h \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = S_o \frac{\partial h}{\partial t} \tag{8.31}$$

Integriert man (8.31) über die Grundwassermächtigkeit H, folgt

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \tag{8.32}$$

mit

$$T = \int_H k_h \, dz = k_h H \tag{8.33}$$

und

$$S = \int_H S_o \, dz + n_w = S_o H + n_w \tag{8.34}$$

Es bedeuten T die Transmissivität, S der Speicherkoeffizient und n_w die wirksame (drainbare) Porosität im Bereich des Absenktrichters.

Unter Anwendung des Superpositionsprinzipes, vgl. BEAR,1979 kann man eine Standrohrspiegeländerung (Absenkung) s definieren als Differenz zwischen der Standrohrspiegelhöhe h_R einer Grundströmung ohne Einwirkung des Pumpbetriebes und der tatsächlichen Standrohrspiegelhöhe h.

$$s_{(r,t)} \equiv h_R - h_{(r,t)} \tag{8.35}$$

Für s gilt analog zu (8.32)

$$\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial s}{\partial r} = \frac{S}{T}\frac{\partial s}{\partial t} \qquad (8.36)$$

Mit der bekannten Lösung nach THEIS,1935

$$s_{(r,t)} = h_R - h_{(r,t)} = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \qquad (8.37)$$

Darin bedeutet W (u) die Brunnenfunktion.

$$W(u) = \ln \frac{1}{\gamma u} - \sum^{\infty} (-u)^n \frac{1}{n.n!} \qquad (8.38)$$

mit $$u = \frac{r^2 S}{4 t T} \qquad (8.39)$$

und der Eulerkonstante $\gamma = 1.781$

Vereinfachung für Kleinpumpversuche

TRUEB,1973 hat gezeigt, dass für die Brunnenabsenkung bei Kleinpumpversuchen bereits nach sehr kurzer Pumpdauer die Vereinfachung der Gleichung (8.37) nach COOPER & JACOB,1946 zulässig ist. Für $u < 0.01$ gilt mit sehr guter Näherung

$$s_{(r,t)} \cong \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2.25\ T\ t}{r^2\ S} \qquad (8.40)$$

Definiert man eine scheinbare Reichweite

$$R_s \equiv \sqrt{\frac{2.25\ T\ t}{S}} = 1.5 \sqrt{\frac{k_p H\ t}{S}} \qquad (8.41)$$

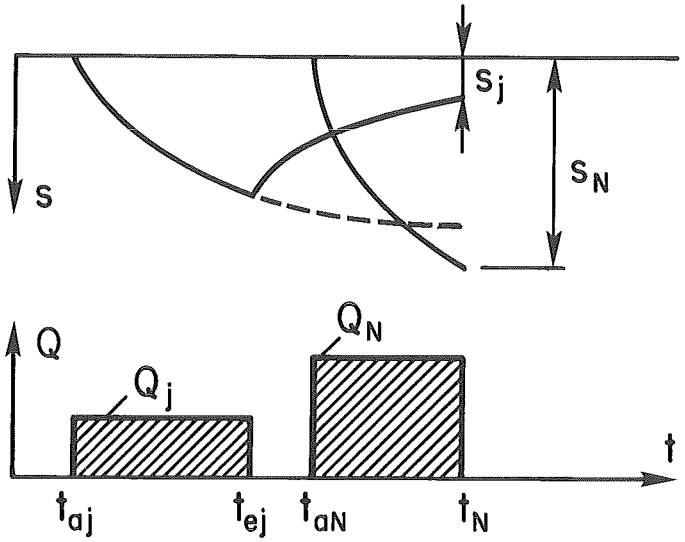
folgt mit $\Delta H_{(t)} \equiv s_{(r_o,t)}$

$$k_p = \frac{Q \ln R_s/r_o}{2\ \pi\ \Delta H\ H} \qquad (8.42)$$

8.2.4 Mehrphasige Kleinpumpversuche

Zu Kontrollzwecken (eine Messung ist keine Messung) werden Kleinpumpversuche häufig in mehreren Phasen mit unterschiedlichen Fördermengen durchgeführt (sog. Stufenpumpversuche). In der Praxis kommt es auch immer wieder zu unvorhergesehenen Pumpunterbrüchen. Es stellt sich deshalb die Frage, wie mehrphasige Kleinpumpversuche mit und ohne Unterbrüchen zwischen den einzelnen Pumpstufen auszuwerten sind.

Figur 8.3 Pumpdiagramm eines mehrphasigen Stufenpumpversuches mit Unterbrüchen



In Figur 8.3 sind die Pumpstufen N und j eines mehrphasigen Stufenpumpversuches dargestellt. Uns interessiert die Absenkung $s_{(r,t_N)}$ für einen beliebigen Zeitpunkt

$$t_N > t_{aN}$$

Dazu betrachten wir vorerst die Restabsenkung s_j einer Pumpstufe $j < N$.
Nach dem Superpositionsprinzip (zeitliche Superposition) gilt, wenn $u < 0.01$

$$s_j = \frac{Q_j}{4\pi T} \ln \frac{2.25\ T\ (t_N - t_{aj})}{r^2\ S} - \frac{Q_j}{4\pi T} \ln \frac{2.25\ T\ (t_N - t_{ej})}{r^2\ S}$$

oder

$$s_j = \frac{Q_j}{4\pi T} \ln \frac{t_N - t_{aj}}{t_N - t_{ej}} \qquad (8.43)$$

Die Absenkung aus der Pumpstufe N ergibt sich zu

$$s_N = \frac{Q_N}{4\pi T} \ln \frac{2.25\ T\ (t_N - t_{aN})}{r^2\ S} \tag{8.44}$$

Durch zeitliche Superposition kann nun die Absenkung $s_{(r,t_N)}$ berechnet werden, indem die Summe aller Restabsenkungen gebildet und zur Absenkung der Pumpstufe N addiert wird

$$s_{(r,t_N)} = \sum_{j=1}^{N-1} s_j + s_N \tag{8.45}$$

Zur Vereinfachung der Berechnung definieren wir eine Förderzahl

$$\epsilon_j \equiv \frac{Q_j}{Q_N} \tag{8.46}$$

und führen eine massgebende Pumpdauer t_{ma} ein, so dass

$$s_{(r,t_N)} = \frac{Q_N}{4\pi T} \ln \frac{2.25\ T\ t_{ma}}{r^2\ S} \tag{8.47}$$

Setzt man (8.43), (8.44) und (8.47) in (8.45) ein und formt unter Beachtung von (8.46) nach t_{ma} um, folgt

$$t_{ma} = (t_N - t_{aN}) \prod_{j=1}^{N-1} \left(\frac{t_N - t_{aj}}{t_N - t_{ej}} \right)^{\epsilon_j} \tag{8.48}$$

Analog zu (8.41) können wir nun für den Stufenpumpversuch eine massgebende scheinbare Reichweite definieren

$$R_{s\,ma} \equiv \sqrt{\frac{2.25\ T\ t_{ma}}{S}} = 1.5 \sqrt{\frac{k_p H\ t_{ma}}{S}} \tag{8.50}$$

Mit $\Delta H_{(t)} \equiv s_{(r_o,t)}$ folgt für den Stufenpumpversuch damit eine zu (8.42) formal identische Gleichung

$$k_p = \frac{Q_N \ln R_{s\,ma}/r_o}{2\pi \Delta H\ H} \tag{8.51}$$

Zweiphasige Kleinpumpversuche ohne Pumpunterbruch

Zweiphasige Kleinpumpversuche (N = 2) ohne Pumpunterbruch ($t_{aN} = t_{e1}$) stellen einen Spezialfall der Gleichung (8.48) für t_{ma} dar, welcher in der Praxis jedoch sehr oft vorkommt. Mit

$$t_1 = t_N - t_{a1}; \quad t_2 = t_N - t_{e1} = t_N - t_{aN} \quad \text{und} \quad \epsilon = \epsilon_1$$

folgt

$$t_{ma} = t_1^{\epsilon}\, t_2^{(1-\epsilon)} \tag{8.52}$$

Diagramme für die einfache Berechnung von t_{ma} als Funktion von ϵ, t_1 und t_2 gibt TRUEB,1981.

8.3 Die Brunnenströmung im Aquifer mit horizontaler Schichtung

Unter einem Aquifer mit horizontaler Schichtung verstehen wir einen Grundwasserleiter, dessen Durchlässigkeit in vertikaler Richtung variiert ($d\,k/d\,z \neq 0$), nicht jedoch in horizontaler Richtung ($d\,k/d\,r = 0$).

Nach ZIPFEL et al.1978 unterscheidet man zwei Typen horizontal geschichteter Aquifere

Typ A: Zwei oder mehr Aquifere unterschiedlicher Kennwerte in beliebiger Schichtung aufeinanderfolgen, bezeichnet als geschichteter Grundwasserleiter oder als MULTILAYERED-AQUIFER SYSTEM

Typ B: Zwei oder mehr Aquifere die durch Aquitards oder Aquicludes voneinander getrennt sind, bezeichnet als Grundwasserleiter mit Grundwasserstockwerken oder als MULTIAQUIFER SYSTEM.

8.3.1 Bekannte Untersuchungen an geschichteten Systemen

Trotz der grossen praktischen Bedeutung geschichteter Grundwasserleiter gehen wesentliche theoretische Arbeiten über diesen Aquifer-Typ erst auf die sechziger Jahre zurück.

BENNET & PATTEN,1960 untersuchten einen Brunnen in einem Grundwasserleiter mit zwei Stockwerken (Aquifer - Aquiclude - Aquifer) mit gespannter Spiegelfläche. Mit Flowmetermessungen stellten sie fest, dass bei Nullförderung, d.h. ohne Entnahme von Wasser aus dem Brunnen, im Brunnenfilter ein vertikaler Wasseraustausch stattfindet. Die Austauschströmung führen die Autoren auf unterschiedliche Standrohrspiegelhöhen (Druckniveaus) in den beiden Grundwasserstockwerken zurück. Jeder Aquifer weist eine ihm eigene charakteristische Ergiebigkeits-

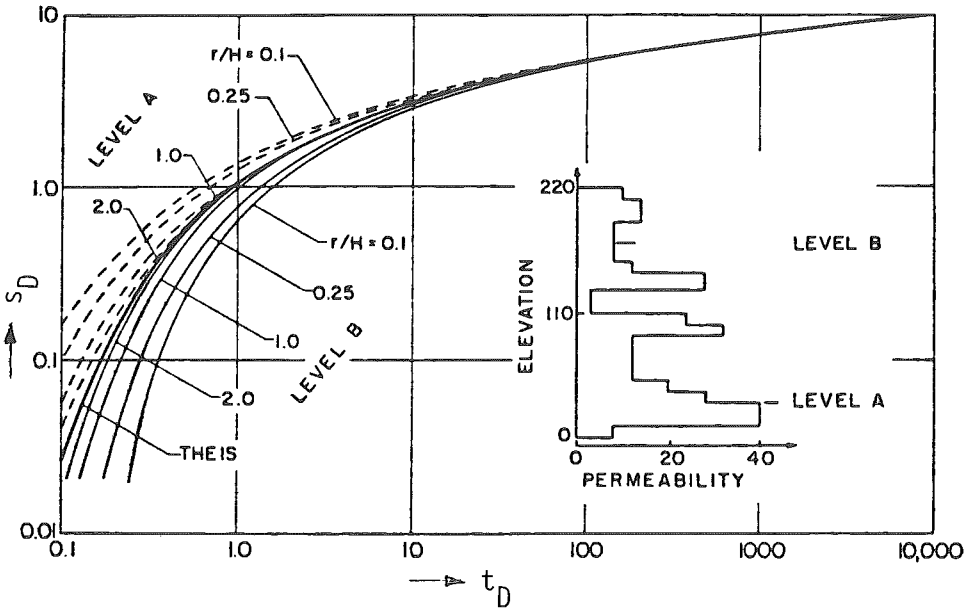
funktion (Zusammenhang zwischen Brunnenwasserspiegel und Zuströmung) auf.

NAHRGANG,1965 untersuchte die Anströmung von Vertikalbrunnen mit freier Oberfläche im einförmig homogenen sowie im geschichteten Grundwasserleiter, Typ A. Er konnte zeigen, dass sowohl die Länge der Sickerstrecke als auch die Brunnenergiebigkeit von der vertikalen Verteilung der horizontalen Durchlässigkeit massgeblich beeinflusst wird.

PAPADOPULOS,1966 und de WIEST,1966 untersuchten die instationäre Brunnenströmung in einem Grundwasserleiter mit zwei Stockwerken, Typ B. Die exakte Lösung der instationären Brunnenströmung in zwei vollständig verfilterten, gespannten, unendlich ausgedehnten Aquiferen von Papadopulos konnte de Wiest mit Hele-Shaw-Experimenten bestätigen.

JAVANDEL & WITHERSPOON,1969 untersuchten mit Hilfe der Methode finiter Elemente Systeme vom Typ A mit zwei resp. 13 gespannten Aquiferen unterschiedlicher horizontaler Durchlässigkeit bei isotropen und anisotropen Verhältnissen. Die horizontalen Durchlässigkeiten der einzelnen Schichten des Grundwasserleiters variieren um einen Faktor 100, d.h., die bestdurchlässige Schicht weist einen hundert mal grösseren k_h-Wert auf als die am schlechtesten durchlässige.

Figur 8.4 Dimensionslose Absenkung s_D als Funktion der dimensionslosen Zeit t_D für einen Grundwasserleiter mit 13 Schichten unterschiedlicher Durchlässigkeit nach JAVANDEL & WITHERSPOON,1969



Für die Darstellung ihrer Berechnungsergebnisse gemäss Figur 8.4 definieren Javandel & Witherspoon eine dimensionslose Absenkung

$$s_{D(r,z,t)} \equiv \frac{4\,\pi\,T}{Q}\; s_{(r,z,t)} \tag{8.53}$$

und eine dimensionslose Zeit

$$t_D \equiv \frac{T}{S_o\; H\; r^2}\; t \tag{8.54}$$

Figur 8.4 zeigt die enstprechenden Typkurven der dimensionslosen Absenkung als Funktion der dimensionslosen Zeit für zwei verschiedene Höhenlagen z (Level A und Level B). Parameter ist der Quotient aus Brunnenabstand r und Grundwassermächtigkeit H. Für kleine t_D-Werte ergeben sich zwei Kurvenscharen, die von der Typkurve nach THEIS,1935, d.h. Gleichung (8.37) deutlich abweichen. Die Typkurven für den Level A (Schichten mit höherer Durchlässigkeit)verlaufen über der THEIS-Kurve, diejenigen für den Level B (Schichten mit geringer Durchlässigkeit) unterhalb der THEIS-Kurve. Dies bedeutet, dass sich in der Anfangsphase eines Pumpversuches die Absenkungen in den Schichten hoher Durchlässigkeit rascher ausbreiten als in den Schichten mit geringer Durchlässigkeit. Mit zunehmender Pumpdauer werden die Abweichungen von der THEIS-Kurve immer geringer.

ZIPFEL et al.1978 untersuchten mit Hilfe der Methode der finiten Differenzen Systeme vom Typ A mit drei gespannten Aquiferen unterschiedlicher horizontaler Durchlässigkeit bei isotropen Verhältnissen. Ihre Ergebnisse decken sich grundsätzlich mit denjenigen von Javandel & Witherspoon.

Schlussfolgerungen für Kleinpumpversuche im Aquifer mit horizontaler Schichtung

Aus den uns bekannten Untersuchungen an geschichteten Systemen lassen sich folgende, für Kleinpumpversuche wesentliche Schlussfolgerungen ziehen:

(1) Die Brunnenströmung in einem geschichteten Aquifer mit unterschiedlichen horizontalen Durchlässigkeiten in den einzelnen Schichten weicht in der Anfangsphase eines Pumpversuches von der Lösung nach THEIS,1935 ab. Die Absenkungen breiten sich vornehmlich in den gut durchlässigen Schichten aus. Schlechter durchlässige Schichten entwässern hauptsächlich vertikal in die umliegenden besser durchlässigen Schichten.

(2) Die Abweichungen vom Grundfall nach Theis sind um so grösser, je mehr sich die Durchlässigkeiten der einzelnen Schichten unterscheiden

(3) Mit zunehmender Pumpdauer werden die Abweichungen von der Lösung nach Theis unabhängig von der Durchlässigkeitsverteilung immer kleiner. Wird eine kritische dimensionslose Zeit t_{Dkr} überschritten, sind die Abweichungen vom Grundfall vernachlässigbar klein. Stützt sich die Auswertung des Klein-

pumpversuches auf die Theorie von THEIS,1935 resp. auf die Vereinfachung nach COOPER & JACOB,1946, so ist eine minimale Pumpdauer

$$t \geq t_{min} = \frac{S_o \, H \, r_o^2}{T} \, t_{D\,kr} \tag{8.55}$$

einzuhalten. Bei Grundwasserleitern mit freier Spiegelfläche kann an Stelle von $S_o H$ näherungsweise der Speicherkoeffizient S eingesetzt werden, vgl. (8.34).

Für praktische Fälle kann

$$t_{D\,kr} = 1000 \tag{8.56}$$

gesetzt werden.

$t_{D\,kr}$ hat eine ähnliche Bedeutung wie die Bedingung $u < 0.01$ für die Anwendung der Vereinfachung nach Cooper & Jacob, vgl. (8.39). Die erforderliche minimale Pumpdauer im geschichteten Aquifer ist jedoch ca 10 mal grösser.
Als Beispiel ergibt sich bei einem Speicherkoeffizienten von 15 %, einem Bohrlochradius von 0.12 m und einer Transmissivität von 0.01 m^2/s eine minimale Pumpdauer von 3.6 min.

8.3.2 Die Brunnenströmung für einen vertikalen Abschnitt des Aquifers

Im vorangehenden Abschnitt wurde gezeigt, dass einige Zeit nach Pumpbeginn ($t \geq t_{min}$) auch in einem geschichteten Aquifer die Brunnengleichung nach THEIS, 1935 resp. die Vereinfachung nach COOPER & JACOB,1946 gültig sind, und zwar unabhängig von der Höhenlage (Level) der betrachteten Schicht des Aquifers. Die Grundgleichung (8.36) gilt demnach analog auch für einen beliebigen vertikalen Abschnitt des Aquifers zwischen den Höhenkoten z_j und z_{j-1}. An Stelle von (8.36) können wir schreiben

$$\int_{z_{j-1}}^{z_j} k_h \, dz \left(\frac{\partial^2 s_j}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s_j}{\partial r} \right) = \int_{z_{j-1}}^{z_j} \frac{\partial S}{\partial z} \, dz \, \frac{\partial s_j}{\partial t} \tag{8.57}$$

Bezeichnen wir den Anteil des Abschnittes zwischen z_j und z_{j-1} am Speicherkoeffizienten S mit

$$\Delta S_j \equiv \int_{z_{j-1}}^{z_j} \frac{\partial S}{\partial z} \, dz \tag{8.58}$$

folgt mit (8.2) und $\Delta z_j \equiv z_j - z_{j-1}$ eine zu (8.36) formal identische Gleichung

$$\frac{\partial^2 s_j}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial s_j}{\partial r} = \frac{\Delta S_j}{k_{Bj}\,\Delta z_j}\frac{\partial s_j}{\partial t} \qquad (8.59)$$

mit der Lösung nach COOPER & JACOB,1946

$$s_{j(r,t)} = \frac{q_{rj}}{4\,\pi\,k_{Bj}} \ln \frac{2.25\,k_{Bj}\,\Delta z_j\,t}{r^2\,\Delta S_j} \qquad (8.60)$$

Basierend auf den Dupuit-Annahmen können wir für den Anteil des Abschnittes Δz_j am Speicherkoeffizienten auch schreiben

$$\Delta S_j = S\,\frac{k_{Bj}\,\Delta z_j}{\sum_m k_{Bj}\,\Delta z_j} = S\,\frac{k_{Bj}\,\Delta z_j}{k_p\,H} \qquad (8.61)$$

(8.61) in (8.60) eingesetzt bringt

$$s_{j(r,t)} = \frac{q_{rj}}{4\,\pi\,k_{Bj}} \ln \frac{2.25\,k_p\,H\,t}{r^2\,S} \qquad (8.62)$$

Darin bedeutet s die Absenkung des Grundwasserspiegels (Standrohrspiegeländerung), q_r die radiale Zuströmung, k_B der Bereichs-k-Wert, k_p der Profil-k-Wert, H die Grundwassermächtigkeit, r der Abstand vom Brunnen, S der Speicherkoeffizient und t die Zeit.

Mit der scheinbaren Reichweite nach (8.41) und der Brunnenabsenkung

$$\Delta H_{(t)} \equiv s_{(r_o,t)} = h_R - h_{(r_o,t)} = h_R - h_{o(t)} \qquad (8.63)$$

folgt für die Zuströmung aus einem Bereich des Aquifers unterhalb des Brunnenwasserspiegels h_o

$$q_{rj} = \frac{2\,\pi\,k_{Bj}\,(h_R - h_o)}{\ln R_s/r_o} \qquad (8.64)$$

8.3.3 Ermittlung der Bereichs-k-Werte im Aquifer mit schichtweise veränderlichem Ruhewasserspiegel

Die bisher erläuterten Modelle der stationären und instationären Brunnenströmung gehen alle von der Vorstellung eines strömungsfreien Ruhezustandes aus. In Wirklichkeit ist jedoch im Aquifer eine Strömung vorhanden, auch wenn aus dem Brunnen kein Wasser entnommen wird. Die natürliche Strömung führt zu unterschiedlichen Standrohrspiegelhöhen sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung.

Wir bezeichnen den ursprünglichen, ungestörten Strömungszustand im Aquifer, in der Brunnenumgebung als Grundströmung. Für die Anströmung des Brunnens sind in der Regel die horizontalen hydraulischen Gradienten der Grundströmung ohne Belang, d.h., die Variabilität der Zuströmung über den Brunnenumfang kann vernachlässigt werden. Für die Beschreibung der Grundströmung genügt deshalb die ungestörte Verteilung der Standrohrspiegel über das vertikale Profil am Brunnenstandort ($r = 0$). Entsprechend definieren wir einen "Ruhewasserspiegel", gelegentlich auch bezeichnet als Ruhedruck,für einen vertikalen Abschnitt (Bereich) des Aquifers zwischen den Höhenkoten z_j und z_{j-1}

$$h_{Rj}(t) \equiv \frac{1}{\Delta z_j} \int_{z_{j-1}}^{z_j} h_R(z,t)\, dz \qquad (8.64)$$

Standrohrspiegelhöhen nach dem Abteufen des Brunnens

Wir nehmen nun an, zum Zeitpunkt $t = 0$ werde im Aquifer an der Stelle $r = 0$ ein Brunnen abgeteuft. Durch den Brunnen wird lokal die Durchlässigkeit in vertikaler Richtung wesentlich erhöht. Als Folge finden zwischen den verschiedenen Bereichen des Aquifers mit unterschiedlichen Ruhewasserspiegeln Ausgleichsströmungen statt.Entsprechend verändern sich die Strömungsverhältnisse und die Standrohrspiegelhöhen im Brunnen und in seiner Umgebung.

Mit dem Superpositionsprinzip kann die Standrohrspiegelhöhe, welche sich nach dem Abteufen des Brunnens am Brunnenradius einstellt berechnet werden zu

$$h_{o,j}(r_o,t) = h_{Rj}(t) - s_{o,j}(r_o,t) \qquad (8.65)$$

Die Standrohrspiegeländerung s_o, bedingt durch das Abteufen des Brunnens, berechnet sich mit (8.63) zu

$$s_{o,j}(r_o,t) = \frac{q_{ro,j}}{2\pi k_{Bj}} \ln R_{s\,ma}/r_o \qquad (8.66)$$

In Gleichung (8.66) bedeutet q_{ro} die radiale Zuströmung zum Brunnen, bedingt durch die unterschiedlichen Ruhewasserspiegel in den verschiedenen Schichten des Aquifers.

Bei der Ermittlung der massgebenden Reichweite $R_{s\,ma}$ sind die Randbedingungen des Strömungsfeldes zu berücksichtigen, vgl. Abschnitt 8.2.2.

Standrohrspiegelhöhen während dem Kleinpumpversuch

Beginnend zum Zeitpunkt $t = t_{al}$, vgl. Figur 8.3,wird nun im Brunnen ein mehrphasiger Stufenpumpversuch durchgeführt. Unmittelbar vor Pumpbeginn werden die Standrohrspiegelhöhen $h_{o,j}$ gemessen resp. berechnet, vgl. Kapitel 10 und 11. Für $h_{o,j}$ gilt nach (8.66)

$$h_{o,j}(r_o,t_{al}) = h_{Rj}(t_{al}) - s_{o,j}(r_o,t_{al}) \qquad (8.67)$$

Für die Berechnung der Standrohrspiegelhöhe zu einem Zeitpunkt t_N nach Pumpbeginn gilt wiederum mit dem Superpositionsprinzip

$$h_{N,j}(r_o,t_N) = h_{Rj}(t_N) - s_{o,j}(r_o,t_N) - s_j(r_o,t_N) \qquad (8.68)$$

Es bedeutet h_N die Standrohrspiegelhöhe zum Zeitpunkt t_N während der Pumpstufe N und s die Standrohrspiegeländerung, bedingt durch den Kleinpumpversuch. s berechnet sich analog zu (8.47) unter Berücksichtigung der massgebenden Reichweite nach (8.50)

$$s_j(r_o,t_N) = \frac{q_{rN,j} - q_{ro,j}}{2\pi k_{Bj}} \ln R_{s\,ma}/r_o \qquad (8.69)$$

Ermittlung des Bereichs-k-Wertes

Bilden wir die Differenz zwischen den Standrohrspiegelhöhen h_o unmittelbar vor Pumpbeginn (8.67) und den Standrohrspiegelhöhen h_N einer beliebigen Pumpstufe N (8.68) folgt

$$h_{o,j}(r_o,t_{al}) - h_{N,j}(r_o,t_N) = \Delta h_{Rj}(t_{al}-t_N) - s_{o,j}(r_o,t_{al}-t_N) + s_j(r_o,t_N) \qquad (8.70)$$

Bei Kleinpumpversuchen, wie sie in der Schweiz zur Ermittlung der Durchlässigkeit üblich sind, liegt die Pumpdauer in der Regel zwischen 15 und 60 Minuten. In diesem kurzen Zeitraum darf die Grundströmung meist als stationär betrachtet werden, d.h.

$$\Delta h_{Rj\,(t_{al}-t_N)} = h_{Rj\,(t_{al})} - h_{Rj\,(t_N)} \cong 0 \qquad (8.71)$$

Ebenfalls als stationär darf man in den meisten Fällen den Einfluss der Ausgleichsströmung betrachten

$$s_{oj\,(r_o,t_{al}-t_N)} = s_{oj\,(r_o,t_{al})} - s_{oj\,(r_o,t_N)} \cong 0 \qquad (8.72)$$

Setzt man (8.69) in (8.70) ein und berücksichtigt die Vereinfachungen nach (8.71) und (8.72) für eine kurze Pumpdauer, folgt für den Bereichs-k-Werte des Abschnittes j

$$k_{Bj} = \frac{q_{rN,j} - q_{ro,j}}{2\pi\,(h_{o,j} - h_{N,j})} \ln R_{s\,ma}/r_o \qquad (8.73)$$

Darin bedeutet q_{rN} die radiale Zuströmung während der Pumpstufe N, q_{ro} diejenige bei Nullförderung vor Pumpbeginn, h_N die Standrohrspiegelhöhe am Brunnenradius im Zeitpunkt t_N, h_o diejenige vor Pumpbeginn, $R_{s\,ma}$ die massgebende Reichweite nach (8.50) und r_o der Brunnenradius.

Definiert man eine Differenz der radialen Zuströmung am Brunnen

$$\Delta q_{rN,j} \equiv q_{rN,j} - q_{ro,j} \qquad (8.74)$$

und eine Absenkung

$$\Delta h_{N,j} \equiv h_{o,j\,(r_o,t_{al})} - h_{N,j\,(r_o,t_N)} \qquad (8.75)$$

folgt

$$k_{Bj} = \frac{\Delta q_{rN,j}}{2\pi\,\Delta h_{N,j}} \ln R_{s\,ma}/r_o \qquad (8.76)$$

8.3.4 Ermittlung des ursprünglichen Ruhewasserspiegels im Aquifer

Mit der vorgeschlagenen Methode der Kleinpumpversuche kombiniert mit Flowmetermessungen kann neben der Durchlässigkeitsverteilung (Bereichs-k-Werte) im Aquifer auch die ursprüngliche vertikale Verteilung der Ruhewasserspiegel am Brunnenstandort ermittelt werden. Zu diesem Zweck wird Gleichung (8.65) nach h_R umgeformt und die Standrohrspiegeländerung s_o, bedingt durch die vertikalen Ausgleichsströmungen zwischen den einzelnen Schichten des Aquifers, nach (8.66) berechnet

$$h_{Rj}(t) = h_{o,j}(r_o,t) + \frac{q_{ro,j}}{2\pi k_{Bj}} \ln R_{sma}/r_o \qquad (8.77)$$

Die Auswertung der Kleinpumpversuche und Flowmetermessungen in den wichtigsten Aufschlussbohrungen im Testgebiet Emmental hat gezeigt, dass in reinen Schotterablagerungen mit Mächtigkeiten von 10 bis 40 Metern Standrohrspiegelunterschiede über das vertikale Profil von mehr als einem Meter auftreten können, vgl. Tab.8.1.

Berechnung des mittleren Potentiales

Vertikal integrierte Grundwassermodelle (horizontal-ebene Modelle) rechnen mit vertikal gemittelten Standrohrspiegelhöhen, dem sog. mittleren Potential. Wenn in einem Grundwasserleiter die Standrohrspiegel über das vertikale Profil stark variieren, vgl. oben, stellt sich die Frage, wie das mittlere Potential zu berechnen resp. zu messen sei.

BEAR,1979 schlägt vor, das mittlere Potential $\tilde{\Phi}$ wie folgt zu berechnen:

$$\tilde{\Phi} = \frac{1}{H} \int_H h_R \, dz \qquad (8.78)$$

Wir bevorzugen demgegenüber eine Berechnungsmethode, bei der die Ruhewasserspiegel der einzelnen Schichten des Aquifers mit deren Durchlässigkeit gewichtet werden.

$$\Phi = \frac{1}{T} \int_H h_R \, k_h \, dz = \frac{1}{T} \sum_m h_{Rj} \, k_{Bj} \, \Delta z_j \qquad (8.79)$$

Darin bedeuten T die Transmissivität (8.33), H die Grundwassermächtigkeit, k_h die horizontale Durchlässigkeit, h_R den Ruhewasserspiegel (8.77) und k_B den Bereichs-k-Wert (8.76).

Für die Berechnung des mittleren Potentiales nach (8.79) gibt es folgende Begründung:

Der horizontale Durchfluss pro Einheitsbreite in einem horizontal geschichteten Aquifer berechnet sich zu

$$q_h = - \int_H k_h \nabla h_R \, dz = - \int_H k_h \frac{h_{R1} - h_{R2}}{\Delta L} \, dz = \frac{1}{\Delta L} \int_H k_h \, h_{R2} \, dz - \frac{1}{\Delta L} \int_H k_h \, h_{R1} \, dz$$

(8.80)

Darin bedeutet ∇h_R der hydraulische Gradient, h_{R1} die Standrohrspiegelhöhe in einer Messstelle 1, h_{R2} diejenige in einer benachbarten Messstelle 2 und ΔL der Abstand der beiden Messstellen.

Dieselbe Berechnung mit einem vertikal integrierten Modell führt auf

$$q_h = - \nabla \Phi \int_H k_h \, dz = - T \frac{\Phi_1 - \Phi_2}{\Delta L} = \frac{T}{\Delta L} \Phi_2 - \frac{T}{\Delta L} \Phi_1 \qquad (8.81)$$

Darin bedeutet $\nabla \Phi$ der Potentialgradient und Φ_1 resp. Φ_2 die mittleren Potentiale bei den Messstellen 1 resp. 2. Setzt man (8.80) und (8.81) gleich, und berücksichtigt, dass die beiden Summanden in diesen Gleichungen eine identische physikalische Bedeutung haben, folgt die bereits angegebene Gleichung (8.79) für das k-Wert gewichtete mittlere Potential. Messstellenindizes wurden dabei weggelassen. Die Messstellenindizes in (8.80) und (8.81) dürfen nicht verwechselt werden mit dem Index j für die vertikale Summation über die einzelnen Bereiche des Aquifers mit unterschiedlichen Standrohrspiegelhöhen und Durchlässigkeiten in Gleichung (8.79).

Grundwasserspiegel im Filterrohr

Wir bezeichnen den Grundwasserspiegel in einer durchgehend über die gesamte Aquifermächtigkeit H verfilterten Aufschlussbohrung bei Nullförderung (keine Entnahme) mit h_F. Die Auswertung zahlreicher Kleinpumpversuche und Flowmetermessungen im Testgebiet Emmental hat gezeigt, dass h_F in den meisten Fällen eine gute Approximation für das nach (8.79) berechnete mittlere Potential darstellt, vgl. dazu Tabelle 8.1.

$$\Phi \cong h_F \qquad (8.82)$$

Praktisch bedeutet dies, dass sich Grundwasserspiegelmessungen in durchgehend verfilterten Aufschlussbohrungen auch bei namhaften vertikalen Ausgleichsströmungen im Filterrohr als Näherungen für das mittlere Potential vertikal integrierter Modelle eignen. Allerdings ist darauf hinzuweisen, dass einzelne Abweichungen bis 29 cm (Bohrung Nr. 76) beobachtet worden sind.

Grundwasserspiegel im Aquifer

Als Grundwasserspiegel im Aquifer bezeichnen wir die Lage des freien Wasserspiegels, ungestört von vertikalen Ausgleichsströmungen im Filterrohr. Der freie Wasserspiegel kann z.B. gemessen werden mit Beobachtungsrohren, welche nur im Spiegelbereich gelocht sind.

Kleinpumpversuche und Flowmetermessungen erlauben, den Grundwasserspiegel h_G im Aquifer zu berechnen: h_G kann mit guter Näherung dem Ruhewasserspiegel h_R der obersten Schicht (mit dem Index m, vgl. (8.3)) des Aquifers gleichgesetzt werden.

$$h_G \cong h_{R\ (j=m)} \tag{8.83}$$

Ein Blick in Tabelle 8.1 zeigt, dass sich der Grundwasserspiegel im Aquifer als Messwert für das mittlere Potential schlechter eignet als der Grundwasserspiegel im Filterrohr einer durchgehend verfilterten Bohrung. Abweichungen zum mittleren Potential Φ bis zu 57 cm (Bohrung Nr. 44) wurden festgestellt.

Variation des Ruhewasserspiegels in den verschiedenen Schichten des Aquifers

Nach Gleichung (8.77) können die Ruhewasserspiegel in den verschiedenen Schichten über das vertikale Aquifer-Profil berechnet werden. Der maximale Unterschied in den Standrohrspiegelhöhen sei mit Δh_{Rmax} bezeichnet. Er berechnet sich wie folgt:

$$\Delta h_{R\,max} = h_{R\,max} - h_{R\,min} \tag{8.84}$$

In Tabelle 8.1 sind die entsprechenden berechneten Werte zusammengestellt. Es zeigt sich, dass bei Grundwassermächtigkeiten von 10.7 bis 23.2 Meter (Bohrungen Nr. 13 und 74) unterschiedliche Standrohrspiegelhöhen über das vertikale Profil bis zu 147 cm auftreten und zwar in reinen Schotterprofilen. Die mittleren vertikalen hydraulischen Gradienten liegen bei diesen Bohrungen um mehr als den zehnfachen Betrag höher als die horizontalen Gradienten.

Schlussfolgerungen für die Potentialmessung

(1) Mittlere Potentiale für vertikal integrierte (horizontal-ebene) Grundwassermodelle können nur mit Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen exakt ermittelt werden.

(2) Grundwasserspiegelmessungen in durchgehend verfilterten Aufschlussbohrungen stellen in der Regel eine gute Approximation für das mittlere Potential dar.

(3) Punktförmige Standrohrspiegelmessungen im Aquifer, z.B. mit Beobachtungsrohren auf den Grundwasserspiegel, eignen sich häufig nicht als mittlere Potentiale.

Tabelle 8.1: Wichtigste Aufschlussbohrungen im Testgebiet Emmental. Vergleich des berechneten mittleren Potentiales Φ mit dem nicht gewichteten Potential $\tilde{\Phi}$, dem Grundwasserspiegel im Filterrohr h_F, dem Grundwasserspiegel im Aquifer h_G und der Variation des Ruhewasserspiegels Δh_{Rmax} über das vertikale Aquifer-Profil

Bohrung Nr.	H m	Qz_{max} l/s	k_p 10^{-3} m/s	$\tilde{\Phi} - \Phi$ cm	$h_F - \Phi$ cm	$h_G - \Phi$ cm	Δh_{Rmax} cm
06	11.0	-2.2	9.7	2	1	4	37
13	10.7	3.9	5.7	7	-1	-12	147
23	31.2	-0.3	1.5	0	0	0	7
24	27.1	0.4	1.1	-1	0	0	14
25	21.9	0.0	0.6	0	0	0	0
26	19.8	-0.9	6.4	0	0	1	3
27	15.0	-1.8	3.2	-4	0	5	35
44	38.3	16.7	4.2	1	4	-57	90
46	12.9	0.0	1.4	0	0	0	0
48	16.9	0.0	5.2	0	0	0	0
51	15.2	-0.6	15.9	0	0	0	2
52	21.3	-0.5	5.4	0	0	0	4
56	35.0	-1.7	2.0	-1	-1	-1	26
58	15.9	-1.7	6.8	2	0	1	27
59	23.2	-1.2	4.1	1	1	3	14
60	35.4	-5.2	3.2	-4	-1	16	71
63	19.6	-0.8	3.5	2	0	31	37
72	25.4	0.2	0.1	-2	-3	-3	43
73	28.5	4.2	0.9	12	11	-41	60
74	23.2	2.1	0.4	10	12	-44	147
76	16.4	0.4	0.1	21	29	-52	145
77	6.6	-0.1	10.0	1	0	6	6

8.3.5 Die Brunnenergiebigkeit in einem geschichteten Aquifer

Im Abschnitt 8.2.1 haben wir gezeigt, dass die Anisotropie des Aquifers ohne Einfluss ist auf die Brunnenergiebigkeit. Wir wollen nun untersuchen, ob die Brunnenergiebigkeit von der Verteilung der Durchlässigkeit über das vertikale Profil abhängt. Sollte dies der Fall sein, wären nämlich die Gleichungen (8.8) und (8.42) für den Profil-k-Wert im stationären resp. instationären Strömungsfall nicht auf den geschichteten Aquifer übertragbar.

Wir betrachten dazu das Modell der Brunnenströmung im anisotropen Aquifer mit $k_h \gg k_v$. Dieses Modell dürfte den tatsächlichen Verhältnissen in Natur am ehesten entsprechen: Die natürlichen Ablagerungsbedingungen begünstigen die Durchlässigkeit in horizontaler Richtung, vgl. TRUEB,1981.

Vergleich von drei unterschiedlichen Durchlässigkeitsverteilungen

Mit Hilfe der Gleichungen (8.14) bis (8.17) berechnen wir die Brunnenergiebigkeit Q als Funktion des Brunnenwasserstandes h_o für drei unterschiedliche Verteilungen der horizontalen Durchlässigkeit über das vertikale Profil des Aquifers.

Modell B mit $k_{h(z)} = k_p$ = const entspricht dem bereits bekannten Fall des homogenen Aquifers mit der Lösung nach (8.18)

$$Q = \frac{\pi k_p (H^2 - h_o^2)}{\ln R/r_o} \qquad (8.85)$$

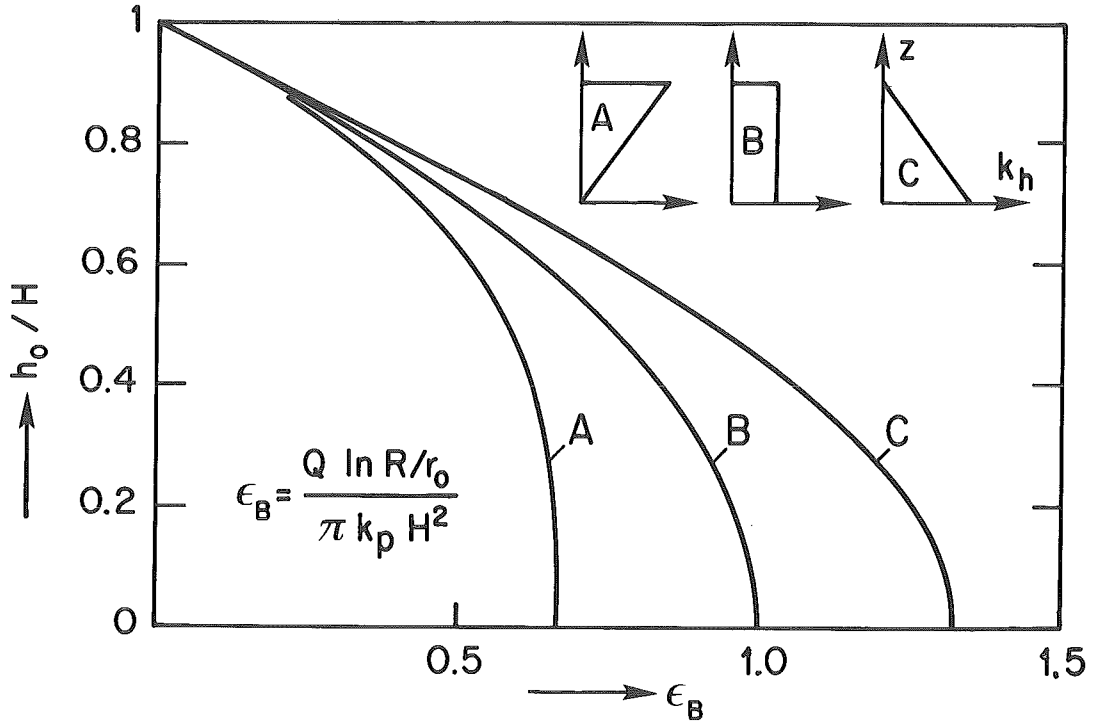
Modell A mit $k_{h(z)} = 2 k_p \frac{z}{H}$ entspricht einem Aquifer mit gleicher mittlerer Durchlässigkeit wie Modell 1, jedoch nimmt k_h vom Grundwasserstauer zum Grundwasserspiegel linear zu. Wie man sich durch Integration von (8.14) leicht überzeugen kann,ist die Lösung

$$Q = \frac{2 \pi k_p (H^3 - h_o^3)}{3 H \ln R/r_o} \qquad (8.86)$$

Modell C mit $k_{h(z)} = 2 k_p(1 - \frac{z}{H})$ entspricht einem Aquifer mit gleicher mittlerer Durchlässigkeit wie Modell 1, jedoch nimmt k_h vom Grundwasserstauer zum Grundwasserspiegel linear ab. Die Lösung lautet

$$Q = \frac{2 \pi k_p (2 H^3 - 3 H h_o^2 + h_o^3)}{3 H \ln R/r_o} \qquad (8.87)$$

Figur 8.5 Brunnenfunktion ϵ_B in Abhängigkeit vom Quotienten h_o/H für drei unterschiedliche Durchlässigkeitsverteilungen über das vertikale Profil des Aquifers bei gleicher mittler Durchlässigkeit



Figur 8.5 zeigt den Verlauf der Brunnenfunktion ϵ_B in Abhängigkeit vom Quotienten h_o/H. Trotz gleicher mittlerer Durchlässigkeit in allen drei Modellen ist die Brunnenfunktion für jedes Modell verschieden. Bei gleichem Brunnenwasserstand ist die Ergiebigkeit um so höher, je mehr die Zonen mit überdurchschnittlicher Durchlässigkeit gegen die Aquiferbasis konzentriert sind. Bei vollständiger Absenkung des Brunnenwasserspiegels ($h_o = 0$) ist die Brunnenergiebigkeit im Modell C doppelt so gross wie im Modell A. Der Grund für die unterschiedlichen Ergiebigkeiten ist, dass bei zunehmender Absenkung des Brunnenwasserspiegels an der Aquiferbasis für die Zuströmung zum Brunnen höhere Gradienten zur Verfügung stehen als im Bereich der Sickerstrecke über dem Brunnenwasserspiegel, vgl. auch Figur 8.2.

Zu ähnlichen Ergebnissen,wie oben dargestellt, kommt NAHRGANG,1965 aufgrund experimenteller Untersuchungen an geschichteten Grundwasserleitern: Die Ergiebigkeit eines Modellbrunnens in einem zweischichtigen Aquifer,mit einer Schicht Feinsand und einer Schicht Grobsand,ist grösser, wenn der Grobsand über der Aquiferbasis eingebaut wird.

Schlussfolgerungen für Kleinpumpversuche

(1) Im Gegensatz zum Einfluss der Anisotropie ist die Brunnenergiebigkeit im geschichteten Aquifer (k_h — $k_{h(z)}$) von der vertikalen Verteilung der Durchlässigkeit abhängig. Der Einfluss der Durchlässigkeitsverteilung ist um so grösser, je mehr der Brunnenwasserspiegel abgesenkt wird, er verschwindet dagegen, wenn die Brunnenabsenkung gegen Null strebt.

(2) Bei gleichem Profil-k-Wert ist die Absenkung des Brunnenwasserspiegels für eine gegebene Entnahme Q um so grösser, je mehr die Transmissivität sich gegen den Grundwasserspiegel konzentriert.

(3) Modelle für die Ermittlung des Profil-k-Wertes, welche auf der Vorstellung eines homogenen Aquifers basieren (Gleichungen (8.8) und (8.42)),führen im geschichteten Aquifer zu falschen Ergebnissen, wenn die Brunnenabsenkung zu gross ist.

(4) Der Fehler am Profil-k-Wert kann nur ermittelt werden, wenn die Durchlässigkeitsverteilung über die Vertikale bekannt ist (Flowmetermessungen und Bereichs-k-Werte). Als Faustformel kann gelten, dass die Brunnenabsenkung einen Betrag von 5 % der Grundwassermächtigkeit nicht übersteigen soll.

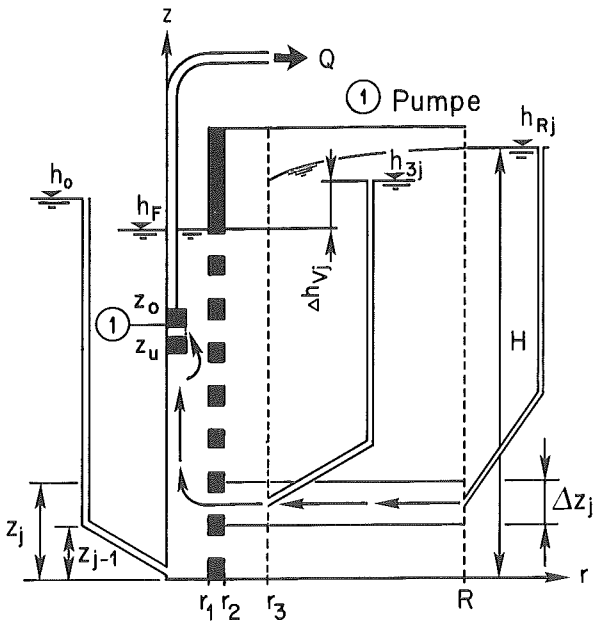
Kapitel 9: BEDEUTUNG UND MOEGLICHKEITEN FUER DIE ELIMINATION DER BRUNNENVERLUSTE

9.1 Zum Begriff der Brunnenverluste

In unseren bisherigen Ausführungen zur Methodik und Theorie der Kleinpumpversuche sind wir immer davon ausgegangen, dass im Brunnenbereich selbst keine oder dann vernachlässigbare Strömungsverluste auftreten. Wir haben unterstellt, das Potential h_o als innere Randbedingung am Brunnen sei identisch mit dem Brunnenwasserspiegel und über die Vertikale konstant, vgl. Figur 8.1.

Lange Zeit war es auch üblich, die Durchlässigkeitsberechnungen auf die Absenkung ΔH des Brunnenwasserspiegels abzustellen. Bereits JACOB,1946 hat jedoch erkannt, dass im Brunnenbereich Strömungsverluste auftreten, die eine zusätzliche Absenkung des Brunnenwasserspiegels, über den Anteil des Strömungsverlustes im Aquifer hinaus, bewirken.

Figur 9.1 Strömungsmodell für die Ermittlung der Brunnenverluste



Wir betrachten einen horizontal geschichteten Aquifer mit $k_h \gg k_v$ gemäss nebenstehender Figur. Aus einem Bereich j, zwischen den Höhenkoten z_j und z_{j-1} strömt dem Brunnen Grundwasser zu. Im Abstand R beträgt die Standrohrspiegelhöhe h_{Rj}, am Bohrlochradius r_3 liegt der Standrohrspiegel auf Kote h_{3j}. Zwischen den Radien r_3 und r_1 strömt das Grundwasser durch die Filterschüttung und die Schlitze des Filterrohres. Anschliessend strömt das Wasser entlang der vertikalen Achse des Filterrohres zur Wasserentnahmestelle zwischen den Koten z_u und z_o (Unterwasserpumpe oder Saugschlauchende).

Als Brunnenverlust Δh_{Vj} für den Bereich j definieren wir die Differenz zwischen der Standrohrspiegelhöhe h_{3j} und dem Brunnenwasserspiegel (Grundwasserspiegel im Filterrohr) h_F.

$$\Delta h_{Vj} \equiv h_{3j} - h_F \qquad (9.1)$$

Der Brunnenverlust ist nach dieser Definition eine dem Bereich j zugeordnete Grösse und variiert über das vertikale Profil des Aquifers.

9.2 Bisher übliche Verfahren für die Berechnung der Brunnenverluste

9.2.1 Verfahren mit Stufenpumpversuchen

JACOB,1946 und RORABAUGH,1953 schlagen zwei Verfahren für die Berechnung eines Mittelwertes der Brunnenverluste über das vertikale Profil vor. Die Verfahren gehen aus von den Brunnenabsenkungen eines mehrphasigen Pumpversuches mit unterschiedlichen Fördermengen Q und setzen einen gespannten Grundwasserspiegel voraus. Die praktische Anwendung der Verfahren von Jacob und Rorabaugh beschreiben z.B. LABADIE et al.1975 und NAHM,1980.

STRAYLE (in: ARBEITSGRUPPE PUMPVERSUCHE,1976) schlägt vor, die Verfahren von Jacob und Rorabaugh auch auf Grundwasserleiter mit freier Spiegelfläche zu übertragen, indem die Brunnenabsenkung ΔH um den Betrag $\Delta H^2 / 2H$ korrigiert wird.

Aus verschiedenen Gründen halten wir die vorgeschlagenen Verfahren mit Stufenpumpversuchen für die Ermittlung der Brunnenverluste bei Kleinpumpversuchen für ungeeignet:

(1) Die Verfahren gehen davon aus, dass im "Ruhezustand", d.h. ohne dass aus dem Brunnen gepumpt wird, keine Strömung im Brunnen stattfindet. Diese Voraussetzung ist in den heterogenen, anisotropen und gut durchlässigen Lockergesteins-Grundwasserleitern der Schweiz in der Regel nicht gegeben: auch ohne dass gepumpt wird, finden zwischen den einzelnen Bereichen des Aquifers via Filterrohr z.T. massive Ausgleichsströmungen statt, vgl. Kapitel 14.

(2) Die Reduktion der Brunnenabsenkung bei Grundwasserleitern mit freier Spiegelfläche nach dem Vorschlag von Strayle ist nur im homogenen Aquifer zulässig. In einem geschichteten Leiter wird die Brunnenfunktion massgebend von der vertikalen Verteilung der Durchlässigkeit beeinflusst, vgl. Abschnitt 8.3.5.

(3) Die Verfahren nach Jacob und Rorabaugh gehen von der Annahme aus, alle zur Fördermenge Q linearen Verluste seien dem Aquifer, alle nichtlinearen Verluste dem Brunnen zuzuordnen. Beide Annahmen sind, wie noch zu zeigen sein wird, häufig nicht zutreffend.

9.2.2 Analytische und numerische Modelle für den homogenen Aquifer

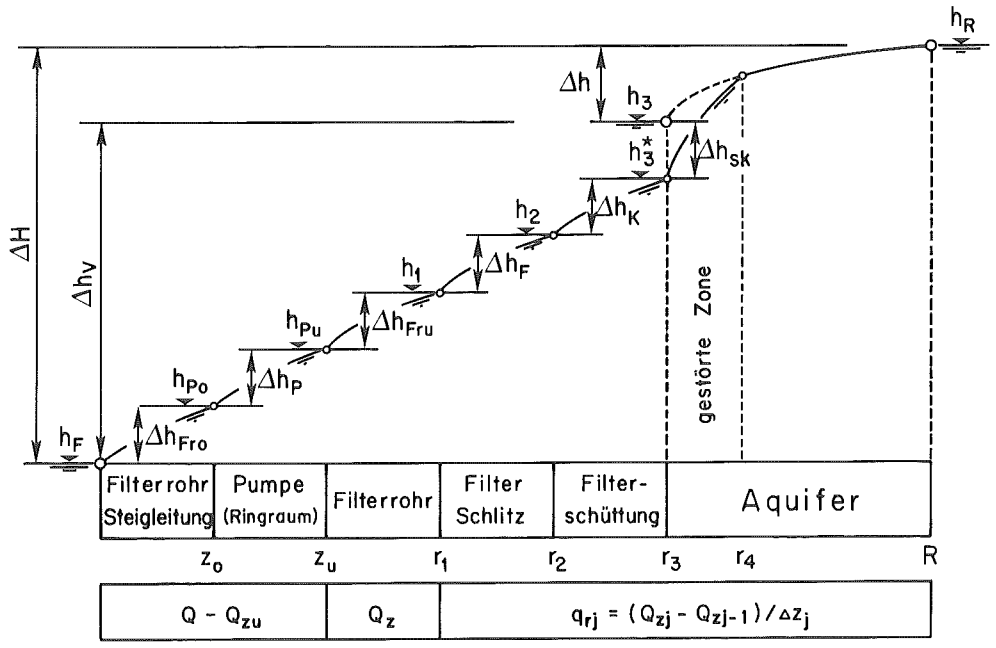
Für die Berechnung der Brunnenverluste im homogenen Aquifer, ohne Ausgleichsströmungen bei Nullförderung, sind verschiedene analytische und numerische Modelle bekannt. Meistens berücksichtigen diese Modelle jedoch nur gewisse Teilaspekte der Strömungsverluste im Brunnenbereich, wie z.B. die Verluste bei der Durchströmung der Filteröffnungen oder der Strömung längs der Achse des Filterrohres, vgl. z.B. PETERSEN et al. 1955; KLOTZ,1971; COX,1977; COOLEY et al.1979.

Verschiedene analytische und numerische Modelle für die Berechnung der Brunnenverluste im homogenen Aquifer ohne Ausgleichsströmungen wurden am Beispiel der Aufschlussbohrungen im Testgebiet Emmental auf ihre Brauchbarkeit überprüft. Die Ergebnisse waren unbefriedigend. In ca einem Viertel der Fälle waren die theoretisch berechneten Brunnenverluste grösser als die gemessenen Brunnenabsenkungen. Ursachen: Die tatsächlichen vertikalen Verteilungen der Durchlässigkeit weichen in der Regel stark vom homogenen Fall ab, zudem sind die Vertikalströmungen im Filterrohr bei Nullförderung häufig grösser als wenn aus dem Filterrohr gepumpt wird, vgl. Kapitel 14.

Die Misserfolge bei der Berechnung der Brunnenverluste,gestützt auf theoretische Annahmen über den vertikalen Volumenstrom im Filterrohr, veranlassten uns, den Volumenstrom mit Flowmetersonden direkt zu messen.

9.3 Ermittlung der Brunnenverluste gestützt auf Flowmetermessungen

Figur 9.2 Strömungsverluste zwischen dem Wasserspiegel im Filterrohr und der Standrohrspiegelhöhe im Abstand R vom Brunnen



Wie Figur 9.2 zeigt, setzen sich die Strömungsverluste zwischen dem Wasserspiegel h_F im Filterrohr und der Standrohrspiegelhöhe h_R im Abstand R von der Brunnenachse aus verschiedenen, sich summierenden Einzelverlusten zusammen. Für den Brunnenverlust gilt

$$\Delta h_V = \Delta h_{Fro} + \Delta h_P + \Delta h_{Fru} + \Delta h_F + \Delta h_K + \Delta h_{sk} \qquad (9.2)$$

Darin bedeuten Δh_{Fro} den Strömungsverlust im Filterrohr zwischen dem Wasserspiegel h_F und der Kote z_o unmittelbar oberhalb der Wasserentnahmestelle (Unterwasserpumpe oder Saugschlauchende), Δh_P den Strömungsverlust zwischen den Koten z_o und z_u (sog. Ringraumverlust bei Unterwasserpumpen), Δh_{Fru} den Strömungsverlust im Filterrohr unterhalb der Kote z_u, Δh_F den Verlust bei der Strömung durch die Filteröffnungen, Δh_K den Verlust bei der Strömung in der Filterschüttung und Δh_{Sk} den Verlust infolge Skin - Effekt in der gestörten Zone des Aquifers.

Strömungsverluste im Filterrohr Δh_{Fro} und Δh_{Fru}

Die Berechnung der Strömungsverluste längs der vertikalen Achse des Filterrohres oberhalb und unterhalb der Wasserentnahmestelle ist im Abschnitt 11.3 im Detail beschrieben. Unterhalb der Kote z_u stützt sich die Berechnung auf die Ergebnisse der Flowmetermessungen des vertikalen Volumenstromes Q_z im Filterrohr. Oberhalb der Kote z_o ist lediglich eine angenäherte Berechnung des Strömungsverlustes möglich, gestützt auf die Annahme einer konstanten radialen Zuströmung der Differenzmenge zwischen der Entnahmemenge Q und dem vertikalen Volumenstrom Q_z gemessen an der Stelle z_u (erste Flowmetermessung unterhalb der Wasserentnahmestelle).

Strömungsverluste im Bereich der Wasserentnahmestelle Δh_P

Zu den Strömungsverlusten im Bereich der Wasserentnahmestelle wurden Modellversuche an einem Halbraummodell durchgeführt, vgl. Kapitel 13. Diese Versuche zeigten, dass die Ringraumverluste im Bereich der Unterwasserpumpe mit theoretischen Modellen lediglich grob abgeschätzt werden können: zu viele in Natur unbekannte Parameter beeinflussen den Strömungsvorgang.

Der Strömungsverlust im Bereich der Wasserentnahmestelle und ebenso der Verlust zwischen dem Wasserspiegel h_F und Kote z_o können jedoch mit Hilfe innerer Manometerleitungen, mit denen die Standrohrspiegelhöhe auf der Kote z_u unterhalb der Wasserentnahmestelle gemessen wird, eliminiert werden (TRUEB,1981b).

Verluste bei der Strömung durch die Filteröffnungen (Filtereintrittsverluste) Δh_F

Die Filtereintrittsverluste können gemäss den Angaben in Kapitel 11 gestützt auf die radiale Zuströmung q_r ermittelt werden. q_r ergibt sich aus den Flowmetermessungen von Q_z, vgl. Figur 9.2.

Strömungsverluste in der Filterschüttung Δh_K und am Uebergang Aquifer - Brunnen

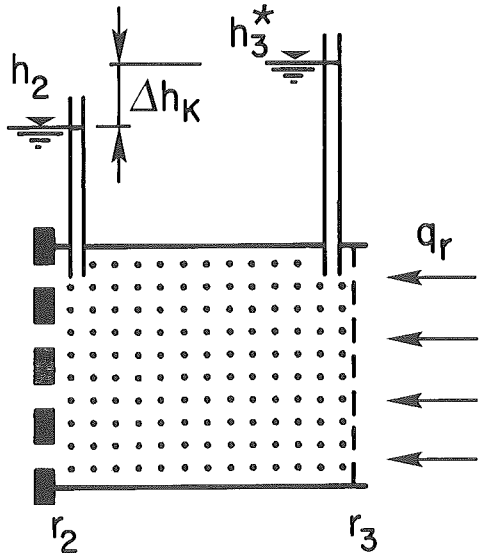
Die Strömungsverluste in der Filterschüttung und am Uebergang Aquifer - Brunnen (gestörte Zone des Aquifers) können nach den Angaben in Kapitel 10 berechnet resp. abgeschätzt werden. Als Basisgrösse dient ebenfalls die aus Q_z zu ermittelnde radiale Zuströmung q_r.

Kapitel 10: STROEMUNGSVERLUSTE IN DER FILTERSCHUETTUNG UND AM UEBERGANG ZWISCHEN AQUIFER UND BRUNNEN

Bei Vertikalfilterbrunnen und in der Regel auch bei verfilterten Aufschlussbohrungen wird zwischen das Filterrohr und den umgebenden Grundwasserleiter eine Filterschüttung eingebracht. Die Filterschüttung hat die Aufgabe, ein Eindringen des anstehenden Sedimentes in das Filterrohr zu vermeiden und damit ein Verschlammen und Dichtfahren des Brunnenfilters zu verhindern. Verschlammen und Dichtfahren des Brunnenfilters führen zu übermässigen Filtereintrittsverlusten und damit zu einer Verfälschung der Durchlässigkeitsberechnung aus Kleinpumpversuchen, vgl. auch Abschnitt 11.2.6. Uebermässige Eintrittsverluste sind deshalb durch eine richtig dimensionierte und sorgfältig eingebaute Filterschüttung zu vermeiden. Dimensionierung und Einbau der Filterschüttung bei verrohrten und unverrohrten Bohrungen vgl. z.B. BIESKE,1968.

10.1 Berechnung der Strömungsverluste in der Filterschüttung

Figur 10.1 Strömung in der Filterschüttung



Unter dem Strömungsverlust der Filterschüttung Δh_K verstehen wir die Differenz der Standrohrspiegelhöhen h_3^* und h_2 am äusseren resp. inneren Rand der Filterschüttung.

$$\Delta h_K \equiv h_3^* - h_2 \qquad (10.1)$$

Der Filterschüttung strömt radial ein Volumenstrom q_r pro Laufmeter Filter zu.

Flowmetermessungen in zahlreichen Aufschlussbohrungen in schweizerischen Lockergesteins-Grundwasserleitern haben gezeigt, dass die radiale Zuströmung q_r selbst im natürlichen Strömungszustand, d.h., ohne dass aus dem Filterrohr gepumpt wird, so gross sind, dass in der Filterschüttung das Darcy-Gesetz keine Gültigkeit mehr besitzt. Beispielsweise liegen die maximalen radialen Zuströmungen aus 30 Aufschlussbohrungen im Testgebiet Emmental zwischen 0.5l und 4.0 l/s m'. Daraus ergeben sich bei einer Wassertemperatur von 10° C Reynolds-Zahlen von 3 bis 26 für einen im Emmental üblichen Schüttkorndurchmesser von 6 mm. Die Berechnung der Strömungsverluste in der Filterschüttung hat sich deshalb auf den Ansatz von

FORCHHEIMER,1901 abzustützen

$$J = a\,v + b\,v^2 \qquad (10.2)$$

Um den vektoriellen Charakter des hydraulischen Gradienten J zu berücksichtigen, verwenden wir obigen Ansatz jedoch in der Form

$$J = a\,v + b\,v\,|v| \qquad (10.3)$$

Mit $J = -\frac{dh}{dr}$ und $v = -\frac{q_r}{2\,r\,\pi}$ folgt aus (10.3) eine separierbare lineare DG mit der Lösung

$$\Delta h_K = a\,\frac{\ln r_3/r_2}{2\,\pi}\,q_r + b\,\frac{r_3 - r_2}{4\,\pi^2\,r_2\,r_3}\,q_r\,|q_r| \qquad (10.4)$$

Ist die Zuströmung q_r klein, verschwindet der zweite Term in (10.4) gegenüber dem ersten,und die Gleichung geht über in diejenige für laminare Strömung. a bedeutet demnach

$$a = \frac{1}{k_K} \qquad (10.5)$$

10.1.1 Der Durchlässigkeitsbeiwert der Filterschüttung

Richtig dimensionierte Filterschüttungen weisen eine kleine Ungleichförmigkeit auf. Der Durchlässigkeitsbeiwert der Filterschüttung kann deshalb mit guter Genauigkeit aus der Korngrössenverteilung bestimmt werden. Der Zusammenhang zwischen dem Durchlässigkeitsbeiwert k_K der Filterschüttung und der Korngrössenverteilung kann allgemein wie folgt formuliert werden

$$k_K = C_K\,f(C_u)\,d_m^2 \qquad (10.6)$$

Darin bedeutet C_K ein Koeffizient, der die Einflüsse der Kornform, des Rundungsgrades und der Lagerungsdichte beinhaltet, $f(C_u)$ eine Funktion, welche den Einfluss der Ungleichförmigkeit ausdrückt und d_m der massgebende Korndurchmesser.

Für sandig-kiesige Materialien mit $0.06\ mm < d_{10} < 0.60\ mm$ gilt z.B. nach BEYER,1963 für Ungleichförmigkeiten C_u zwischen 1 und 20

$$C_K = 1.1\ 10^4\ m^{-1}\ s^{-1};\quad f(C_u) = C_u^{-1/4};\quad d_m = d_{10} \qquad (10.7)$$

Für gleichförmige Filterschüttungen mit $C_u < 2$ wird die Durchlässigkeit häufig auch als Funktion der mittleren Korngrösse d_{50} berechnet. Es gilt dann

$$k_K = C_K \, d_{50}^{\,2} \tag{10.8}$$

Eine Zusammenstellung über die Durchlässigkeiten der in der Bundesrepublik Deutschland hauptsächlich verwendeten Filtersande und -Kiese gibt KLOTZ,1977b. Je nach Korngrösse und Herkunft (Dorstener-, Oberpfälzer- oder rheinische Vorkommen) variieren die C_K-Werte der handelsüblichen Filtersande und -Kiese zwischen

$$3 \; 10^3 \leqq C_K \leqq 6 \; 10^3 \quad m^{-1} \, s^{-1}$$

10.1.2 Der Widerstandskoeffizient der Filterschüttung

Der Widerstandskoeffizient b_K der Filterschüttung berechnet sich, gestützt auf die Ausführungen im Abschnitt 5.4.2, mit der Formel

$$b_K = \frac{C_t}{\sqrt{g \, \nu \, k_K}} \tag{10.9}$$

Weiter berechnet sich die kritische Filtergeschwindigkeit v_{kr} in der Filterschüttung zu

$$v_{kr} = \sqrt{\frac{g \, \nu}{k_K}} \quad \frac{\varphi_J}{C_t} \tag{10.9a}$$

Bei radialsymmetrischer Zuströmung zum Brunnen lässt sich zudem eine kritische radiale Zuströmung definieren

$$q_{r\,kr} \equiv v_{kr} \, 2 \, \pi \, r \tag{10.9b}$$

Darin bedeutet r der radiale Abstand von der Brunnenachse.

10.1.3 Strömungsverluste der im Testareal Aefligen verwendeten Filterschüttung

Aufgrund der Kornverteilungen der Emme- und Vorstossschotter im Testareal Aefligen (vgl. Figur 3.1) wählten wir für die Filterschüttungen der Versuchsbohrungen einen Filterkies mit der Körnung 4 - 8 mm. Der Kies weist folgende Eigenschaften auf:

Filterkies 4 - 8 mm Testareal Aefligen

Korndurchmesser	d_{10}	=	4 mm
Korndurchmesser	d_{50}	=	6 mm
Ungleichförmigkeit	C_u	=	1.6
Proportionalitätsfaktor (zu 10.8)	C_K	=	$2.5\ 10^{3}\ m^{-1}\ s^{-1}$
Durchlässigkeitsbeiwert nach (10.8)	k_K	=	$9\ 10^{-2}\ m\ s^{-1}$
Widerstandszahl	C_t	=	1.6
Widerstandskoeffizient	b_K	=	$1490\ m^{-2}s^{2}$
krit. Filtergeschwindigkeit ($\varphi_J = 5\ \%$)	v_{kr}	=	$3.73\ 10^{-4}$ m/s
krit. radial Zuströmung (r = 0.1 m)	$q_{r\,kr}$	=	0.23 l/s m'

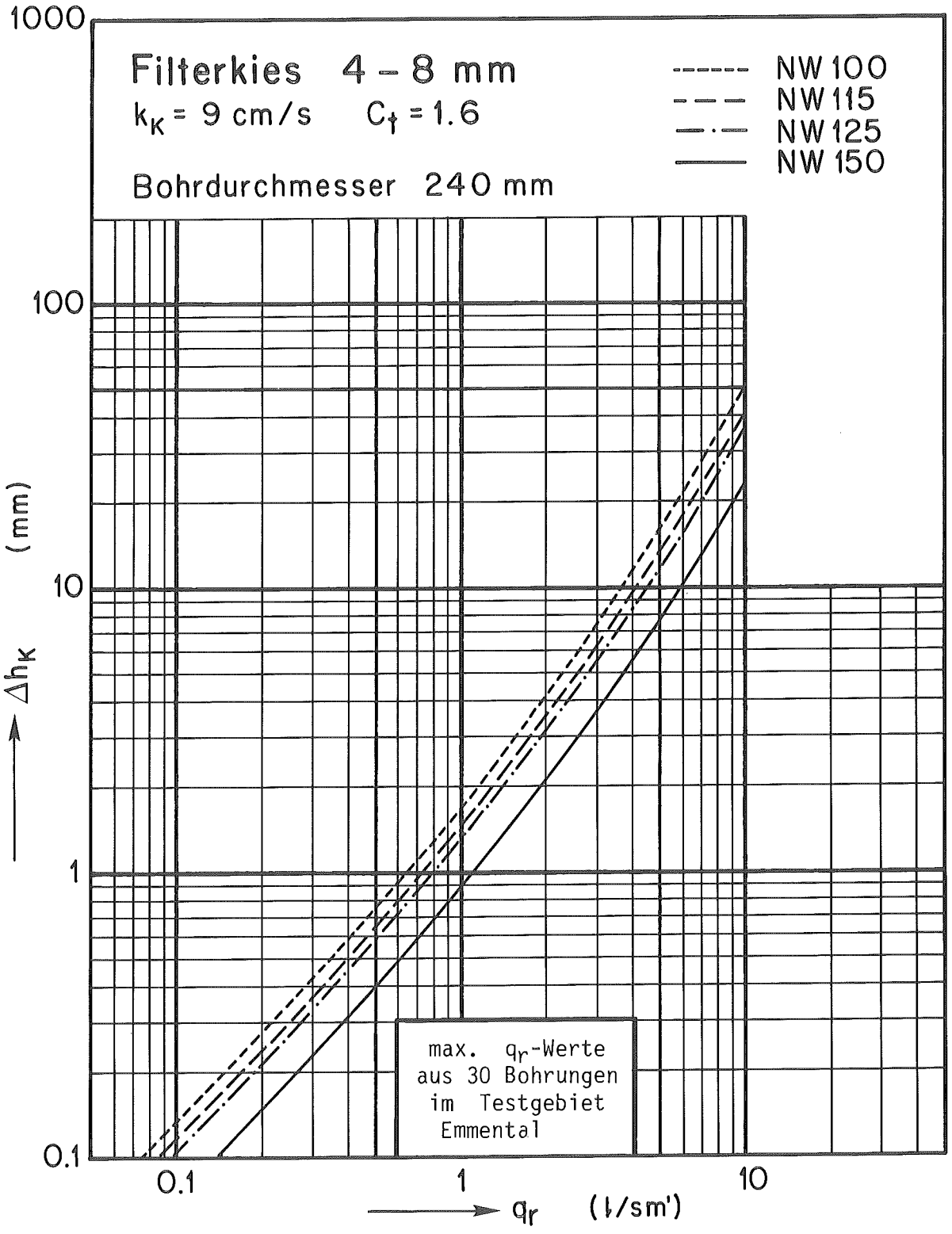
Der aus Säulenversuchen bei mittlerer bis dichter Lagerung gefundene Proportionalitätsfaktor C_K liegt etwas unterhalb des Wertebereiches der handelsüblichen deutschen Filterkiese, vgl. bei (10.8). Der Unterschied dürfte auf die mehr von der Kugelform abweichende Gestalt der Körner und auf die schlechtere Rundung zurückzuführen sein. Die Widerstandszahl C_t liegt im Bereich der auch von anderen Autoren gefundenen Werte für natürliche Kiese.

In Figur 10.2 sind die mit obigen Parametern und Gleichung (10.4) berechneten Strömungsverluste der Filterschüttung für verschiedene Filterrohre und einen Bohrlochdurchmesser von 240 mm dargestellt. Die Aussendurchmesser der Filterrohre finden sich in Tabelle 11.1.

Die Nichtlinearität des Strömungsverlustes geht aus der Figur klar hervor: Mit wachsendem q_r steigt der Verlust überproportional an, was auf den zunehmenden Einfluss des zu q_r quadratischen Termes in (10.4) zurückzuführen ist.

Zur Orientierung sind in Figur 10.2 auch die maximalen q_r-Werte aus 30 Bohrungen im Testgebiet Emmental eingetragen, wie sie aus Flowmetermessungen bestimmt worden sind. Es zeigt sich klar, dass die Strömungsverluste in der Filterschüttung bei der Ermittlung der Durchlässigkeit aus Kleinpumpversuchen nicht vernachlässigt werden dürfen. Die Verluste liegen in der gleichen Grössenordnung, wie diejenigen der verwendeten glatten Kunststoffilterrohre mit horizontaler Schlitzung, vgl. Figur 11.8. Die für schweizerische Lockergesteins-Grundwasserleiter charakteristische Wechsellagerung , vgl. TRUEB,1981 verhindert eine bessere Anpassung der Filterschüttungen an die Bodenmatrix, wodurch die Möglichkeit einer Reduktion der Strömungsverluste durch differenzierte Filterschüttungen entfällt.

Figur 10.2 Strömungsverluste Δh_K der im Testareal Aefligen verwendeten Filterschüttung 4 - 8 mm für einen Bohrlochdurchmesser von 240 mm und verschiedene Filterrohre bei einer Wassertemperatur von 10°C



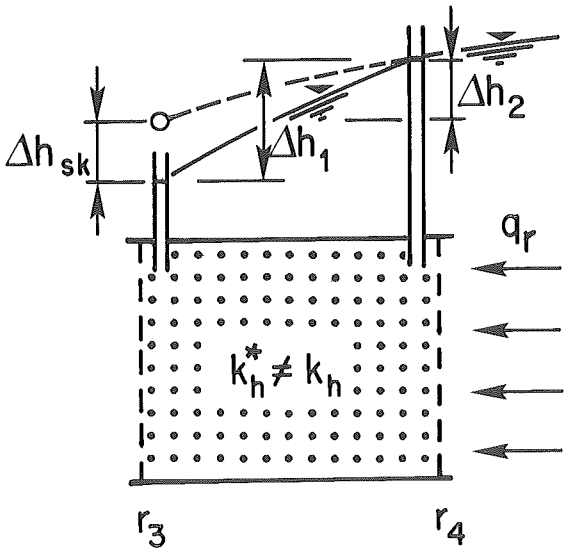
10.2 Strömungsverluste am Uebergang zwischen Aquifer und Brunnen

Bohrvorgang und Brunnenentwicklung (Entsanden und Entschlammen) können zu einer Störung des natürlichen Korngefüges und damit zu einer Veränderung der ursprünglichen Durchlässigkeitsverhältnisse im Aquifer führen. In der Regel beschränkt sich diese Störung jedoch auf eine schmale Zone in der unmittelbaren Umgebung des Bohrloches, insbesondere dann, wenn man, wie bei Aufschlussbohrungen zum Zwecke der Durchlässigkeitsermittlung, danach trachtet, die verfälschenden Einflüsse möglichst gering zu halten.

In der Erdöltechnologie wurde für die Durchlässigkeitsänderungen in der Bohrlochumgebung der Ausdruck S k i n - E f f e k t (Haut - Effekt) geprägt (HURST,1953). Unter dem Skin - Effekt wurden hauptsächlich die Durchlässigkeitsminderungen und die damit verbundenen zusätzlichen Brunnenabsenkungen infolge der in das Gestein eingedrungenen Bohrlochspülungen verstanden. Später wurde der Begriff auch auf dem Gebiet der Grundwasserhydraulik übernommen (STERNBERG,1973) und auf alle Arten von Durchlässigkeitsänderungen in der Bohrlochumgebung erweitert.

10.2.1 Definition des Skin - Effektes

Figur 10.3 Strömungsverlust Δh_{sk} infolge Skin - Effekt



Wir nehmen an, bedingt durch den Bohrvorgang oder die Brunnenentwicklung weiche die Durchlässigkeit in einem zylinderförmigen Bereich zwischen dem Bohrlochradius r_3 und dem Radius r_4 von der ursprünglichen Durchlässigkeit k_h im Aquifer ab ($k_h^* \neq k_h$).

Δh_1 sei die gedachte Standrohrspiegeldifferenz zwischen den Radien r_3 und r_4 bei unveränderter Durchlässigkeit $k = k_h$, Δh_2 diejenige bei $k = k_h^*$.

Der Strömungsverlust infolge Skin - Effekt am Uebergang zwischen Aquifer und Brunnen definiert sich mit diesen Annahmen zu

$$\Delta h_{sk} \equiv \Delta h_1 - \Delta h_2 = h_3 - h_3^* \qquad (10.10)$$

Ist $u < 0.01$, vgl. (8.39, 8.40 und 8.64), können die Verlusthöhen auch wie folgt formuliert werden

$$\Delta h_1 = \frac{q_r}{2\,\pi\,k_h} \ln r_4/r_3$$

$$\Delta h_2 = \frac{q_r}{2\,\pi\,k_h^*} \ln r_4/r_3 \qquad (10.11)$$

Setzt man (10.11) in (10.10) ein, folgt

$$\Delta h_{sk} = \frac{q_r}{2\,\pi\,k_h} \left(\frac{k_h - k_h^*}{k_h^*}\right) \ln r_4/r_3 \qquad (10.12)$$

Gleichung (10.12) ist in der Praxis schwierig anzuwenden, weil in der Regel keine Kenntnisse über die Parameter k_h, k_h^* und r_4 vorliegen. Verschiedene Autoren haben deshalb versucht, die unbekannten Grössen aus dem instationären Verlauf der Brunnenabsenkung zu ermitteln, vgl. VAN EVERDINGEN,1953. STERNBERG, 1973 zeigt, dass dieses Vorgehen wegen der sehr raschen Absenkung des Brunnenwasserspiegels nicht praktikabel ist. Die von ihm vorgeschlagene Alternative setzt jedoch voraus, dass mindestens ein Beobachtungsrohr ausserhalb der gestörten Zone des Aquifers vorhanden ist. Diese Voraussetzung ist im allgemeinen bei Kleinpumpversuchen nicht gegeben. Es besteht damit leider keine Möglichkeit, den Strömungsverlust infolge Skin - Effekt aus den Versuchsdaten eines Kleinpumpversuches zu ermitteln.

Abschätzung des Fehlers bei Vernachlässigung des Skin - Effektes

Bezeichnet man die scheinbare Durchlässigkeit des Aquifers, ermittelt aus der Brunnenabsenkung unter Vernachlässigung des Skin - Effektes, mit k_h°, kann der Fehler an k_h° wie folgt berechnet werden

$$\varphi_{sk} = \frac{k_h}{k_h^\circ} - 1 \qquad (10.13)$$

Zur Vereinfachung der Schreibweise definieren wir zwei Quotienten

$$\alpha \equiv k_h / k_h^*$$

$$\beta \equiv r_4 / r_3 \qquad (10.14)$$

Berechnet man nun k_h unter Berücksichtigung des Skin - Effektes nach (10.12) und k_h° nach (8.63), folgt für den Fehler

$$\varphi_{sk} = \frac{\ln R_s/\beta r_3 + \alpha \ln \beta}{\ln R_s/r_3} - 1 \qquad (10.15)$$

Darin bedeutet R_s die scheinbare Reichweite nach (8.41), r_3 der Bohrlochradius, α das Verhältnis der horizontalen Durchlässigkeit im ungestörten resp. gestörten Bereich des Aquifers und β der Quotient aus den Radien der gestörten Zone und des Bohrloches nach (10.14).

Aus Gleichung (10.15) lassen sich folgende Schlussfolgerungen in Bezug auf den Skin - Effekt bei Kleinpumpversuchen ziehen:

(1) Für den Fall, dass die Durchlässigkeit in der gestörten Zone des Aquifers grösser ist als im Aquifer selbst (Umspülgalerie, vgl. Abschnitt 10.2.2), d.h. $\alpha = k_h/k_h^* < 1$, ist der Fehler bei Vernachlässigung des Skin - Effektes in der Regel unbedeutend (einige Prozent). Die Durchlässigkeit wir mit dem Kleinpumpversuch gegenüber der tatsächlichen Durchlässigkeit im Aquifer eher zu gross bestimmt ($\varphi_{sk} < 1$).

(2) Der relative Fehler an der berechneten Durchlässigkeit aus dem Kleinpumpversuch ist um so kleiner, je weniger sich die Durchlässigkeit im gestörten Bereich von derjenigen im ungestörten Bereich des Aquifers unterscheidet

(3) Für den Fall, dass die Durchlässigkeit in der gestörten Zone des Aquifers kleiner ist als im Aquifer selbst (z.B. infolge Abdichtung durch die Dickspülung, vgl. Abschnitt 10.2.2), d.h. $\alpha > 1$, kann der Fehler ein Mass von mehreren hundert Prozent annehmen. Die Durchlässigkeit wird mit dem Kleinpumpversuch gegenüber der tatsächlichen Durchlässigkeit im Aquifer zu klein bestimmt ($\varphi_{sk} > 1$).

10.2.2 Skin - Effekt bei den untersuchten Bohrverfahren

Während dem Bohrvorgang können einerseits mechanische Einwirkungen der Bohrwerkzeuge und der Verrohrung, anderseits extrem hohe hydraulische Gradienten zwischen Bohrloch und Aquifer die Durchlässigkeitsverhältnisse in der Bohrlochumgebung beeinflussen. Die Auswirkungen sind stark vom Bohrverfahren abhängig. Zur Beschreibung der Bohrverfahren vgl. Kapitel 4.

(1) ROTATIONSKERNBOHRUNGEN: Bei verrohrten Rotationskernbohrungen wird vielfach eine Verschmierung und Verdichtung der Bohrlochwand durch die Bohrwerkzeuge und die Verrohrung befürchtet

Unsere Untersuchungen im Testareal Aefligen zeigen keinen solchen Einfluss. Vielmehr bildet sich entlang der Verrohrung eine schmale Zone mit aufgelockertem Bodenmaterial und entsprechend erhöhter Durchlässigkeit. Die aufgelockerte Zone - wir bezeichnen sie als Umspülgalerie - umschliesst das Bohrloch zylinderförmig. Ihr Durchmesser ist um so grösser, je mehr während dem Bohrvorgang mit dem Kernrohr der Verrohrung vorausgearbeitet wird. Beim Rückzug des Kernrohres aus der Verrohrung entsteht eine Sogwirkung, verbunden mit einem hydraulischen Grundbruch und entsprechender Auflockerung des anstehenden Bodens. Die Verrohrung wird in die aufgelockerte Bodenzone nachgepresst.

Vergleichsberechnungen über die erbohrte Trockensubstanz haben gezeigt, dass bei der Annahme einer Porosität des natürlich gelagerten Bodens von 25 % das erbohrte Bodenvolumen 20 bis 50 % höher liegt, als das theoretische Volumen des Bohrloches. Unterstellt man für die Umspülgalerie eine gegenüber der natürlichen Lagerungsdichte um 10 % höhere Porosität (mittlere bis lockere Lagerung), so ergibt sich aus einer Massenbilanz ein β- Wert (10.14) von 1.2 bis 1.4. Nimmt man weiter an, die Durchlässigkeit habe sich in der Umspülgalerie infolge der Porositätszunahme und der Ausschwemmung von Feinanteilen um einen Faktor 10 bis 100 vergrössert ($\alpha = 0.1 \div 0.01$) ergibt sich nach ein relativer Fehler am k - Wert von lediglich 2.6 bis 5.4 %. Um diesen Betrag wird die Durchlässigkeit des Aquifers zu hoch eingeschätzt, wenn der Skin - Effekt infolge der Umspülgalerie vernachlässigt wird.

Zur Kontrolle des Skin - Effektes wurden bei drei Rotationskernbohrungen (RB07, RB09 und RB13, vgl. Figur 4.1) Beobachtungsrohre im Absenktrichter ausserhalb des Bohrloches versetzt. Die Rohre weisen zur Bohrung jeweils Abstände von 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 und 8.0 Meter auf. Während den Kleinpumpversuchen in den betreffenden Bohrungen wurden auch die Standrohrspiegelhöhen resp. die Absenkungen in den Beobachtungsrohren gemessen.

Eine räumliche Auswertung der Absenkungen in den Beobachtungsrohren ausserhalb der Bohrung zeigte keine signifikanten Unterschiede zu den Durchlässigkeitswerten, welche mit Hilfe von Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen ermittelt werden konnten.

(2) VERROHRTE ROTATIONSSPUELBOHRUNGEN MIT KLARSPUELUNG: Aehnlich wie bei den Rotationskernbohrungen wird auch bei den verrohrten Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung mit dem Bohrwerkzeug der Verrohrung voraus gearbeitet und diese danach in die gelockerte Bodenzone am Bohrrohrfuss nachgepresst. Im Gegensatz zur Kernbohrung entsteht jedoch, bedingt durch den Druckunterschied zwischen Spülung und Grundwasser, eine Strömung vom Bohrloch weg in Richtung des Aquifers (Spülwasserverlust): Beim Durchbohren sehr durchlässiger Schichten konnten Spülwasserverluste bis 1000 l/min festgestellt werden.

Infolge des Strömungsdruckes der abgehenden Spülung kommt es in der unmittelbaren Umgebung des Bohrloches zu Suffosionsvorgängen, indem Teile der feineren Kornfraktionen aus der Spülung und dem Aquifer durch das tragende Erdstoffgerüst transportiert und umgelagert werden. In der unmittelbaren Umgebung des Bohrloches erhöhen sich damit die Porosität und die Durchlässigkeit, während weiter weg vom Bohrloch eine gewisse Verminderung dieser Werte anzunehmen ist.

Eine bevorzugte Strömungsrichtung der abgehenden Spülung bildet sich in der Umspülgalerie entlang der Aussenseite der Verrohrung, vgl. Kapitel 3. Im Testareal Aefligen konnte beobachtet werden, dass bis zu einer Bohrtiefe von vier bis fünf Meter unter Terrain ein Teil der Spülung aussen an der Verrohrung zu Tage trat, vgl. Figur 4.9 . Bei grösseren Bohrtiefen verlor sich das abgehende Spülwasser im Aquifer.

Bei den Rotationsspülbohrungen war eine Abschätzung des erbohrten Bodenvolumens über das Gewicht der Trockensubstanz aus technischen Gründen nicht möglich. Aus der Tatsache, dass die Punkt-k-Werte, bestimmt in den Spülbohrungen mit Klarspülung im Durchschnitt doppelt so gross sind, als diejenigen der Kernbohrungen, schliessen wir jedoch, dass die Umspülgalerie der Klarspülbohrungen durchlässiger ist.

Eine Kontrolle des Skin - Effektes durch Beobachtungsrohre im Bereich des Absenktrichters wurde bei den Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung nicht durchgeführt. Vergleicht man die durchschnittlichen Profil-k-Werte der paarweise angeordneten Kernbohrungen und Spülbohrungen mit Klarspülung im Testareal Aefligen, zeigt sich ein Unterschied von lediglich 5.3 % (vgl. auch Kapitel 14).
Wir schliessen daraus, dass Rotationskernbohrungen und Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung in Bezug auf die Durchlässigkeitsermittlung mit Kleinpumpversuchen und den Skin - Effekt praktisch gleichwertig sind.

(3) UNVERROHRTE ROTATIONSSPUELBOHRUNGEN MIT DICKSPUELUNG: Aus Kostengründen konnte im Testareal Aefligen nur eine Rotationsspülbohrung mit Dickspülung abgeteuft werden. Es handelte sich dabei um eine Rollenmeisselbohrung mit einem Bohrdurchmesser von 210 mm und einer 10 - 12 % Dickspülung auf Bentonit - Antisol - Basis im Direktstrom.

Bis zum Schluss der Bohrarbeiten wurden 13.7 m^3 Spülung in das Bohrloch eingebracht. Davon konnten trotz intensiver Entschlammung und Entsandung mit Luft und Kolben nur 1.2 m^3 zurückgewonnen werden. 12.5 m^3 Spülung verblieben im Grundwasserleiter. Massive Spülungsverluste zeigten sich vor allem in den gut durchlässigen Partien der Emmeschotter, wo innert wenigen Minuten ein bis zwei Kubikmeter Spülung abgehen konnten.

Abschätzung von r_4 und β

Nimmt man an, die verlorene Spülung bilde eine ringförmige Zone mit konstantem Radius r_4 über die gesamte Länge L der Bohrung, ergibt sich, wenn die Spülung den gesamten Raum der durchströmten Porosität n_w ausfüllt, der äussere Radius des kontaminierten Bereiches zu

$$r_4 = \sqrt{\frac{V}{\pi n_w L} + r_3^2} \qquad (10.17)$$

Mit einem Spülungsverlust V = 12.5 m^3, einer durchströmten Porosität n_w = 0.15, einer Bohrlänge L = 24 m und einem Bohrlochradius r_3 = 0.11 m berechnet sich r_4 zu 1.06 m und β = 10.

Diese überschlägige Berechnung zeigt, dass die Dickspülung nicht, wie vielfach behauptet wird, nur einen "hauchdünnen" Filterkuchen an der Bohrlochwand bildet, sondern vielmehr massiv in den Grundwasserleiter eindringt.

Abschätzung von k_h^* und α

Eine Abschätzung der Durchlässigkeit k_h^* in der gestörten (kontaminierten) Zone ist möglich, indem Gleichung (10.15) unter Berücksichtigung der Definitionen von φ_{sk} (10.13) und α (10.14) nach k_h^* umgeformt wird

$$k_h^* = \frac{k_h \, k_h^\circ \, \ln\beta}{k_h \ln R_s/r_3 - k_h^\circ \ln R_s/\beta r_3} \qquad (10.18)$$

Darin bedeutet k_h die horizontale Durchlässigkeit im ungestörten Bereich des Aquifers, k_h° die Durchlässigkeit, bestimmt mit dem Kleinpumpversuch ohne Berücksichtigung des Skin - Effekts, R_s die scheinbare Reichweite, r_3 der Bohrlochradius und $\beta = r_4/r_3$.

Als mittlere horizontale Durchlässigkeit des Aquifers in der Umgebung der Dickspülbohrung SB10 ergeben die benachbaren Kleinpumpversuche und auch der Grosspumpversuch einen Wert k_h = 6.0 10^{-3} m/s. Der Kleinpumpversuch in der Bohrung SB10 gibt 2.1 10^{-3} m/s. Detaillierte Angaben über die Durchlässigkeitsverhältnisse können den Kapiteln 14 und 15 entnommen werden.

Mit dem aus den Spülungsverlusten abgeschätzten β-Wert (β = 10, vgl. oben) folgt für einen Quotienten R_s/r_3 = 500

$$k_h^* = 1.0\ 10^{-3} \text{ m/s} \quad \text{und} \quad \alpha = 6.0$$

Die Durchlässigkeit k_h^* in der gestörten, d.h. von der Spülung kontaminierten Zone, liegt nach diesem Ergebnis um einen Faktor 6 tiefer, als die Durchlässigkeit im ungestörten Bereich des Aquifers. Nach Gleichung (10.12) berechnet sich der Strömungsverlust infolge Skin - Effekt z.B. für eine radiale Zuströmung q_r = 1.0 l/s m' zu

$$\Delta h_{sk} = 0.31 \text{ m}$$

Dieses Rechenbeispiel illustriert den massgebenden Einfluss des Skin - Effektes aus Spülungskontaminationen in der Bohrlochumgebung.

Zu ähnlichen Ergebnissen in Bezug auf das Eindringen von Dickspülungen in Lockergesteinsformationen und die Abminderung der Durchlässigkeit in der Bohrlochumgebung kommen auch DUDGEON & Cox,1976. Sie untersuchten die Eindringtiefe und die Durchlässigkeitsminderung,herrührend von Spülungen mit Bentonit (Handelsbezeichnung Aqualgel), mit einem Gemisch von Bentonit und Sand sowie mit einem biologisch abbaubaren Polymer (Handelsbezeichnung Hydropol), an verschiedenen Sanden und Feinkiesen.

Kapitel 11: STROEMUNGSVERLUSTE IM FILTERROHR

Die Strömung in Filterrohren unterscheidet sich von derjenigen in geschlossenen Rohrleitungen durch den Energie- und Massenaustausch über die poröse Filterwand. Die Strömungsgesetze geschlossener Rohrleitungen können deshalb nur beschränkt auf Filterrohre übertragen werden.

Bei der Berechnung der Strömungsverluste ist zu unterscheiden zwischen den Verlusten bei der Durchströmung der Filteröffnungen, den sog. Filtereintrittsverlusten und den Strömungsverlusten längs der Rohrachse. Sowohl die Filtereintrittsverluste als auch die Strömungsverluste längs der Rohrachse sind von verschiedenen Eigenschaften der Filterrohre abhängig.

11.1 Beschreibung der gebräuchlichen Brunnenfilterrohre

11.1.1 Einteilung der handelsüblichen Brunnenfilterrohre

Nach KLOTZ,1977 unterscheidet man verschiedene Typen handelsüblicher Brunnenfilterrohre:

(1) Perforierte Metallfilterrohre

(1.1) mit Rundlochung, (1.2) mit offener Schlitzlochung, (1.3) mit Schlitzbrückenlochung

(2) Metallfilterrohre mit gewickeltem Draht

(2.1) mit Profildraht, (2.2) mit Runddraht

(3) Kunststoffilterrohre mit vertikaler Schlitzung

(3.1) glatte Kunststoffilterrohre mit vertikaler Schlitzung, (3.2) gerippte Kunststoffilterrohre mit vertikaler Schlitzung

(4) Kunststoffilterrohre mit horizontaler Schlitzung

(4.1) glatte Kunststoffilterrohre mit horizontaler Schlitzung, (4.2) Kunststoffilterrohre mit Rippenzonen und horizontaler Schlitzung.

Im Brunnenbau werden teilweise auch Filterrohre verwendet, die mit einem kunststoffgebundenen Filterkies oder einem Kunststoffgranulat ummantelt sind. Man spricht in diesen Fällen von Kiesbelagfiltern, Kiesklebefiltern oder kurz Klebefiltern, vgl. KLOTZ,1971.

11.1.2 Verwendung der Filterrohre in Aufschlussbohrungen in der Schweiz

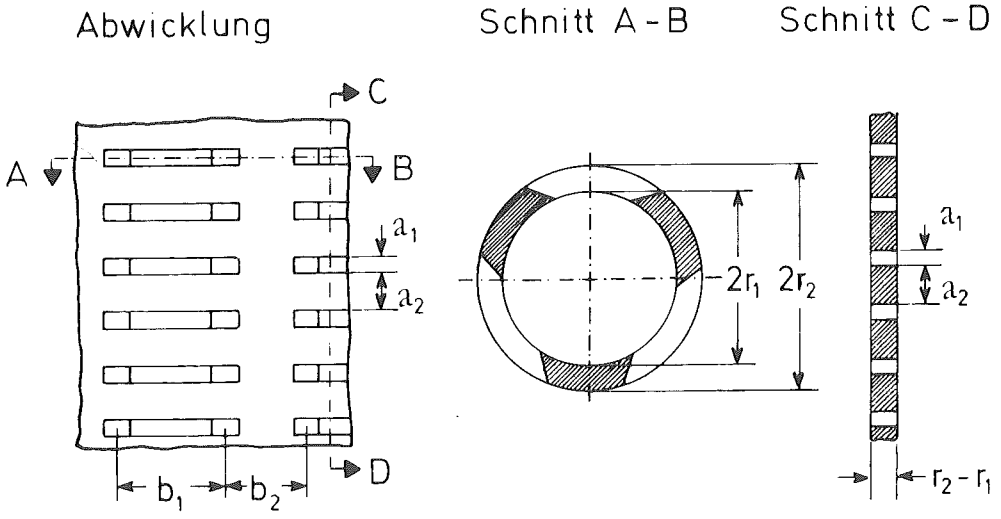
Eine Beschreibung der hydraulischen Eigenschaften aller Typen handelsüblicher Brunnenfilterrohre würde den Rahmen dieser Arbeit sprengen und liegt auch nicht in der Zielsetzung. Vielmehr beschränken wir uns auf die in der Schweiz in Aufschlussbohrungen üblicherweise verwendeten Rohrtypen.
Eine Umfrage bei Bohrfirmen, Büros die sich mit hydrogeologischen Untersuchungen beschäftigen, grösseren Wasserversorgungen und Gewässerschutzämtern (HUFSCHMIED,

1978) hat gezeigt, dass in der Schweiz für den Ausbau von Aufschlussbohrungen in erster Linie glatte Kunststoffilterrohre mit horizontaler Schlitzung (Typ 4.1) zur Anwendung kommen. Ca 85 % der erfassten Aufschlussbohrungen mit einer totalen Filterlänge von 18900 m sind mit diesem Rohrtyp ausgerüstet. In den Rest teilen sich perforierte Stahlrohre (Typ 1.1) und verschiedene andere Fabrikate. Kiesbelagfilter haben bis heute in der Schweiz kaum Anwendung gefunden. Das Schwergewicht auf glatten Kunststoffilterrohren mit horizontaler Schlitzung erlaubt es, die weiteren Ausführungen im wesentlichen auf diesen Rohrtyp zu konzentrieren. Die theoretischen Grundlagen werden jedoch so dargestellt, dass ihre Anwendung auch auf andere Filterrohrtypen möglich ist.

11.1.3 Glatte Kunststoffilterrohre mit horizontaler Schlitzung

Glatte Kunststoffilterrohre mit horizontaler Schlitzung werden häufig auch als K-Filter bezeichnet. Sie bestehen in der Regel aus Polyvinylchlorid (PVC). Die Filtereintrittöffnungen sind horizontal gesägte Filterschlitze, die sich in der Breite von aussen nach innen je nach Rohrdurchmesser verjüngen. Die Schlitze sind in Reihen übereinander angeordnet. Zwischen den Schlitzreihen befindet sich ein durchgehender Steg. K-Filter werden im Handel angeboten mit Nennweiten von 35 - 500 mm. Die erwähnte Umfrage (HUFSCHMIED,1978) hat gezeigt, dass in der Schweiz Nennweiten von 100 - 150 mm weitaus überwiegen, wobei das Schwergewicht auf Rohren der Nennweite 115 mm liegt.

Figur 11.1 Schematische Darstellung glatter Kunststoffilterrohre mit horizontaler Schlitzung (K-Filter) nach KLOTZ,1977



In den weiteren Ausführungen beschränken wir uns auf normalwandige K-Filter der Nennweiten 100 bis 150 mm, mit denen unter normalen Umständen Aufschlussbohrungen bis in eine Tiefe von ca 100 m verfiltert werden können. Für grössere Einbautiefen sind starkwandige Filter und solche mit besonders schlagfestem Material notwendig (sog. KT-Filter).

Tabelle 11.1 Nennweiten, Durchmesser und Wandstärken der im Testgebiet Emmental verwendeten normalwandigen glatten Kunststoffilterrohre mit horizontaler Schlitzung (sog. PB-K-Filter)

Nennweite NW mm	$d = 2\,r_1$ mm	$d_a = 2\,r_2$ mm	$d_v = 2\,r_v$ mm	$w = r_2 - r_1$ mm
100	103	113	120	5
115	115	125	130	5
125	124	133	138	4.5
150	150	160	166	5

d bedeutet der Innendurchmesser, d_a der Aussendurchmesser, d_v der Aussendurchmesser über die Muffenverbindung und w die Wandstärke.

Unter der Perforation f oder dem freien Durchlass versteht man nach KLOTZ,1977 den Quotienten aus der Fläche der wirksamen Filterschlitze und der mittleren Gesamtmantelfläche des Filterrohres. Für den Fall der K-Filter berechnet sich f wie folgt

$$f = \frac{a_1\, b_1}{(a_1 + a_2)\,(b_1 + b_2)} \qquad (11.1)$$

Darin bedeutet b_1 die Schlitzweite, b_2 die Stegbreite, a_1 die Schlitzhöhe und a_2 die Steghöhe gemäss Figur 11.1. Eine Zusammenstellung der Perforationen für verschiedene Schlitzweiten von o.2 bis 4 mm kann der nachfolgenden Tabelle 11.2 entnommen werden. Weitere Formeln und Zahlenwerte für andere Schlitzformen und Filterrohrtypen finden sich in der Publikation von KLOTZ,1977.

In die erwähnte Umfrage bei Bohrfirmen, Büros die sich mit hydrogeologischen Untersuchungen beschäftigen, grösseren Wasserversorgungen und Gewässerschutzämtern (HUFSCHMIED,1978) wurden auch Fragen nach den Schlitzweiten und Lochgrössen der in der Schweiz verwendeten Filterrohre aufgenommen. Laut Angaben der befragten Stellen liegen die Schlitzweiten zwischen 0.2 und 3.0 mm. Einzelne Bohrfirmen arbeiten viel mit kleinen Schlitzweiten von 0.2 - 1.0 mm, andere dagegen hauptsächlich mit grösseren von 1.0 - 3.0 mm. Eine allgemeingültige Regel über die "richtige" Schlitzweite scheint nicht zu existieren. Einerseits wird auf den Sandeintrag bei zu grossen Schlitzweiten hingewiesen, anderseits auf die Gefahr der Filterverstopfung bei zu kleinen Schlitzweiten.

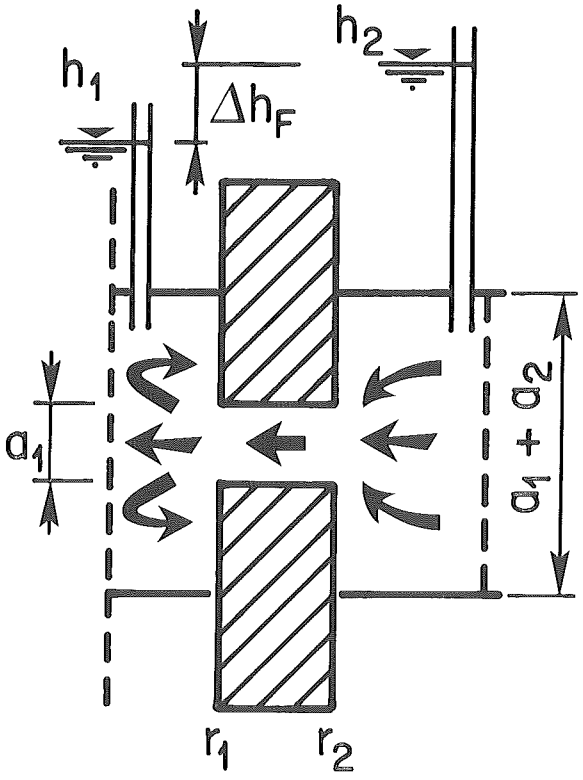
Im Testgebiet Emmental wurden grösstenteils Schlitzweiten von 1.0 bis 2.0 mm verwendet.

Tabelle 11.2 Berechnete Perforationen f der PB-K-Filter nach KLOTZ,1977

Schlitz-weite a_1 mm	NW 100	NW 115	NW 125	NW 150
0.2	0.022	0.024	0.022	0.022
0.3	0.033	0.034	0.033	0.033
0.5	0.052	0.053	0.052	0.052
0.75	0.072	0.074	0.072	0.072
1.0	0.093	0.095	0.092	0.093
1.5	0.130	0.132	0.128	0.129
2.0	0.162	0.165	0.158	0.160
2.5	0.182	0.186	0.180	0.180
3.0	0.202	0.206	0.199	0.200
3.5	0.223	0.227	0.220	0.221
4.0	0.242	0.247	0.239	0.240

11.2 Berechnung der Filtereintrittsverluste

Figur 11.2 Strömung im Filterschlitz



Unter dem Filtereintrittsverlust Δh_F verstehen wir die Differenz der Standrohrspiegelhöhen h_2 und h_1 aussen resp. innen am Filterrohr.

$$\Delta h_F \equiv h_2 - h_1 \qquad (11.2)$$

Für die Berechnung von Δh_F betrachten wir einen Filterschlitz gemäss Figur 11.2. Dem Schlitz strömt in radialer Richtung Wasser aus einer Stromröhre mit der Höhe a_1+a_2 und der Breite b_1+b_2 zu, vgl. auch Figur 11.1. Im Bereich des Schlitzes verengt sich die Stromröhre auf den Schlitzquerschnitt mit der Höhe a_1 und der Breite b_1.
Bei einer radialen Zuströmung q_r beträgt die mittlere Geschwindigkeit im Schlitz

$$\bar{u}_F = \frac{q_r}{(r_1+r_2)\,\pi\, f} \qquad (11.3)$$

Modellansatz

Gestütz auf verschiedene theoretische und experimentelle Untersuchungen (PETERSEN, ROHWER & ALBERTSON,1955; KIRSCHMER & UEKER,1966; KLOTZ,1969, 1975a) schlagen wir vor, in Analogie zur Strömung in Rohren mit veränderlichem und nicht kreisförmigem Querschnitt den Ansatz für die Berechnung der Filtereintrittsverluste wie folgt zu formulieren:

$$\Delta h_F = \left(\lambda_F \frac{r_2 - r_1}{d_H} + \zeta_F \right) \frac{\bar{u}_F^2}{2\,g} \qquad (11.4)$$

Darin steht der erste Term im Klammerausdruck für den Reibungsverlust im Filterschlitz selbst, der zweite Term für den Eintritts- und Austrittsverlust infolge der Einschnürung und anschliessenden Erweiterung der Stromröhre. d_H ist der hydraulische Durchmesser, definiert durch

$$d_H = \frac{4\,F_F}{U_F} = 2\,r_H \qquad (11.5)$$

F_F ist der Schlitzquerschnitt und U_F der Schlitzumfang, r_H der hydraulische Radius des Schlitzquerschnittes. Die eigentliche Aufgabe besteht darin, konkrete Zahlenwerte für die Reibungszahl λ_F und den Widerstandsbeiwert ζ_F des Filterschlitzes zu finden.

11.2.1 Die Reibungszahl des Filterschlitzes

Betrachtet man den Filterschlitz als ein kurzes Rohr mit nicht kreisförmigem Querschnitt, kann die Reibungszahl des Filterschlitzes mit folgendem Ansatz auf diejenige eines Kreisrohres zurückgeführt werden

$$\lambda_F = C_F\,\varphi\,\lambda_R \qquad (11.6)$$

Darin ist λ_R die Reibungszahl eines äquivalenten Kreisrohres mit gleicher Reynolds-Zahl und Rauhigkeit, φ ein von der Geometrie des Schlitzquerschnittes abhängiger Formbeiwert und C_F ein experimentell zu bestimmender Widerstandskoeffizient.

Der Formbeiwert des Schlitzquerschnittes berücksichtigt die Abweichung des Reibungswiderstandes eines nicht kreisförmigen Rohres von demjenigen eines Kreisrohres. Im Widerstandskoeffizienten C_F kommen alle übrigen Abweichungen zum Ausdruck, in denen sich die Filterschlitze handelsüblicher Brunnenfilter vom Modell eines Rohres mit nicht kreisförmigem Querschnitt unterscheiden. Die λ_R - Werte sind je nach Reynolds-Zahl und relativer Rauhigkeit mit einem der

bekannten Ansätze der Rohrhydraulik zu berechnen, vgl. z.B. RICHTER,1971.

Berechnung der Reibungszahl bei Laminarströmung

Bei Laminarströmung ist die Reibungszahl unabhängig von der Rauhigkeit des Filterschlitzes

$$\lambda_R = \frac{64}{Re} \tag{11.7}$$

mit

$$Re = \frac{\bar{u}_F \, d_H}{\nu} \tag{11.8}$$

Für den Formbeiwert gilt nach RICHTER,1971

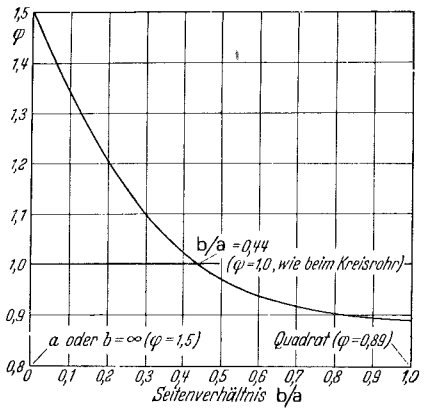
$$\varphi = \frac{3 \, r_H^2}{2 \, b^2} \left(1 - \frac{192 \, b}{\pi^5 \, a} \left(\tanh \frac{\pi a}{2 b} + \frac{1}{3^5} \tanh \frac{3 \pi a}{2 b} + \ldots \right) \right)^{-1} \tag{11.9}$$

a entspricht der längeren ($a = b_1$) und b der kürzeren Seite ($b = a_1$) des Rechteckschlitzes. Z.B. gilt

$\varphi = 0.889$ für quadratische Querschnitte ($a = b$)

$\varphi = 1.5$ für schmale Rechtecke ($a \gg b$)

Figur 11.3 Formbeiwert φ für Rohre mit Rechteckquerschnitt bei Laminarströmung nach RICHTER,1971



φ-Werte für andere als Rechteckquerschnitte können ebenfalls der Literatur entnommen werden.

Ueber die Widerstandskoeffizienten handelsüblicher Brunnenfilterrohre hat KLOTZ, 1977 umfangreiche Untersuchungen durchgeführt, die im nächsten Abschnitt 11.2.2 besprochen werden.

Berechnung der Reibungszahl bei nichtlaminarer Strömung

Nichtlaminare Strömung im Filterschlitz tritt auf, wenn die Reynolds-Zahl einen kritischen Wert Re_{kr} überschreitet. Vernachlässigt man die u.U. nicht vollständige Ausbildung des Geschwindigkeitsprofiles infolge der beschränkten Wandstärke des Filterrohres,kann die kritische Reynolds-Zahl, wie zahlreiche Untersuchungen an Rohren mit nicht kreisförmigem Querschnitt gezeigt haben (vgl. RICHTER,1971 sowie PRESS & SCHROEDER,1966),mit guter Näherung der kritischen Reynolds-Zahl von Kreisrohren gleichgesetzt werden, wenn der hydraulische Durchmesser des Filterschlitzes nach (11.5) berechnet wird.

Die kritische Reynolds-Zahl des Filterschlitzes wird damit zu $Re_{kr} = 2320$. Sie darf nicht verwechselt werden mit den wesentlich tieferen kritischen Reynolds-Zahlen, die anzusetzen sind, wenn das Filterrohr als poröses Medium betrachtet wird, vgl. KLOTZ,1971.

Für die Berechnung der Reibungszahlen bei nichtlaminarer Strömung können damit die aus der Rohrhydraulik bekannten Ansätze verwendet werden

im rauhen Bereich
$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_R}} = 2 \lg \frac{3.71}{k/d_H}$$

im Uebergangsbereich nach Colebrook-White
$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_R}} = -2 \lg \left(\frac{k/d_H}{3.71} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda_R}} \right) \qquad (11.10)$$

im glatten Bereich nach Prandtl-Karman
$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_R}} = 2 \lg \frac{Re\sqrt{\lambda_R}}{2.51}$$

Ueber die bei Filterschlitzen anzusetzenden Rauhigkeiten k ist wenig bekannt. Für horizontal geschlitzte Kunststoffilterrohre vom Typ der K-Filter scheint es uns gerechtfertigt, die Rauhigkeit zu vernachlässigen und mit der Formel nach Prandtl-Karman für glatte Rohre zu rechnen. Diese Vereinfachung dürfte um so mehr gerechtfertigt sein, als bei hohen Reynolds-Zahlen den Einschnürungsverlusten gegenüber den Reibungsverlusten im Filterschlitz eine wesentlich grössere Bedeutung zukommt, und die Frage der Filterschlitz-Rauhigkeit damit an Interesse einbüsst.

11.2.2 Untersuchungen von Klotz an handelsüblichen Brunnenfilterrohren

Mit den Filtereintrittsverlusten handelsüblicher Brunnenfilterrohre hat sich vor allem KLOTZ (1 am Institut für Radiohydrometrie der Gesellschaft für Strahlen- und Umweltforschung, München, beschäftigt. Für den Bereich der Laminarströmung hat Klotz basierend auf der Analogie zwischen der Laminarströmung im Rohr und der Filterströmung nach Darcy eine Filterrohrdurchlässigkeit definiert

$$k_F \equiv f \frac{g\, r_H^2}{\nu\, S\, T} \tag{11.11}$$

Darin bedeutet f die Perforation (Tabelle 11.2), g die Erdbeschleunigung, r_H der hydraulische Radius (11.5), ν die kinematische Zähigkeit des Wassers, S die Widerstandsziffer der Filterschlitze und T ein vom Filterrohr abhängiger, empirisch zu bestimmender Widerstandskoeffizient, vgl. KLOTZ,1975a.

Die Widerstandsziffer S entspricht bis auf einen konstanten Wert dem Formbeiwert φ.

$$S = 8\,\varphi \tag{11.12}$$

Der Widerstandskoeffizient T der Filterrohre ist eine empirische Grösse, welche sich nach Klotz durch die Beziehung

$$\lg T \left(\frac{B}{r_1 + r_2}\right)^2 = A \lg r_H/r_2 \tag{11.13}$$

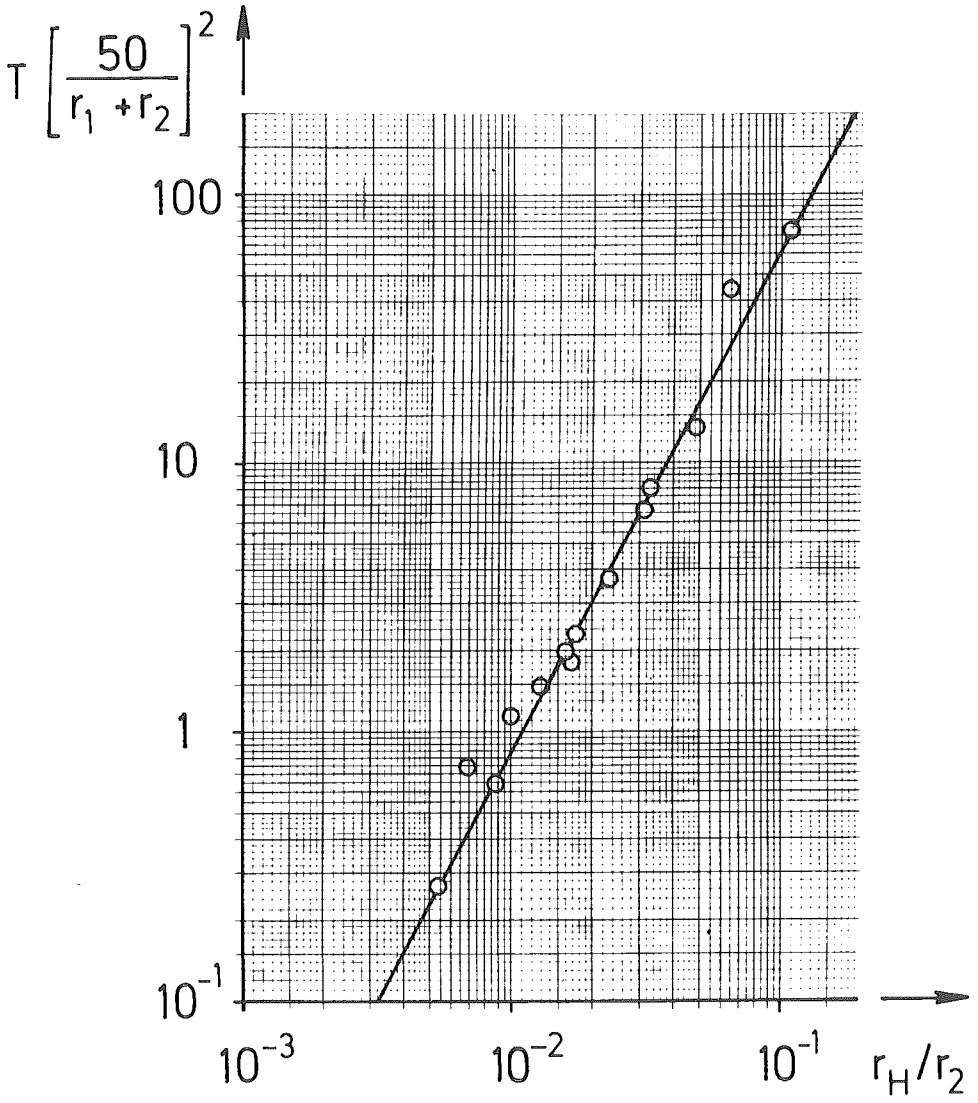
im doppeltlogarithmischen Massstab als Eichgerade darstellen lässt. B ist eine Bezugslänge und wird meist mit B = 50 mm gewählt. Die Grösse A hängt vom Filterrohrtyp ab.

Basierend auf dem Konzept der Filterströmung nach Darcy kann der Filtereintrittsverlust mit dem k_F-Wert nach Klotz wie folgt berechnet werden

$$\Delta h_F = \frac{\ln r_2/r_1}{2\,\pi\, k_F}\, q_r \tag{11.14}$$

(1 Wir danken Herrn Dipl.Phys. D. Klotz für die uns gewährte Unterstützung und die Möglichkeit, die Probleme der Filtereintrittsverluste diskutieren zu können

Figur 11.4 Widerstandskoeffizient T der PB- und SBF-K-Filter als Funktion des inneren und äusseren Filterrohrradius r_1 und r_2 sowie des hydraulischen Radius r_H der Filterschlitze nach KLOTZ,1977



Ersetzt man in (11.14) den k_F-Wert durch (11.11) und vergleicht die so gefundene Beziehung mit unserem Ansatz in (11.4), kann man zeigen, dass für Laminarströmung und bei Vernachlässigung der Einschnürungsverluste ($\lambda_F(r_2-r_1)/d_H \gg \zeta_F$) beide Gleichungen formal identisch sind, und dass der Widerstandskoeffizient C_F in diesem Falle dem Widerstandskoeffizienten T nach Klotz entspricht, d.h.

für Laminarströmung im Filterschlitz gilt

$$C_F = T \qquad (11.15)$$

Diese Identität beider Ansätze im laminaren Strömungsbereich bietet die willkommene Möglichkeit, die Versuchsergebnisse von Klotz an den handelsüblichen Brunnenfilterrohren in unseren Ansatz einzubeziehen.

Tabelle 11.3 Berechnete Durchlässigkeiten k_F normalwandiger PB-K-Filter in cm/s für eine Wassertemperatur von 10° C nach KLOTZ,1977

Schlitzweite a_1 mm	NW 100	NW 115	NW 125	NW 150
0.2	0.10	0.10	0.09	0.09
0.3	0.15	0.15	0.15	0.14
0.5	0.26	0.26	0.24	0.24
0.75	0.38	0.38	0.36	0.36
1.0	0.52	0.51	0.49	0.48
1.5	0.74	0.75	0.75	0.72
2.0	1.01	0.97	0.92	0.92
2.5	1.15	1.12	1.11	1.04
3.0	1.35	1.33	1.25	1.21
3.5	1.54	1.51	1.46	1.40
4.0	1.69	1.67	1.59	1.55

Wie die Tabelle zeigt, ist die Durchlässigkeit der PB-K-Filter nur wenig von der Nennweite abhängig. Bei Schlitzweiten zwischen 0.2 und 2.0 mm wächst k_F dagegen praktisch linear mit a_1 an, darüber flacht die Zunahme deutlich ab.

Ein Beispiel soll die Anwendung des Verfahrens von Klotz verdeutlichen:

Wir betrachten ein Filterrohr der Nennweite 115 mm mit einer Schlitzweite von 0.5 mm und berechnen die Filterrrohrdurchlässigkeit sowie den Filterrohreintrittsverlust bei einer radialen Zuströmung von 1 l/sm' und einer Temperatur von 10° C.

Aus Tabelle 11.1 folgt: $r_1 = 57.5$ mm, $r_2 = 62.5$ mm. Aus Tabelle 11.2 folgt: $f = 0.053$. Da die Schlitzbreite b_1 wesentlich grösser ist als die Schlitzweite a_1 folgt aus (11.5) $r_H = a_1 = 0.5$ mm. Aus (11.10) folgt $\varphi = 1.5$ und damit wird $S = 12$ (11.12). Mit dem Verhältnis $r_H/r_2 = 0.008$ folgt aus der Figur 11.4

$T \left\{\frac{50}{r_1 + r_2}\right\}^2 = 0.55$ und weiter $T = 0.55 / 0.174 = 3.16$. Setzt man diesen T-Wert in Gleichung (11.11) ein, folgt

$$\underline{k_F = 0.26 \text{ cm/s}} \quad \text{(vgl. auch Tabelle 11.3)}$$

11.2.3 Der Widerstandsbeiwert des Filterschlitzes

Mit dem Widerstandsbeiwert ζ_F des Filterschlitzes in (11.4) wird der Energiehöhenverlust infolge der Einschnürung und anschliessenden Aufweitung der Stromröhre im Filterschlitzbereich erfasst. Analog zu einer Messblende oder einem Auslaufstutzen erfährt der Flüssigkeitsstrahl im Filterschlitz eine Einschnürung (Kontraktion). Die Geschwindigkeit im Strahl ist deshalb höher als die mittlere Geschwindigkeit im Filterschlitz. Bezeichnet man den Strahlquerschnitt mit F_s und den Schlitzquerschnitt mit F_F, besteht zwischen der Geschwindigkeit im Strahl und der mittleren Geschwindigkeit im Schlitz folgende Beziehung

$$\bar{u}_F = \frac{F_s}{F_F} u_s = C_c u_s \qquad (11.16)$$

$C_c = F_s/F_F$ wird auch als Kontraktionskoeffizient bezeichnet. Nach passieren des Filterschlitzes tritt der Flüssigkeitsstrahl in das Filterrohr ein und weitet sich unter Wirbelbildung im Grenzschichtbereich auf, vgl. Figur 11.2. Bei diesem Vorgang geht praktisch die gesamte kinetische Energie des Strahles verloren. Der entsprechende Energiehöhenverlust ist bei Vernachlässigung der Reibung

$$\Delta h_F = \frac{u_s^2}{2g} = \frac{1}{C_c^2} \frac{\bar{u}_F^2}{2g} \qquad (11.17)$$

Der Widerstandsbeiwert ζ_F in (11.4) kann damit durch den Kontraktionskoeffizienten ausgedrückt werden

$$\zeta_F = \frac{1}{C_c^2} \qquad (11.18)$$

Der Kontraktionskoeffizient C_c ist eine Funktion der Grenzflächengeometrie der Stromröhre und kann für idealisierte Fälle theoretisch berechnet werden. Eine wesentliche Rolle spielt die Form der Eintrittsöffnung (scharfkantig oder abgerundet). Ebenso von Bedeutung ist die Filterschüttung aussen am Filterrohr.

Für handelsübliche Brunnenfilterrohre muss der Kontraktionskoeffizient letztlich experimentell bestimmt werden, weil insbesondere der Einfluss der Filterschüttung theoretisch nur ungenügend erfasst werden kann.

11.2.4 Untersuchungen von Petersen, Rohwer und Albertson

In einer grundlegenden Arbeit untersuchten PETERSEN, ROHWER & ALBERTSON,1955 (1 den Einfluss der Brunnenfilter auf die Einströmung in Brunnen. Zu diesem Zweck stellten sie verschiedene Typen idealisierter und handelsüblicher Filterrohre in vertikaler Lage in einen Wassertank und beobachteten die Druckdifferenz Δh_F zwischen Innen- und Aussenseite des Filters bei variablem Zufluss Q. Den Zu-

(1 Eine deutsche Uebersetzung hat BECKSMANN,1963 publiziert

sammenhang zwischen Druckverlust und radialer Strömung formulierten die Autoren in Uebereinstimmung mit dem Ansatz (11.17). Ersetzt man darin $\bar{u}_F$ durch den Ausdruck in (11.3) und macht gleichzeitig die Vereinfachung, dass für dünnwandige Filterrohre $d = r_1 + r_2$ ist, folgt

$$q_r = C_c \, f \, \pi \, d \, \sqrt{2 \, g \, \Delta h_F} \qquad (11.19)$$

Aus dieser Gleichung folgt bei Vernachlässigung von Reibungsverlusten der Vertikalströmung im Filterrohr durch Anwendung des Impulssatzes eine DG welche den Zusammenhang zwischen dem Volumenstrom im Filterrohr und dem Filtereintrittsverlust formuliert. Die Lösung dieser DG lautet

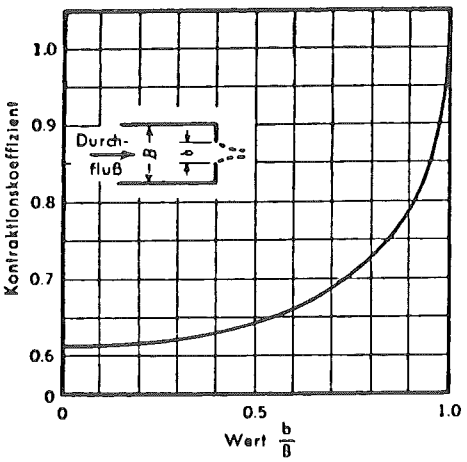
$$\Delta h_F = \frac{Q^2}{F^2 g} \, \frac{\cosh(\sqrt{128}\, C_c \, f \, \frac{L}{d}) + 1}{\cosh(\sqrt{128}\, C_c \, f \, \frac{L}{d}) - 1} \qquad (11.20)$$

L entspricht der Länge, d dem Durchmesser, F der Querschnittsfläche des Filterrohres und Δh_F der Differenz h_2-h_1 an der Stelle L = 0.

C_c-Werte ohne Berücksichtigung der Filterschüttung

Figur 11.5

Kontraktionskoeffizient C_c als Funktion der Grenzflächengeometrie b/B



Figur 11.5 zeigt theoretische C_c-Werte als Funktion der Grenzflächengeometrie einer Stromröhre des anströmenden Wassers für zweidimensionale Strömung nach v.MISES.

Im Falle der K-Filter kann b/B dem Verhältnis aus Schlitzweite a_1 und Schlitzabstand a_1+a_2 gleichgesetzt werden. Die Annahme zweidimensionaler Strömung ist gerechtfertigt, weil die Schlitzbreite b_1 wesentlich grösser ist als die Schlitzweite a_1. Damit gilt

$$b/B = a_1/(a_1 + a_2) \qquad (11.21)$$

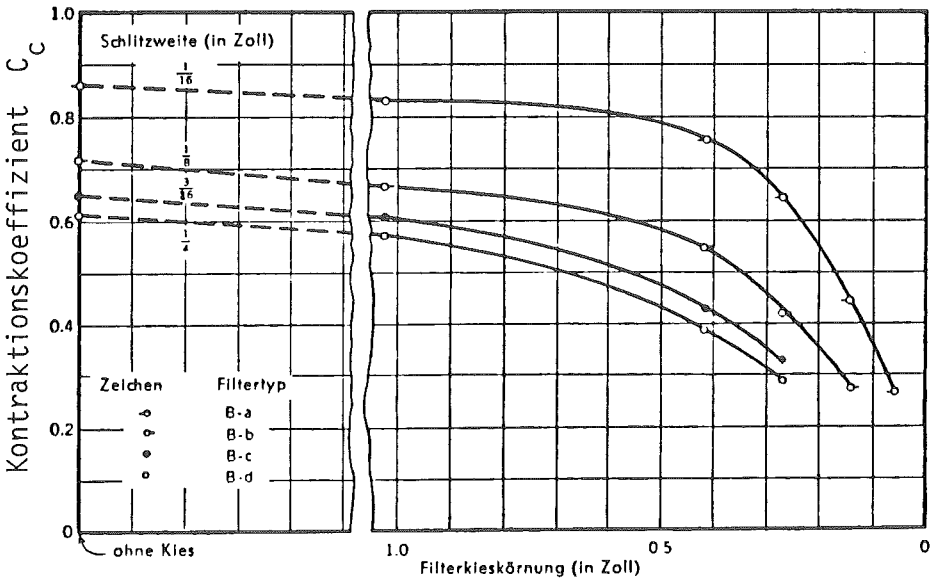
C_c-Werte mit Berücksichtigung der Filterschüttung

Die Filterschüttung beeinflusst den Kontraktionskoeffizienten in zweierlei Hinsicht: (1) ist die Grenzfläche der Porenkanäle nicht identisch mit den Annahmen, welche dem Modell von v.MISES zugrunde liegen. Insbesondere ist die Strömungsgeschwindigkeit in den Porenkanälen grösser,als sie sich nach dem Verhältnis b/B in (11.21)ergeben würde; (2) wird die Durchlassfläche der Filterschlitze zu einem Teil von Schüttkorn belegt. Die wirksame Perforation wird dadurch reduziert. Experimentell ist es nicht möglich, die beiden Einflüsse mit Hilfe von (11.20)zu trennen. Petersen, Rohwer und Albertson gehen deshalb so vor, dass sie die Reduktion der Perforation ebenfalls dem C_c-Wert zuordnen und diesen für verschiedene Filterschüttungen experimentell bestimmen.

Als Beispiel sind in Figur 11.6 die Kontraktionskoeffizienten als Funktion des Schüttkorn-Durchmessers für verschiedene Schlitzbrückenfilter dargestellt. Ausgehend vom grösseren Wert ohne Kiesschüttung reduzieren sich die C_c-Werte mit kleiner werdendem Korndurchmesser, was so gedeutet wird, dass der Filterschlitz von einem feineren Schüttkorn mehr belegt wird als von einem gröberen.

Interessant ist weiter, dass die C_c-Werte bei kleineren Schlitzweiten grösser sind. Nach Figur 11.5 wäre theoretisch das Gegenteil zu erwarten. Die Autoren vermuten, dass für kleine Oeffnungen eine Annäherung an den Kurzrohr-Effekt (Einfluss der Filterrohr-Wandstärke) stattfindet, für grössere Oeffnungen dagegen eine Annäherung an die Werte für scharfkantige Oeffnungen vorliegt.

Figur 11.6 Kontraktionskoeffizienten C_c als Funktion des Korndurchmessers der Filterschüttung für verschiedene Schlitzbrückenfilter nach PETERSEN et al.1955.



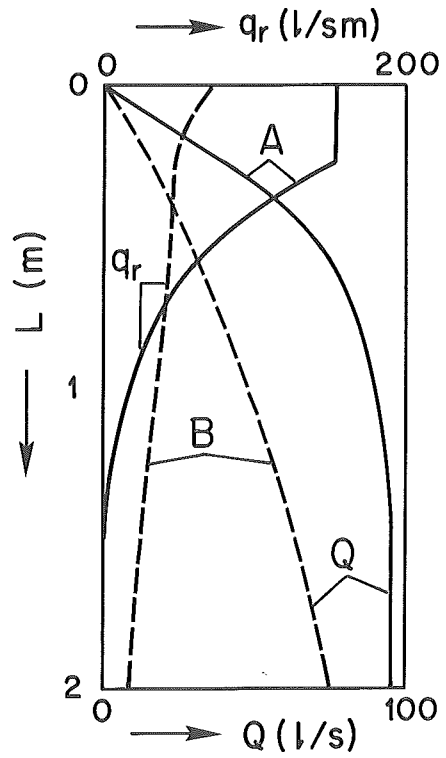
1 Zoll ≙ 25.4 mm

11.2.5 Untersuchungen von Kirschmer und Ueker

Im Auftrag der Firma J.F. Nold untersuchten KIRSCHMER & UEKER,1966 (1 an der TH Darmstadt die Zuströmverteilung und Druckverluste an Schlitzbrückenfiltern der NW 200 mm teils ohne und teils mit einer Kiesschüttung von 80 mm Dicke. Die wichtigsten Ergebnisse wurden im Nold Brunnenfilter Buch (vgl. BIESKE,1968) veröffentlicht. Kirschmer und Ueker stellten die Filterrohre in vertikaler Lage in einen Wassertank und beobachteten die Druckdifferenz zwischen den Wasserspiegeln im Tank und im Filterrohrauslauf. Variiert wurde die Fördermenge Q (Wasseraufnahme des Filters) und die beaufschlagte Länge L der Rohre. Die untersuchten Rohre wiesen Schlitzweiten zwischen 1.0 und 3.0 mm bei Perforationen von 9.04 - 27.33 % auf. Das Schüttkorn wurde nach DIN 4924 aus Kiesen von 2-3 mm bis 8-9 mm gebildet. Die beaufschlagte Filterlänge wurde mit einer inneren und äusseren Abdichtung zwischen 0.1 und 2.0 m verändert.

Figur 11.7

Wasseraufnahme Q und radiale Zuströmung q_r für Schlitzbrückenfilter mit und ohne Kiesschüttung nach KIRSCHMER et al.1966



Die nebenstehende Figur zeigt einige Versuchsergebnisse für die Wasseraufnahme Q und die radiale Strömung q_r als Funktion der beaufschlagten Filterlänge L. Die Kurven A entsprechen einem Filter mit der Schlitzweite 1.0 mm ohne Kiesschüttung. Die Perforation beträgt 9.04 %. Die Kurven B entsprechen demselben Filter aber mit einer Kiesschüttung von 2-3 mm ummantelt. Die Druckdifferenz zwischen Tank und Filterauslauf beträgt in beiden Fällen 1.0 m WS.

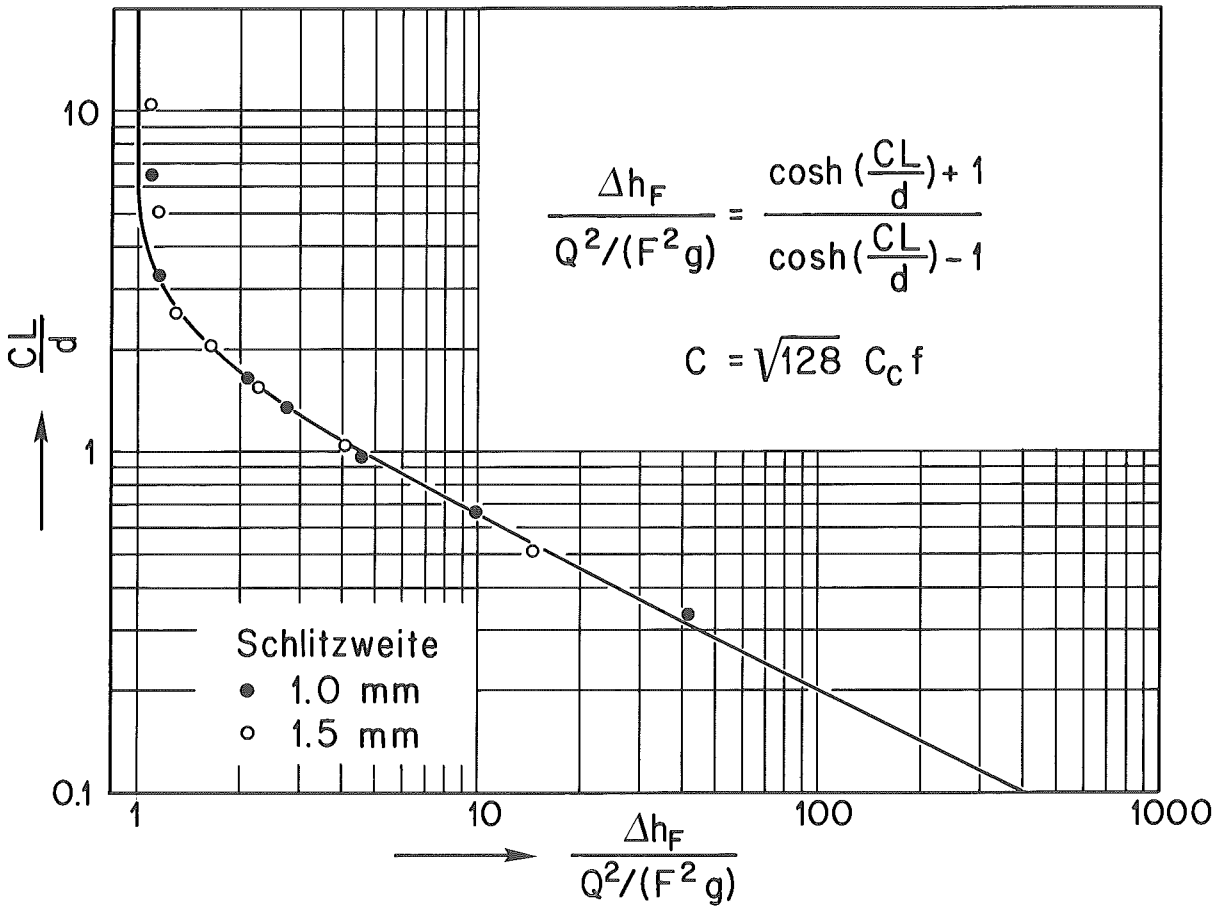
Aus der Figur geht klar hervor, dass Q nicht, wie man vielleicht erwarten würde, mit der Filterlänge linear zunimmt. Vielmehr ist der Zuwachs q_r bei kleiner Länge gross und nimmt mit wachsendem L immer mehr ab. Die Wasseraufnahme Q strebt demnach einem Grenzwert zu. Auch bei einer weiteren Verlängerung des Filters kann Q ab einer bestimmten Länge, welche die Autoren als wirksame Filterlänge bezeichnen, nicht mehr wesentlich gesteigert werden.

(1 Wir danken der Firma J.F. Nold, Stockstadt/Rhein, für die Ueberlassung des Untersuchungsberichtes. Herrn Prof.Dr.Ing. H. Lacher von der TH Darmstadt danken wir für die wertvollen ergänzenden Angaben zu den Versuchen

Vergleich mit den Untersuchungen von Petersen, Rohwer und Albertson

Die experimentellen Ergebnisse der Untersuchungen von Kirschmer und Ueker erscheinen denjenigen von Petersen, Rohwer und Albertson sehr ähnlich. Wir haben deshalb die Versuchswerte mit Hilfe der Gleichung (11.20)umgerechnet und in Figur 11.8 für zwei Schlitzbrückenfilter mit unterschiedlichen Schlitzweiten dargestellt. Die Uebereinstimmung der Versuchswerte mit der theoretischen Kurve nach (11.20)ist ausserordentlich gut. Eine gewisse Abweichung ist lediglich im Bereich der Filterwiderstandskoeffizienten unter ca 1.2 festzustellen. Diese Erscheinung haben bereits Petersen, Rohwer und Albertson festgestellt. Sie führen die Abweichung darauf zurück, dass entlang der Filterwand sich eine Grenzzone bildet,in der die Strömung durch den Einfluss des seitlich zuströmenden Wassers eher senkrecht zur Längsachse des Filterrohres verläuft und dadurch den Filterquerschnitt für die achsparallele Strömung vermindert. Durch Probieren fanden die Autoren eine optimale Uebereinstimmung der Versuchsresultate mit der theoretischen Funktion, wenn der Filterrohrdurchmesser auf 96 % reduziert wird.

Figur 11.8 Filterwiderstandskoeffizient. Vergleich zwischen der theoretischen Beziehung nach PETERSEN et al.1955 und Versuchswerten nach KIRSCHMER et al.1966



11.2.6 Vergleich der Untersuchungen und praktisches Vorgehen bei der Berechnung der Filtereintrittsverluste

Wie in den vorangehenden Abschnitten gezeigt wurde, geht Klotz von einer Laminarströmung im Filterschlitz aus und ermittelt, gestützt auf die Analogie mit der Filterströmung nach Darcy, mit Hilfe experimentell bestimmter Widerstandskoeffizienten eine Filterrohrdurchlässigkeit k_F. Mit k_F werden dann die Filtereintrittsverluste berechnet.

KLOTZ,1971 hat gezeigt, dass der Gültigkeitsbereich seines Ansatzes bei K-Filtern überschritten wird, wenn die Filtergeschwindigkeit am Filterrohr einen kritischen Wert von ca 0.008 cm/s übersteigt. Diese Geschwindigkeit entspricht radialen Zuströmungen q_r von lediglich ca 0.028 l/sm' bei NW 100 resp. 0.040 l/sm' bei NW 150 mm. Wie unsere Felduntersuchungen gezeigt haben (vgl. Kapitel 14), werden diese Werte selbst im natürlichen Strömungszustand, d.h., ohne dass aus dem Filterrohr gepumpt wird, in den meisten Fällen überschritten. Bei 30 untersuchten Aufschlussbohrungen im Testgebiet Emmental lagen die maximalen natürlichen Zuströmungen q_r zwischen 0.17 und 3.42 l/sm' (Durchschnittswerte für eine Schichtmächtigkeit von einem Meter). Der Ansatz mit k_F nach KLOTZ,1977 ergibt in diesen Fällen zu kleine Filtereintrittsverluste, vgl. Kurve A in Figur 11.10.

Petersen, Rohwer und Albertson betrachten den Filterschlitz als Blende und vernachlässigen einen Reibungsverlust im Schlitz selbst. Der Filtereintrittsverlust folgt aus der Einschnürung der Stromröhre beim Durchtritt durch den Filterschlitz und vor allem dem anschliessenden totalen Verlust der kinetischen Energie des Strahles durch Verwirbelung in der Grenzschicht im Filterrohr. Wie wir gezeigt haben, findet der Ansatz von Petersen auch eine Bestätigung in den späteren experimentellen Untersuchungen von Kirschmer und Ueker an Schlitzbrückenfiltern.

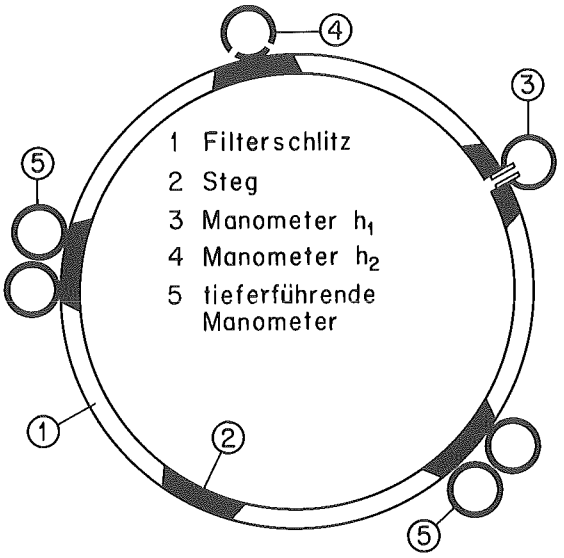
Petersen und Kirschmer untersuchten die Filtereintrittsverluste bei wesentlich höheren seitlichen Zuströmungen bis gegen 100 l/sm'. Bei derart hohen seitlichen Zuströmungen überwiegt der Kontraktionsverlust gegenüber dem Reibungsverlust im Filterschlitz, was auch die gute Uebereinstimmung der Versuchsergebnisse mit dem Ansatz erklärt. Im Bereich der von uns in zahlreichen Aufschlussbohrungen gemessenen radialen Zuströmungen ergibt der Ansatz nach Petersen jedoch eindeutig zu kleine Filtereintrittsverluste, vgl. Kurve B in Figur 11.10.

Um den tatsächlichen Filtereintrittsverlusten in dem uns interessierenden Strömungsbereich näher zu kommen, haben wir versucht, gestützt auf die Analogie mit der Strömung in Rohren mit veränderlichem und nicht kreisförmigem Querschnitt, die Ergebnisse der Untersuchungen von Klotz, Petersen und Kirschmer in einem Ansatz (11.4) zusammenzufassen. Der entsprechende Verlauf der berechneten Filtereintrittsverluste für ein PB-K-Filter der NW 115 mm und eine Schlitzweite (SW) von 1.0 mm findet sich als Kurve C in Figur 11.10.

Zum Vergleich eingetragen sind einige Filtereintrittsverluste, die wir mit Hilfe von Manometerleitungen an diesem Filterrohrtyp im Testareal Aefligen gemessen haben. Dort wurden zwei Versuchsbohrungen (RB07 und RB09, vgl. Figur 4.1) zur Beobachtung der Filtereintrittsverluste mit je sechs äusseren Manometerleitungen ausgerüstet. Mit den paarweise angeordneten Manometerleitungen können die Stand-

Figur 11.9

Querschnitt durch das Filterrohr mit Anordnung der Manometerleitungen für die Beobachtung der Filtereintrittsverluste



rohrspiegel auf drei verschiedenen Tiefenstufen jeweils innen und aussen am Filterrohr beobachtet werden. Die Anordnung der Manometer ist in der nebenstehenden Figur dargestellt.

Bis zur gewünschten Tiefenstufe werden die Manometerleitungen paarweise gebündelt und in Tiefenabständen von einem Meter mit einer speziellen Halterung fixiert auf einem Filterrohrsteg nach unten geführt. Auf dem gewünschten Niveau wird das Manometerpaar auf zwei Stege verteilt.

Für die Beobachtung der inneren Standrohrspiegelhöhe h_1 wird das Filterrohr zwischen den Filterschlitz-Reihen von aussen angebohrt und mit der Manometerleitung verbunden. Die äussere Standrohrspiegelhöhe h_2 misst eine Manometerleitung mit Lochung.

Die zugehörige radiale Zuströmung q_r wird mit der Flowmetersonde, vgl. Kapitel 12, als Differenz des Volumenstromes im Filterrohr einen halben Meter unter resp. über der entsprechenden Tiefenstufe ermittelt.

Für die Ermittlung der Standrohrspiegelhöhen wurden spezielle Präzisionselektrolote und Messaufsätze gemäss Figur 11.15, Detail A, verwendet.

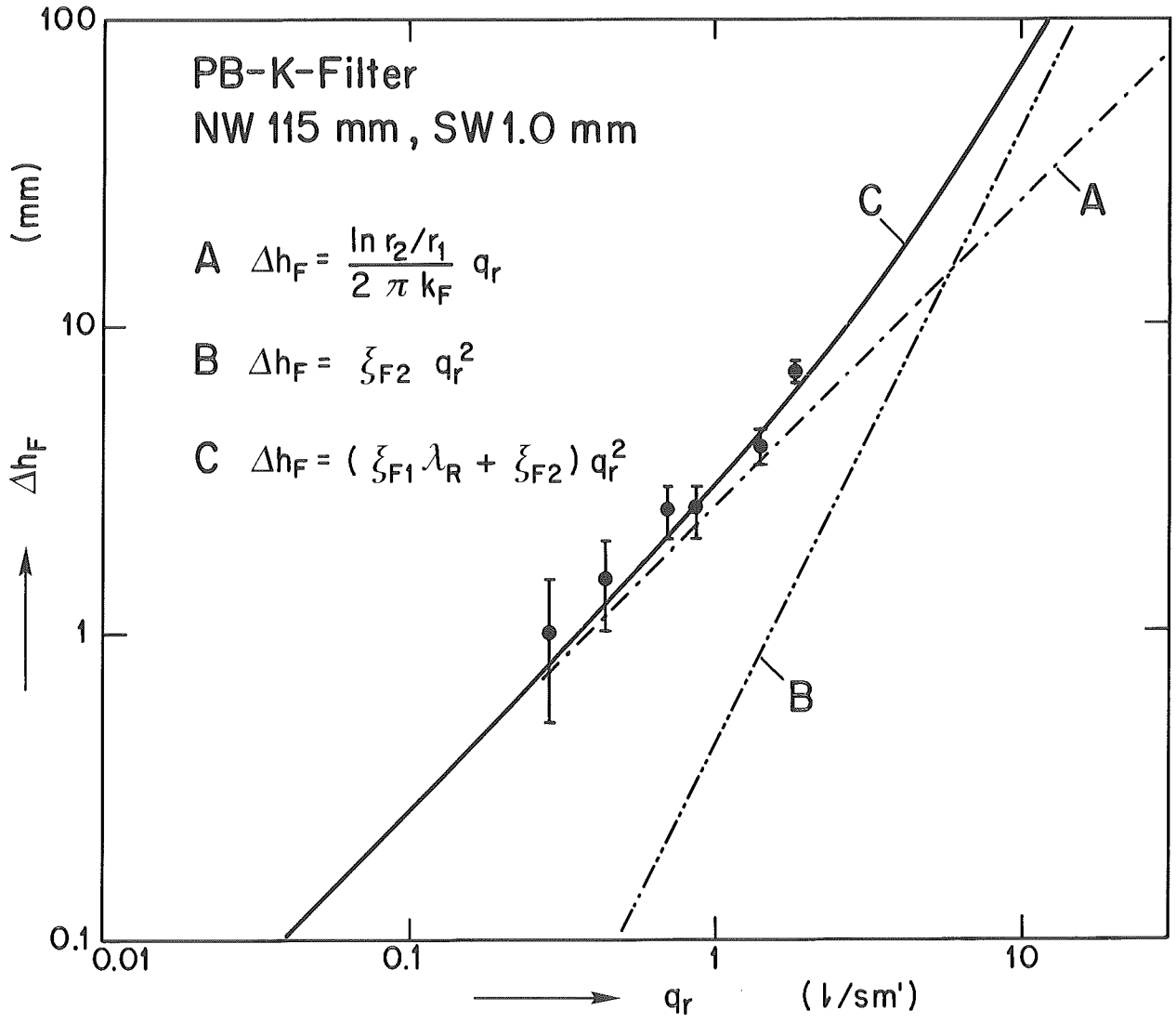
Praktisches Vorgehen bei der Berechnung der Filtereintrittsverluste

Gestützt auf die Ausführungen in den vorangegangenen Abschnitten kann der Ansatz für die Berechnung der Filtereintrittsverluste wie folgt formuliert werden

$$\Delta h_F = \left(C_F \varphi \lambda_R \frac{r_2 - r_1}{d_H} + \frac{1}{C_c^2} \right) \frac{\bar{u}_F^2}{2g} \qquad (11.22)$$

Diese für die Berechnung etwas umständliche Gleichung kann vereinfacht werden, indem $\bar{u}_F$ gemäss (11.3) durch q_r ersetzt wird und die nur von der Filterrohrgeometrie abhängigen Grössen zu zwei Widerstandszahlen zusammengefasst werden.

Figur 11.10 Filtereintrittsverlust Δh_F als Funktion der radialen Zuströmung q_r für normalwandige PB-K-Filter der NW 115 mm und Schlitzweite 1.0 mm. Vergleich von drei Berechnungsmodellen mit Versuchsergebnissen



$$\Delta h_F = (\zeta_{F1} \lambda_R + \zeta_{F2}) q_r^2 \qquad (11.23)$$

Darin bedeutet ζ_{F1} die Widerstandszahl für die Reibung im Filterschlitz, λ_R die Rohrreibungszahl und ζ_{F2} die Widerstandszahl für den kinetischen Energieverlust infolge der Blendenwirkung des Filterschlitzes.

Die Widerstandszahlen berechnen sich wie folgt

$$\xi_{F1} = \frac{C_F \varphi (r_2 - r_1)}{2\pi^2 g f^2 (r_1 + r_2)^2 d_H} \qquad (11.24)$$

und

$$\xi_{F2} = \frac{1}{2\pi^2 g f^2 (r_1 + r_2)^2 C_c^2} \qquad (11.25)$$

Für Laminarströmung im Filterschlitz kann C_F in (11.24) ersetzt werden durch T und es folgt mit (11.11)

$$\xi_{F1} = \frac{d_H (r_2 - r_1)}{64\pi^2 \nu f (r_1 + r_2)^2 k_F} \qquad (11.26)$$

Wahl des Kontraktionskoeffizienten C_c für PB-K-Filter

Während die ξ_{F1}-Werte mit Hilfe der von Klotz ermittelten Filterrohrdurchlässigkeiten k_F berechnet werden können, fehlen für die Ermittlung der ξ_{F2}-Werte noch konkrete Angaben über den Kontraktionskoeffizienten C_c. Wie die Untersuchungen von Petersen zeigen, ist C_c sowohl von der Form des Filterschlitzes als auch vom Korndurchmesser der umgebenden Filterschüttung abhängig. Ohne Filterschüttung liegt C_c nach (11.21) und Figur 11.5 bei 0.62. Für eine Filterkieskörnung von 4 - 8 mm Durchmesser, wie sie im Emmental üblicherweise verwendet worden ist, reduziert sich C_c, wie Figur 11.6 zeigt, auf ca 0.25 bis 0.55, je nach Schlitzweite.

Für PB-K-Filter der NW 150 mm liegt eine Abschätzung der Filtereintrittsverluste im nichtlinearen Bereich von Klotz vor (KLOTZ,1982,persönliche Mitteilung)(1. Vergleicht man die Ergebnisse dieser Untersuchung mit dem Ansatz (11.23) zeigt sich eine gute Uebereinstimmung bei C_c-Werten zwischen 0.25 und 0.30.

Zu übereinstimmenden Ergebnissen kommen ebenfalls GARG & LAL,1971, welche feststellten,dass eine Reduktion des theoretischen C_c-Wertes von 0.62 um 50% erforderlich war, um eine Koinzidenz mit ihren Versuchsergebnissen zu erreichen. Als Ursache für die notwendige Reduktion des C_c-Wertes vermuten auch sie eine teilweise Belegung der Filteröffnungen durch das Filterkorn.

COOLEY & CUNNINGHAM,1979 schlagen vor, als Reduktionsfaktor die Porosität der Filterschüttung zu verwenden. Diese liegt bei lockerster resp. dichtetster Kugelpackung bekanntlich bei 47.6 resp. 25.9 %, vgl. LANGGUTH & VOIGT,1980.

(1 Wir danken Herrn Dipl.Phys. D. Klotz und der Firma Pumpen Boese, Burgwedel, für die uns zur Verfügung gestellten Unterlagen

Gestützt auf die erläuterten Untersuchungsergebnisse schlagen wir vor, den Kontraktionskoeffizienten C_c für die PB-K-Filter mit

$$C_c = 0.30 \qquad (11.27)$$

zu wählen. Ganz allgemein kann festgestellt werden, dass bis heute über die Filtereintrittsverluste im nichtlinearen Bereich für zahlreiche Typen handelsüblicher Filter wenig bekannt ist. Vermehrte Anstrengungen von Seite der Filter-Hersteller in dieser Richtung wären deshalb sehr zu begrüssen.

Tabelle 11.4 Berechnete Widerstandszahlen ζ_{F1} und ζ_{F2} in $m^{-3}s^2$ für normalwandige PB-K-Filter bei einer Wassertemperatur von 10°C und einem Kontraktionskoeffizienten $C_c = 0.30$

Schlitzweite a_1 mm	NW 100		NW 115		NW 125		NW 150	
	ζ_{F1}	ζ_{F2}	ζ_{F1}	ζ_{F2}	ζ_{F1}	ζ_{F2}	ζ_{F1}	ζ_{F2}
0.2	9419	10164	6994	6918	6654	7180	5081	4935
0.3	6279	4517	4937	3447	3992	3191	3266	2193
0.5	3832	1819	3045	1419	2639	1285	2015	883
0.75	2840	949	2238	728	1906	670	1455	461
1.0	2142	569	1732	442	1461	411	1127	276
1.5	1616	291	1272	229	1029	212	812	144
2.0	1266	187	1049	146	906	139	684	93
2.5	1238	149	1007	115	824	107	672	74
3.0	1140	121	919	94	794	88	624	60
3.5	1056	99	857	77	718	72	569	49
4.0	1013	84	814	65	693	61	541	42

Mit Hilfe der in Tabelle 11.4 gegebenen Widerstandszahlen und Gleichung (11.23) ist es ein leichtes, bei gegebener seitlicher Zuströmung q_r den entsprechenden Filtereintrittsverlust zu berechnen.

Bisher haben wir uns immer mit den Filtereintrittsverlusten, d.h. einer von aussen auf das Filterrohr zu gerichteten Strömung beschäftigt. Von ebensogrosser praktischer Bedeutung ist jedoch auch der umgekehrte Fall der von innen nach aussen gerichteten Strömung, wie sie bei natürlichen Ausgleichsströmungen zwischen Aquiferbereichen oder -Stockwerken mit unterschiedlicher Standrohrspiegelhöhe vorkommt. Ueber diese Verluste sind uns keine Untersuchungen bekannt. Aus Analogie gründen nehmen wir vorläufig an, die entsprechenden Verluste seien in der gleichen Grössenordnung wie die Filtereintrittsverluste.

Der Einfluss von Filterdurchmesser und Schlitzweite auf die Filtereintrittsverluste

In Figur 11.11 sind die berechneten Filtereintrittsverluste für PB-K-Filter der NW 100, 115, 125 und 150 mm und Schlitzweiten SW von 0.5, 1.0 und 2.0 mm grafisch dargestellt. Es zeigt sich, dass bei kleiner radialer Zuströmung q_r ein linearer Zusammenhang mit den Eintrittsverlusten existiert, bedingt durch die Reibungsverluste bei laminarer Strömung im Filterschlitz. Mit zunehmendem q_r überwiegen immer mehr die zu q_r quadratischen Verluste an kinetischer Energie.

Der Filterrohrdurchmesser ist für die Filtereintrittsverluste von geringerer Bedeutung als die Schlitzweite. Dies geht ebenfalls aus der Figur hervor. Eine zu geringe Schlitzweite kann in einem gut durchlässigen Aquifer mit ausgeprägter Schichtung zu massiven Eintrittsverlusten führen, welche, wenn in der Durchlässigkeitsberechnung nicht berücksichtigt, eine viel zu geringe Durchlässigkeit des Aquifers vortäuschen.

Zur Orientierung über die in Natur möglichen radialen Zuströmungen haben wir in Figur 11.11 auch den Bereich der im Testgebiet Emmental gemessenen maximalen q_r-Werte aus 30 Aufschlussbohrungen eingetragen. Die Werte sind Mittel über Filterabschnitte von einem Meter Mächtigkeit. Es ist zu vermuten, dass für kleinere Abschnitte noch höhere Werte nachgewiesen werden könnten. Die Grössenordnung der gefundenen q_r-Werte zeigt jedoch so schon klar, dass die Filtereintrittsverluste bei gut durchlässigen Aquiferen (im Emmental beträgt die mittlere horizontale Durchlässigkeit ca 7 10^{-3} m/s) nicht vernachlässigt werden dürfen.

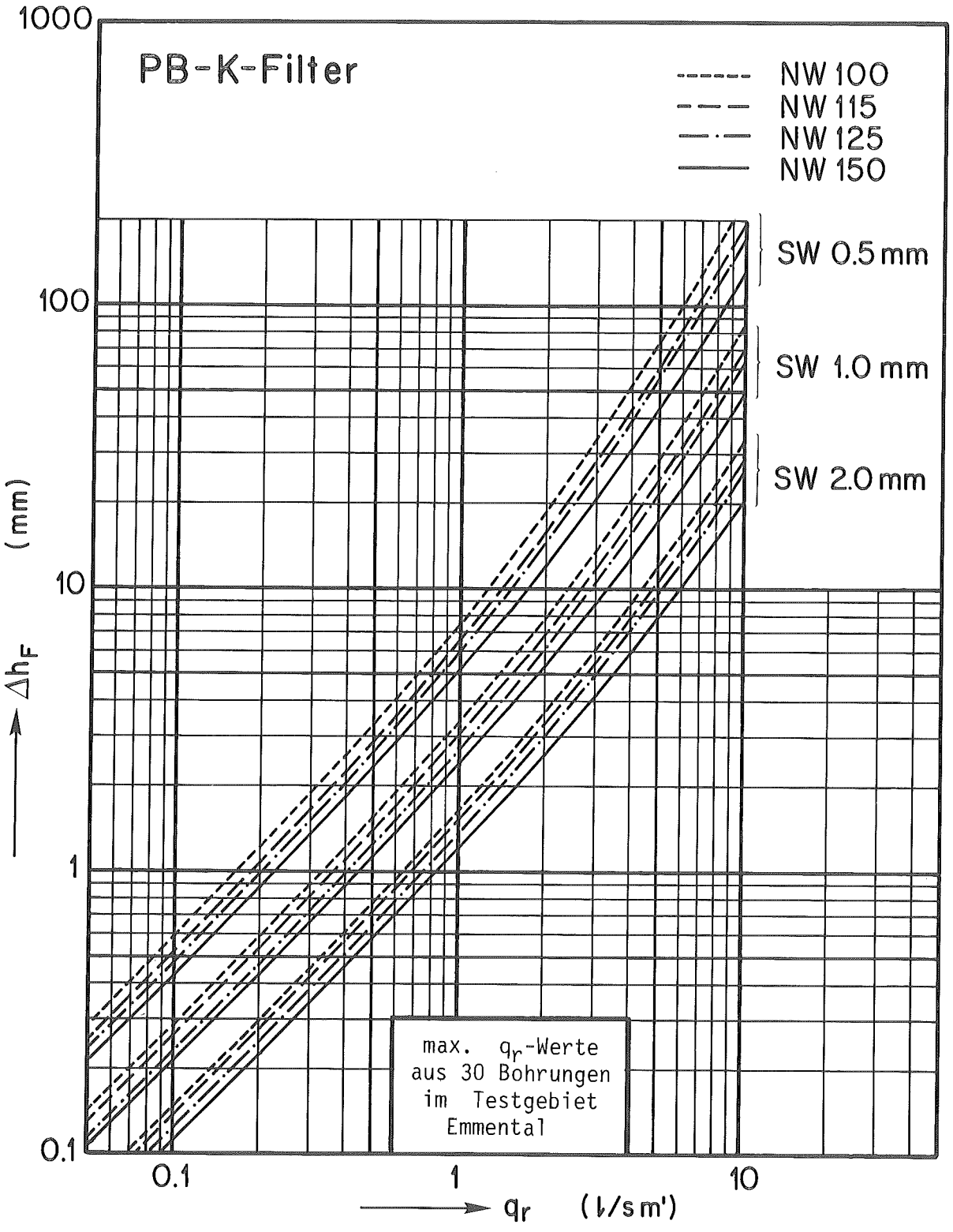
Alterung und Dichtfahren von Brunnenfiltern

Durch Alterungsprozesse können sich die Filtereintrittsverluste gegenüber den bisher erläuterten theoretischen Werten mit der Zeit namhaft vergrössern. Unter der Brunnenalterung versteht KLOTZ,1975b die Korrosion des Filters, die Ablagerungen aus Verockerung und Versinterung am Filter und die Verschlammung des Filters. Bei Kleinpumpversuchen in längere Zeit nicht betriebenen Brunnen sind die überhöhten alterungsbedingten Eintrittsverluste durch geeignete Entsandungs- und Entrostungsmassnahmen zu beseitigen (TRUEB,1981).

Unter dem Dichtfahren (clogging) von Brunnenfiltern versteht man die Belegung der freien Filtereintrittsfläche, welche über das auf die Kiesschüttung zurückzuführende Mass hinausgeht. Ursache der Filterbelegung sind Suffosionsvorgänge, bei denen Bodenteile des Aquifers unter der Wirkung des Strömungsdruckes durch die Filterschüttung transportiert und am Filterschlitz angelagert werden, vgl. auch BUSCH & LUCKNER,1972.

Um ein Dichtfahren zu vermeiden, ist eine auf die Korngrössenverteilung des Aquifers abgestimmte Kiesschüttung notwendig, vgl. BIESKE,1968; NAHRGANG et al.1978. Im Testareal Aefligen mit grobkörnigen Schottern hoher Ungleichförmigkeit hat sich eine Kiesschüttung von 4 - 8 mm Durchmesser weitgehend bewährt: Messungen mit inneren und äusseren Manometerleitungen zeigten nirgends übermässige Filtereintrittsverluste , vgl. auch Figur 11.10.

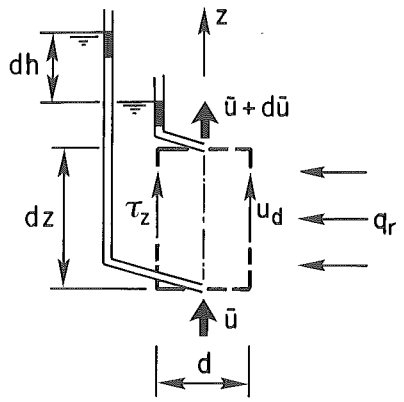
Figur 11.11 Berechnete Filtereintrittsverluste Δh_F als Funktion der radialen Zuströmung q_r für normalwandige PB-K-Filter bei einer Wassertemperatur von 10°C und einem Kontraktionskoeffizienten C_c = 0.30



11.3 Berechnung der Strömungsverluste im Filterrohr

11.3.1 Grundgleichung der Strömung im Filterrohr

Figur 11.12 Kontrollvolumen



COOLEY & CUNNINGHAM,1979 haben an einem Kontrollvolumen mit dem Querschnitt des Filterrohres und einer infinitesimalen Länge dz gemäss nebenstehender Figur gezeigt, dass für die Strömung einer inkompressiblen Flüssigkeit längs der Achse eines Filterrohres folgende Grundgleichung gilt:

$$\frac{\partial h}{\partial z} + \frac{4\,\tau_z}{\rho\, g\, d} + \frac{1}{g}\,\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \frac{2\,\bar{u}}{g}\,\frac{\partial \bar{u}}{\partial z} - \frac{u_d\, q_r}{g\, F} = 0 \qquad (11.28)$$

Es bedeutet h die Standrohrspiegelhöhe im Filterrohr, τ_z die Randschubspannung in Richtung der z-Achse am inneren Umfang des Filterrohres, $\bar{u}$ die mittlere Fliessgeschwindigkeit in Richtung der z-Achse, u_d die Fliessgeschwindigkeit des durch die Filterschlitze eintretenden Wassers in Richtung der z-Achse und q_r die radiale Zuströmung zum Filterrohr.

Der erste Term in (11.28) entspricht der Aenderung der Standrohrspiegelhöhe entlang der z-Achse, der zweite Term steht für die Reibungsverluste der Strömung, der dritte Term für die Aenderung der Fliessgeschwindigkeit nach der Zeit, der vierte Term beinhaltet die Impulsänderung bedingt durch den seitlichen Massenzustrom und der fünfte Term schliesslich erfasst den Energieeintrag in Richtung der z-Achse, wenn das seitlich zuströmende Wasser nicht senkrecht zur z-Achse durch die Filterschlitze einströmt.

Vereinfachung für die Strömungsberechnung bei Kleinpumpversuchen

Für die Berechnung der Strömungsverluste bei Kleinpumpversuchen mit konstanter Förderleistung Q in horizontal geschlitzten Filterrohren vom Typ der K-Filter kann obige Gleichung mit guter Näherung vereinfacht werden, indem

(1) die Strömung im Filterrohr als quasi-stationär betrachtet und der dritte Term vernachlässigt wird

(2) bei senkrechter Zuströmung zur z-Achse $u_d = 0$ wird und damit der fünfte Term ebenfalls wegfällt

Gleichung (11.28) vereinfacht sich damit auf den bereits von GARG & LAL,1971 bekannten Ansatz

$$\frac{\partial h}{\partial z} + \frac{4\,\tau_z}{\rho\,g\,d} + \frac{2\,\bar{u}}{g}\,\frac{\partial \bar{u}}{\partial z} = 0 \qquad (11.29)$$

In dieser Gleichung kann die Randschubspannung τ_z durch den bekannten Ansatz

$$\tau_z = \frac{\rho\,\lambda'_R}{8}\,\bar{u}^2$$

ersetzt werden. Um die Abhängigkeit der Schubspannungsrichtung von der Strömungsrichtung des Wassers zu berücksichtigen, schreiben wir den Ansatz jedoch in der Form

$$\tau_z = \frac{\rho\,\lambda'_R}{8}\,\bar{u}\,|\bar{u}| \qquad (11.30)$$

Um darauf hinzuweisen, dass die Rohrreibungszahl von Filterrohren mit seitlichem Zu- oder Wegfluss sich von derjenigen geschlossener Rohrleitungen unterscheidet, haben wir λ_R mit einem Beistrich versehen.

Aus Kontinuitätsgründen ist weiter

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial z} = \frac{q_r}{F} \qquad (11.31)$$

was nichts anderes bedeutet, als dass die Aenderung des Volumenstromes im Filterrohr gleich der seitlichen Zuströmung pro Längeneinheit des Filterrohres ist.

Ersetzt man in (11.29) die Geschwindigkeit $\bar{u}$ durch den Volumenstrom Q_z

$$\bar{u} = \frac{Q_z}{F} = \frac{4\,Q_z}{d^2\pi} \qquad (11.32)$$

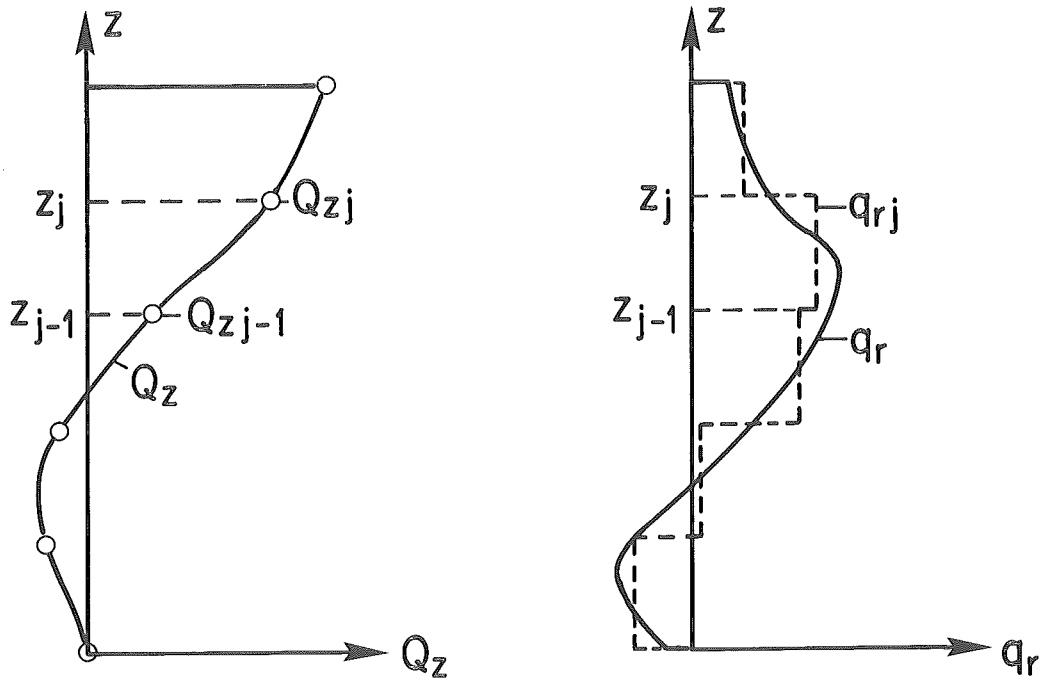
folgt mit (11.30) und (11.31) die von uns für die Berechnung der Strömungsverluste im Filterrohr verwendete Grundgleichung

$$\frac{d\,h}{d\,z} + \frac{8\,\lambda'_R}{g\,d^5\pi^2}\,Q_z\,|Q_z| + \frac{32}{g\,d^4\pi^2}\,Q_z\,q_r = 0 \qquad (11.33)$$

11.3.2 Strömungsverluste für einen Filterrohrabschnitt mit konstanter Zuströmung

Um die DG (11.33) lösen zu können, ist es notwendig, dass der Funktionsverlauf für den vertikalen Volumenstrom Q_z im Filterrohr bekannt ist. Dieser kann in einem inhomogen aufgebauten Aquifer mit unterschiedlichen natürlichen Standrohrspiegelhöhen über die Vertikale und ohne Kenntnisse über die Durchlässigkeitsverteilung nur durch Messung bestimmt werden. Nach unseren Erfahrungen eignen sich dazu Flowmeter-Standmessungen, vgl. Kapitel 12, am besten.

Figur 11.13 Ermittlung von Q_z und q_r aus Flowmeter-Standmessungen



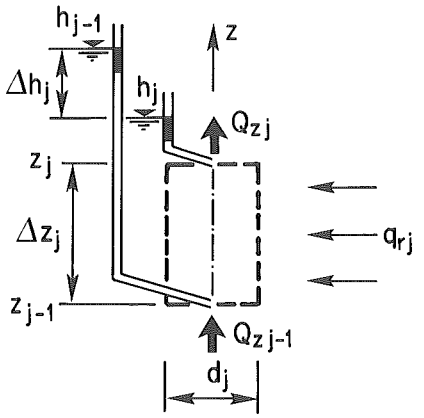
Der Funktionsverlauf von Q_z wird durch eine Reihe diskreter Messungen in frei wählbaren Tiefen approximiert. Jeder Höhenkote z_j wird dadurch ein Volumenstrom Q_{zj} zugeordnet. Durch geeignete Wahl der Höhenkoten kann damit der Funktionsverlauf von Q_z in den Grenzen der Messgenauigkeit des Flowmeters beliebig detailliert erfasst werden.

Aus den diskreten Messungen des vertikalen Volumenstromes berechnet sich die mittlere radiale Zuströmung q_{rj} zwischen z_j und z_{j-1} zu

$$q_{rj} \equiv \frac{1}{z_j - z_{j-1}} \int_{z_{j-1}}^{z_j} q_r \, dz = \frac{Q_{zj} - Q_{zj-1}}{\Delta z_j} \qquad (11.34)$$

Figur 11.14

Kontrollvolumen Filterrohrabschnitt



Für die Ermittlung der Strömungsverluste eines Filterrohrabschnittes zwischen den Koten z_j und z_{j-1} betrachten wir das nebenstehende Kontrollvolumen. In den Abschnitt strömt von unten der Volumenstrom Q_{zj-1}, oben verlässt den Abschnitt der Volumenstrom Q_{zj}. Die Standrohrspiegelhöhen an den beiden Enden seien h_j resp. h_{j-1}. Die seitliche Zuströmung über den Abschnitt betrachten wir als konstant und bezeichnen sie mit q_{rj} gemäss (11.34).

Der Volumenstrom Q_z im Abschnitt ergibt sich mit diesen Annahmen zu

$$Q_z = Q_{zj-1} + q_{rj}(z - z_{j-1}) \tag{11.35}$$

Setzt man diese Beziehung an Stelle von Q_z in (11.33) ein, berücksichtigt, dass q_{rj} auch mit (11.34) geschrieben werden kann und integriert die DG über den Filterrohrabschnitt, erhält man folgende Lösung für den Standrohrspiegelunterschied Δh_j zwischen den Koten z_j und z_{j-1}.

$$\Delta h_j \equiv h_{j-1} - h_j = \frac{8\,\lambda'_{Rj}}{3\,g\,d_j^5\,\pi^2}\,\frac{|Q_{zj}|^3 - |Q_{zj-1}|^3}{Q_{zj} - Q_{zj-1}}\,\Delta z_j + \frac{16}{g\,d_j^4\,\pi^2}\,(Q_{zj}^2 - Q_{zj-1}^2) \tag{11.36}$$

Um die Gleichung zu vereinfachen, definieren wir zwei Verlustbeiwerte

$$\beta_j \equiv \frac{8\,\lambda'_{Rj}}{g\,d_j^5\,\pi^2} \qquad \alpha_j \equiv \frac{16}{g\,d_j^4\,\pi^2} \tag{11.37}$$

womit folgt

$$\Delta h_j = \frac{\beta_j}{3}\,\frac{|Q_{zj}|^3 - |Q_{zj-1}|^3}{Q_{zj} - Q_{zj-1}}\,\Delta z_j + \alpha_j\,(Q_{zj}^2 - Q_{zj-1}^2) \tag{11.38}$$

Für den Quotienten des Volumenstromes in (11.38) kann man, wie eine Grenzwertbetrachtung zeigt, folgende Spezialfälle ableiten

$$\frac{|Q_{zj}|^3 - |Q_{zj-1}|^3}{Q_{zj} - Q_{zj-1}} = \begin{cases} Q_{zj}^2 & (\text{für } Q_{zj-1} = 0) \quad \text{Fall (1)} \\ 3\,Q_{zj}^2 & (\text{für } Q_{zj-1} = Q_{zj}) \quad \text{Fall (2)} \\ 0 & (\text{für } Q_{zj-1} = -Q_{zj}) \quad \text{Fall (3)} \end{cases} \tag{11.39}$$

Fall (1) entspricht auch dem Strömungsverlust eines Brunnens bei konstanter Beaufschlagung über die Mächtigkeit, vgl. HUISMAN,1972

Fall (2) entspricht der klassischen Rohrströmung ohne seitlichen Zu- oder Wegfluss ($q_r = 0$)

Fall (3) tritt auf, wenn sich in der Mitte des betrachteten Filterrohrabschnittes eine Wasserscheide bildet

Mit Gleichung (11.38) ist es möglich, die Standrohrspiegelunterschiede im Filterrohr abschnittsweise zu berechnen, wenn der vertikale Volumenstrom an den Abschnittsgrenzen bekannt ist (Flowmetermessungen) und Zahlenwerte für die Verlustbeiwerte α_j und β_j vorliegen. In den Gleichungen für die Verlustbeiwerte (11.37) wurde der Filterrohrdurchmesser ebenfalls mit einem Index j versehen. Damit soll darauf hingewiesen werden, dass mit (11.38) auch die Strömungsverluste von Brunnen mit im Durchmesser variablem Filterausbau berechnet werden können.

11.3.3 Rohrreibungszahlen für Filterrohre

Es wurde bereits darauf hingewiesen, dass sich die Rohrreibungszahlen von Filterrohren, bedingt durch die Störung der Grenzschicht infolge des seitlichen Zu- oder Wegflusses, von denjenigen geschlossener Rohre unterscheiden können.

Im Falle des Durchtrittes von innen nach aussen ($q_r < 0$) bestehen nach PRESS & SCHROEDER,1966 gewisse Aehnlichkeiten mit der Grenzschichtbeeinflussung durch Absaugen. Ein Merkmal für den Fall des Zuflusses von aussen ($q_r > 0$) ist nach PETERSEN et al.1955 die Ausbildung einer Grenzzone entlang der Filterwand, in der die Strömung vorwiegend radial zur Längsachse des Filterrohres verläuft, wodurch der durchflusswirksame Filterrohrquerschnitt eingeschränkt wird.

Für handelsübliche Brunnenfilterrohre und insbesondere für horizontal geschlitzte Rohre vom Typ der K-Filter sind uns keine Untersuchungen über die Rohrreibungszahlen bekannt. Aus diesem Grunde haben wir uns entschlossen, im Testareal Aefligen einige Untersuchungen in dieser Richtung durchzuführen, um die Grössenordnung der λ'_R-Werte abschätzen zu können.

Rohrreibungszahlen ohne seitlichen Wasserzutritt ($q_r = 0$)

Für den einfachsten Fall eines Filterrohres ohne seitlichen Wasserzutritt konnten wir kombiniert mit der Flowmeter-Eichanlage im Versuchsbrunnen im Testareal Aefligen, vgl. Figur 12.18 , Druckverlust-Messstrecken mit horizontal geschlitzten Kunststoffilterrohren der NW 100, 115, 125 und 150 mm einrichten. Das Prinzip einer Messstrecke ist in Figur 11.15 dargestellt.

Das Filterrohr mit einer Gesamtlänge von 18 m taucht in vertikaler Lage in den Versuchsbrunnen ein. Um einen seitlichen Wasserzutritt zu verhindern, ist es mit einer von aussen aufgeklebten Kunststoffolie wasserdicht umschlossen (Dichtungsmantel). Das Wasser, welches mit einer Förderleitung oben aus dem Rohr abgesaugt wird, ist dadurch gezwungen, unten in das Filterrohr einzutreten. Für die Volumenstrommessung der Förderleistung Q stand ein magnetisch induktiver Durchflussmesser zur Verfügung, vgl. auch Abschnitt 12.6.4.

Nach einer Einlaufstrecke von 4.5 m strömt das Wasser über eine Messstrecke von 9 m Länge. Mit zwei äusseren Standrohren (Manometerleitungen) wird die Differenz der Standrohrspiegelhöhen h_1 und h_2 gemessen. Für die Abstichmessung vom Messpunkt zum Wasserspiegel im Standrohr dienen Präzisionselektrolote und spezielle Messaufsätze mit Noniusteilung gemäss Detail A. Auf diese Weise können die Standrohrspiegelhöhen auf $\pm$ 0.5 mm genau eingemessen werden. Die Standrohrspiegelhöhen werden an den Messstellen 1 und 2 mit Druckmessköpfen in Anlehnung an die Norm DIN prEN 66, Absperrarmaturen für die Wasserversorgung in Gebäuden, Messung von Durchfluss und Druckverlust, an je einer Schlitzreihe am Filterrohrumfang abgenommen, vgl. Detail B.

Der Standrohrspiegelunterschied ergibt sich wie folgt:

$$\Delta h = h_1 - h_2 = HMP1 - A1 - (HMP2 - A2) \qquad (11.40)$$

Die Rohrreibungszahl erhält man, indem (11.38) unter Berücksichtigung von Fall (2) in (11.39) nach λ_R umgeformt wird

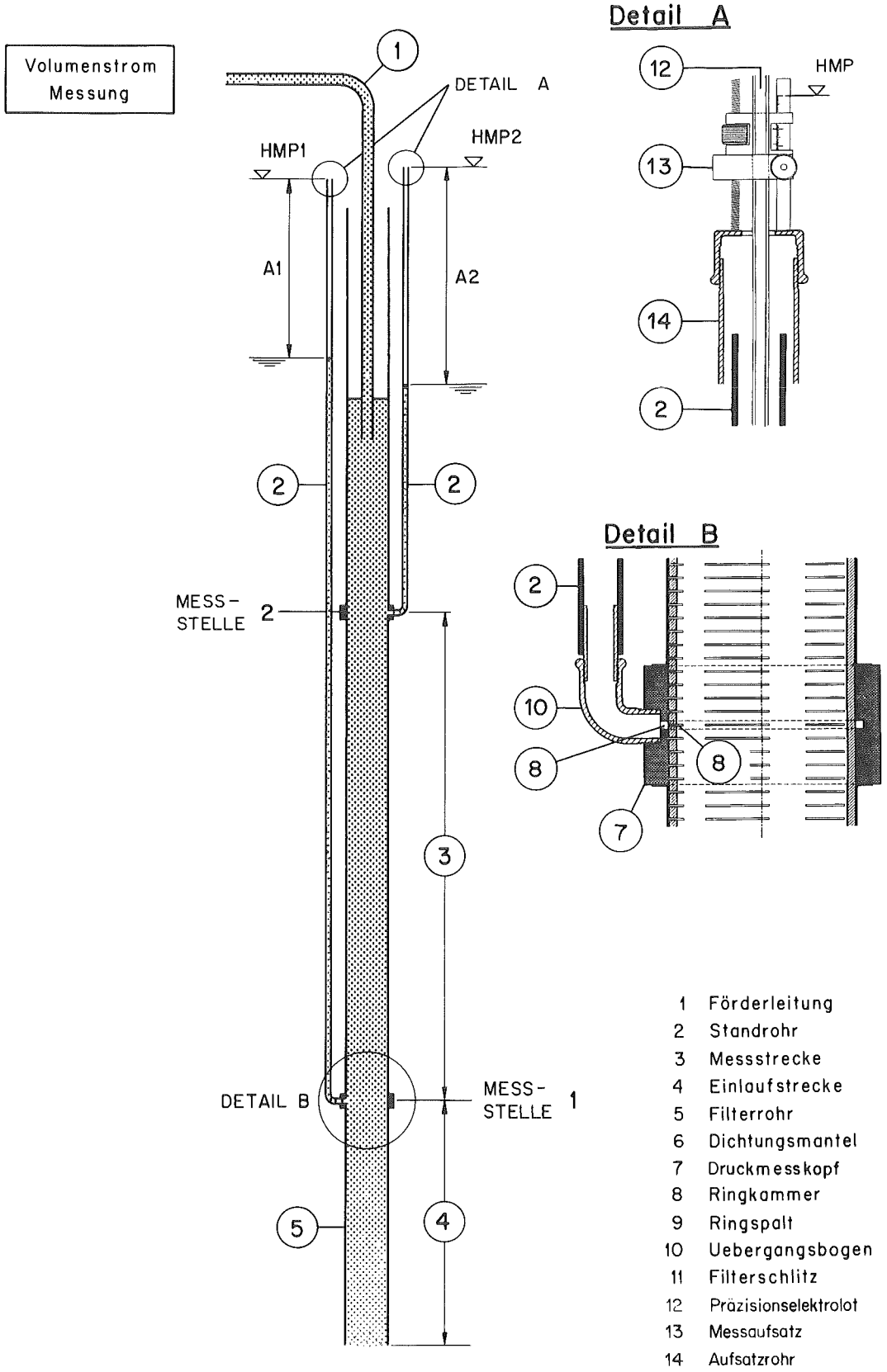
$$\lambda_R = \frac{g\, d^5 \pi^2}{8} \frac{\Delta h}{Q^2 L} \qquad (11.41)$$

Die entsprechenden Versuchsergebnisse sind in Figur 11.16 zusammengestellt.

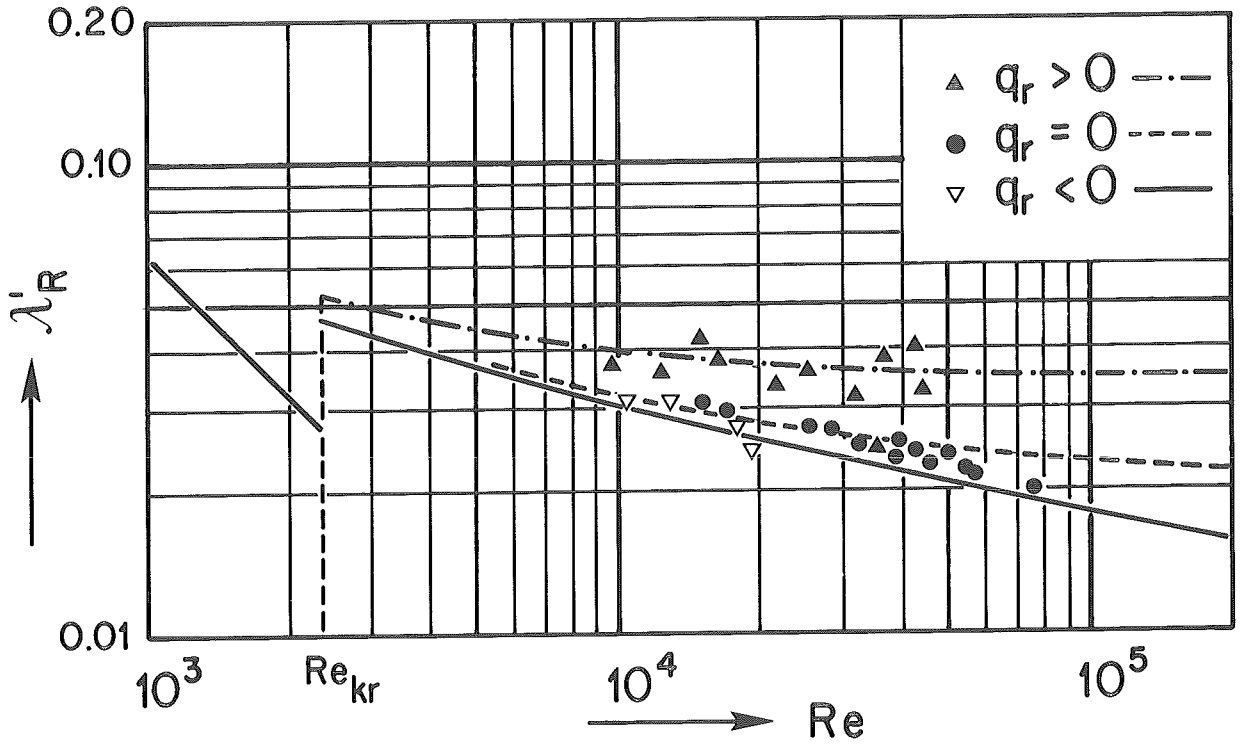
Für Reynolds-Zahlen zwischen 1.5 - 7.9 10^4 liegen die λ_R-Werte zwischen 0.02 und 0.031.Die entsprechenden relativen Rauhigkeiten bewegen sich von 2 10^{-3} bis 2 10^{-4}. Daraus lassen sich die aequivalenten Sandrauhigkeitswerte k für die untersuchten Kunststoffilterrohre mit horizontaler Schlitzung berechnen zu

$$0.03 \leqq k \leqq 0.20 \text{ mm} \qquad (11.42)$$

Figur 11.15 Messstrecke für die Ermittlung der Rohrreibungszahl normalwandiger PB-K-Filter ohne seitlichen Wasserzutritt ($q_r = 0$)



Figur 11.16 Rohrreibungszahlen λ_R für normalwandige PB-K-Filter der NW 100 bis 150 mm nach Versuchen im Testareal Aefligen



Die gefundenen äquivalenten Sandrauhigkeiten von 0.03 - 0.20 mm entsprechen etwa denjenigen von neuen glatten Stahlrohren, vgl. DRACOS,1973. Daraus können wir schliessen, dass die Struktur der Filterrohrinnenfläche der K-Filter mit den eingesägten Filterschlitzen bei fehlender seitlicher Zuströmung offenbar keinen wesentlichen Einfluss auf die Reibungszahl ausübt.

Rohrreibungszahlen mit seitlichem Zu- oder Wegfluss ($q_r \neq 0$)

Aus den Differenzen der Standrohrspiegelhöhen, gemessen in Manometerleitungen (vgl. Figuren 11.9 und 11.17) auf verschiedenen Tiefenstufen, konnten Rohrreibungszahlen mit seitlichem Zu- oder Wegfluss ermittelt werden. Wie die Ergebnisse in Figur 11.16 zeigen, liegen die Rohrreibungszahlen mit seitlichem Zufluss ($q_r > 0$) generell über denjenigen ohne Zufluss ($q_r = 0$) resp. mit Wegfluss ($q_r < 0$).
Die wenigen vorliegenden Messergebnisse gestatten jedoch keine Detailanalyse des Zusammenhanges zwischen der Rohrreibungszahl λ'_R und der seitlichen Zuströmung q_r.

Aufgrund der Messergebnisse in den speziell instrumentierten Versuchsbohrungen im Testareal Aefligen schlagen wir vor, die Rohrreibungszahlen für die Berechnung der Reibungsverluste im Filterrohr wie folgt zu wählen:

1. Bei seitlicher Zuströmung $q_r > 0$

nach Colebrook-White

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda'_R}} = -2 \lg \left(\frac{k/d}{3.71} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda'_R}} \right) \qquad (11.43)$$

mit einer relativen Rauhigkeit $k/d = 7\ 10^{-3}$

2. Bei fehlender seitlicher Zuströmung $q_r = 0$

ebenfalls nach Colebrook-White, jedoch mit einer äquivalenten Sandrauhigkeit $k = 0.15$ mm

3. Bei seitlicher Wegströmung $q_r < 0$

nach Prandtl-Karman

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda'_R}} = 2 \lg \frac{Re \sqrt{\lambda'_R}}{2.51} \qquad (11.44)$$

11.3.4 Praktisches Vorgehen bei der Berechnung der Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr

Für die Berechnung der Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr hat es sich als zweckmässig erwiesen, von der Standrohrspiegelhöhe h_o an der Filterrohrbasis auszugehen. Mit der Gleichung (11.36) berechnet sich die Standrohrspiegelhöhe h_p auf einer beliebigen Höhe z_p, indem die Summe der Verlusthöhen der einzelnen Filterrohrabschnitte von der Basishöhe h_o subtrahiert wird.

$$h_p = h_o - \sum_{j=1}^{p} \Delta h_j \qquad (11.45)$$

Die Standrohrspiegelhöhe h_o an der Filterrohrbasis wird ihrereseits aus den gemessenen Standrohrspiegelhöhen hg ermittelt. Bei den gemessenen Höhen kann es sich um den Wasserspiegel im Filterrohr oder um Messwerte aus inneren oder äusseren Manometerleitungen handeln. Nehmen wir an, es lägen insgesamt m Messwerte von Standrohrspiegelhöhen verteilt über die Vertikale im Filterrohr vor, ergibt sich h_o ausgehend von (11.45) nach der Methode der kleinsten Summe der Fehlerquadrate zu

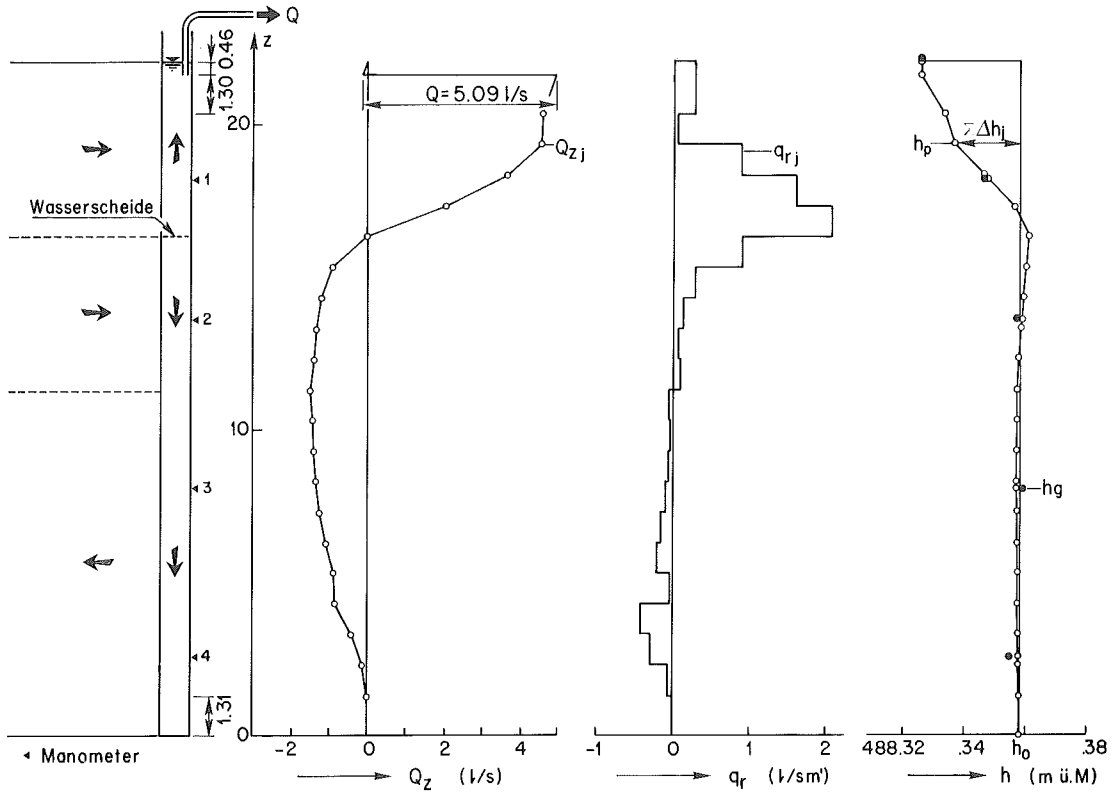
$$h_o = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^{m} \left(hg_i + \sum_{j=1}^{p_i} \Delta h_j \right) \qquad (11.46)$$

Praktisches Beispiel für die Berechnung der Standrohrspiegelhöhen

Wir betrachten eine Aufschlussbohrung mit einem Filterrohr der NW 115 mm gemäss Figur 11.17. Aus dem Rohr wird mit einer Saugpumpe eine Fördermenge Q = 5.09 l/s entzogen. Die Wasserentnahmestelle (Saugschlauchende) befindet sich 0.46 m unter dem Wasserspiegel im Filterrohr. Der vertikale Volumenstrom im Filterrohr wurde mit 20 Flowmetermessungen in Teufenabständen von einem Meter verteilt über das Filterrohr bestimmt. Die höchste Flowmetermessung liegt 1.30 m unter der Wasserentnahmestelle, die tiefste Messung 1.31 m über der Filterrohrsohle.

Der grösste nach oben gerichtete Volumenstrom ist, wie Figur 11.17 zeigt, unter der Wasserentnahmestelle festzustellen. Darunter nimmt der Volumenstrom rasch ab und erreicht auf der Höhe z = 16.31 m den Wert Null. Weiter unten ist die Strömung negativ, d.h. abwärts gerichtet. Sie erreicht bei z = 11.31 m den grössten Betrag und vermindert sich gegen die Filterrohrsohle wieder auf Null. Die Kote z = 16.31 m stellt demnach eine Wasserscheide im Filterrohr dar: Darüber strömt das Wasser zur Pumpe, darunter strömt es abwärts und verlässt das Filterrohr wieder in Richtung des Grundwasserleiters.

Figur 11.17 Beispiel für die Berechnung der Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr.



Verteilt über die Teufe wurden die Standrohrspiegelhöhen hg mit vier Manometerleitungen eingemessen. Zusammen mit dem ebenfalls bekannten Wasserspiegel im Filterrohr liegen damit fünf Messwerte über die Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr vor.

Listenrechnung der Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr

Für die Berechnung der Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr ist eine Listenrechnung gemäss Tabelle 11.5 zweckmässig. Das Vorgehen im Einzelnen gestaltet sich wie folgt:

(1) Man unterteilt das Filterrohr zwischen der Sohlenkote und dem Wasserspiegel im Filterrohr durch eine Anzahl Stützstellen in einzelne Abschnitte. Stützstelle 0 entspricht der Sohlenkote und erhält die Höhe $z_0 = 0.0$. Die weiteren Stützstellen entsprechen entweder einer Flowmeter-Messstelle (Standmessung) oder einem Manometer. Den Stützstellen zugeordnet werden die Höhen z_j und die Volumenstrommessungen Q_{zj}. Entspricht die Stützstelle einem Manometer (im Beispiel sind das die Stützstellen Nr. 3, 9, 16 und 21), so wird der zugehörige Volumenstrom durch lineare Interpolation aus der oben- und untenliegenden Flowmetermessung ermittelt

(2) Einer speziellen Betrachtung bedarf die Wasserentnahmestelle zwischen dem Wasserspiegel (Stützstelle Nr. 27) und der obersten Flowmeter-Messstelle (Stützstelle Nr. 24). Der Wasserentnahmestelle fliesst Wasser sowohl von unten als auch von oben aus dem Bereich zwischen dem Saugschlauchende und dem Wasserspiegel zu. Zusammen entsprechen die beiden Teilmengen der Fördermenge Q. Die Aufteilung auf die beiden Teilmengen kann jedoch mit dem Flowmeter aus Platzgründen nicht gemessen werden. Als Näherung berechnen wir die Teilmengen deshalb mit der Annahme, dass zwischen der obersten Flowmeter-Messstelle und dem Wasserspiegel eine gleichmässige Zuströmung erfolgt. Die Zuströmung q_r berechnet sich wie folgt

$$q_r = \frac{Q - Q_z}{\Delta z} = \frac{5.09 - 4.60}{22.07 - 20.31} = 0.278 \text{ l/sm'}$$

Bezeichnet man die von unten zuströmende Teilmenge mit Q_u und die von oben zuströmende mit Q_o, folgt

$$Q_u = Q_z + q_r \Delta z_u = 4.60 + 0.278 \times 1.30 = 4.962 \text{ l/s}$$

und

$$Q_o = - q_r \Delta z_o = - 0.278 \times 0.46 = - 0.128 \text{ l/s}$$

Die beiden Teilmengen Q_u und Q_o werden durch zwei Stützstellen unmittelbar unter (Nr. 25) und unmittelbar über (Nr. 26) dem Saugschlauchende repräsentiert. Der Verlauf von Q_z ist damit über den gesamten Filterrohrbereich definiert.

(3) Für die Filterrohrabschnitte werden nun die Δz- und q_r-Werte nach (11.34) berechnet. Weiter werden die mittleren Reynolds-Zahlen Re für jeden Abschnitt ermittelt. Dabei genügt es in der Regel vollkommen, den Re-Wert aus dem mittleren Volumenstrom im Abschnitt zu berechnen

$$Re = \frac{\bar{u}\ d}{\nu} = \frac{2\ (Q_{zj} + Q_{zj-1})}{\pi\ d_j^2\ \nu} \qquad (11.47)$$

(4) In einem nächsten Schritt werden die Rohrreibungszahlen λ'_R nach (11.42, 43 resp. 44) sowie die α- und β-Werte nach (11.37) ermittelt.

(5) Mit (11.38) folgen nun die Standrohrspiegelunterschiede für jeden Abschnitt. Zur Verdeutlichung des unterschiedlichen Verhaltens der beiden Verlustgrössen in (11.38) haben wir die beiden Summanden in Tabelle 11.5 getrennt aufgeführt. Δhr bezeichnet den ersten Summanden und damit den Reibungsverlust, Δhb den zweiten Summanden, in dem die Impulsänderung zum Ausdruck kommt. Wie die Tabelle zeigt, wird der Reibungsverlust negativ, wenn Qz negativ, d.h., wenn die Strömungsrichtung entgegengesetzt zur z-Achse ist. Der Beschleunigungsverlust wird dagegen negativ, wenn Q_{zj} kleiner als Q_{zj-1} ist. In diesem Falle wird die Strömung verlangsamt und kinetische Energie verwandelt sich zurück in potentielle Energie.

(6) Durch fortlaufende Addition der Reibungs- und Beschleunigungsverluste jedes Abschnittes bildet man die Summe der Verlusthöhen für alle Stützstellen.

(7) Mit Hilfe der Gleichung (11.46) berechnet man die massgebende Standrohrspiegelhöhe h_o an der Filterrohrbasis, vgl. auch Figur 9.1. In unserem Beispiel wurden folgende Standrohrspiegelhöhen gemessen:

Messstelle	Stützstelle	hg	$\sum \Delta h_j$ [m]
Wasserspiegel im Filterrohr	27	488.326	0.0322
Manometer 1	21	488.347	0.0101
Manometer 2	16	488.357	-0.0006
Manometer 3	9	488.359	0.0010
Manometer 4	3	488.354	0.0002

Aus diesen Zahlenwerten folgt mit (11.46) $h_o = 488.358$ m ü.M.

(8) Die gesuchten Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr können nun durch Subtraktion der Verlusthöhen von h_o für jede Stützstelle mit (11.45) ermittelt werden.

Die vorgestellte Listenrechnung lässt sich auf Kleincomputern und Taschenrechnern einfach programmieren. Wir haben für die Auswertung ein Computerprogramm in FORTRAN entwickelt, vgl. Kapitel 14.

Stütz-stelle Nr.	z_j	Q_{zj}	Abschnitt j	Δz_j	q_{rj}	Re	λ'_R	β_j	α_j	Δhr_j	Δhb_j	$\sum \Delta h_j$	h_p	hg
	m	l/s		m	l/s m'			$m^{-6}s^2$	$m^{-5}s^2$	mm	mm	mm	m ü.M.	m ü.M.
27	22.07	0.000										32.21	488.326	488.326
26	21.61	-.131	27	0.46	0.278	554	0.116	477.	945.	0.00	0.00	32.21	488.326	
25	21.61	4.962	26							0.00	0.00	32.21	488.326	
24	20.31	4.600	25	1.30	0.278	40400	0.035	144.	945.	4.28	3.27	24.66	488.333	
23	19.31	4.567	24	1.00	0.033	38700	0.036	148.	945.	3.11	0.29	21.27	488.337	
22	18.31	3.686	23	1.00	0.881	34900	0.036	148.	945.	2.80	6.87	11.60	488.346	
21	18.19	(3.493)	22	0.12	1.607	24400	0.037	152.	945.	2.35	1.31	10.05	488.348	488.347
20	17.31	2.079	21	0.88	1.607	24400	0.037	152.	945.	1.06	7.44	1.79	488.356	
19	16.31	0.000	20	1.00	2.079	8790	0.041	168.	945.	0.24	4.08	-2.54	488.361	
18	15.31	-.900	19	1.00	0.900	3800	0.047	193.	945.	-.05	-.77	-1.71	488.360	
17	14.31	-1.189	18	1.00	0.289	8830	0.041	168.	945.	-.18	-.57	-.96	488.359	
16	13.59	(-1.283)	17	0.72	0.130	10600	0.040	164.	945.	-.18	-.22	-.56	488.359	488.357
15	13.31	-1.319	16	0.28	0.130	10600	0.040	164.	945.	-.08	-.09	-.40	488.358	
14	12.31	-1.387	15	1.00	0.068	11400	0.039	160.	945.	-.29	-.17	0.07	488.358	
13	11.31	-1.485	14	1.00	0.098	12100	0.039	160.	945.	-.33	-.27	0.66	488.357	
12	10.31	-1.420	13	1.00	-.065	12300	0.029	119.	945.	-.25	0.18	0.74	488.357	
11	9.31	-1.396	12	1.00	-.024	11900	0.030	123.	945.	-.24	0.06	0.92	488.357	
10	8.31	-1.340	11	1.00	-.056	11600	0.030	123.	945.	-.23	0.14	1.01	488.357	
9	8.09	(-1.320)	10	0.22	-.093	10900	0.030	123.	945.	-.05	0.05	1.00	488.357	488.359
8	7.31	-1.247	9	0.78	-.093	10900	0.030	123.	945.	-.16	0.18	0.98	488.357	
7	6.31	-1.090	8	1.00	-.157	9880	0.031	127.	945.	-.17	0.35	0.81	488.357	
6	5.31	-.879	7	1.00	-.221	8320	0.032	131.	945.	-.13	0.39	0.54	488.357	
5	4.31	-.844	6	1.00	-.035	7280	0.034	140.	945.	-.10	0.06	0.59	488.357	
4	3.31	-.422	5	1.00	-.422	5350	0.037	152.	945.	-.06	0.50	0.15	488.358	
3	2.59	(-.212)	4	0.72	-.292	2330	0.047	193.	945.	-.01	0.13	0.04	488.358	488.354
2	2.31	-.130	3	0.28	-.292	2330	0.047	193.	945.	-.00	0.03	0.02	488.358	
1	1.31	0.000	2	1.00	-.057	549	0.177	481.	945.	-.00	0.02	0.00	488.358	
0	0.00	0.000	1	1.31	0.000	0	-	-	945.	0.00	0.00	0.00	488.358	

( ) interpolierte Werte

Tabelle 11.5 Listenrechnung der Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr. Aufschlussbohrung SB 14 im Testareal Aefligen

Kapitel 12: ERMITTLUNG DES VERTIKALEN VOLUMENSTROMES IM FILTERROHR MIT EINER FLOWMETERSONDE

Der vertikale Volumenstrom in einem Filterrohr variiert im allgemeinen über die Tiefe von Ort zu Ort: zwischen Filterrohr und umgebendem Aquifer findet ein permanenter Wasseraustausch statt. Der Volumenstrom muss deshalb mit Messonden erfasst werden, die im Filterrohr kontinuierlich über die Tiefe bewegt oder von Messlage zu Messlage verschoben werden können. Im ersten Fall spricht man von Fahrtmessung, im zweiten Fall von Standmessung. Fahrtmessungen haben den Vorteil einer lückenlosen Aufzeichnung der Durchflussverteilung, Standmessungen erlauben dagegen beliebig lange Messzyklen in jeder Messlage, was sich günstig auf die Messgenauigkeit auswirkt.

12.1 Wahl einer geeigneten Messmethode

Bei der Wahl einer geeigneten Messmethode für die Ermittlung des vertikalen Volumenstromes im Filterrohr sind verschiedene Randbedingungen und Anforderungen, nachfolgend auch Kriterien genannt, zu beachten:

(1) In der Schweiz werden Aufschlussbohrungen zum überwiegenden Teil mit Filterrohren der NW 100 - 150 mm ausgebaut (HUFSCHMIED,1978). Die Innendurchmesser von 93 - 152 mm dieser Rohre beschränken die Querschnittsabmessungen einer Messonde.

(2) Die üblichen Förderleistungen bei Kleinpumpversuchen erreichen 5 - 7 l/s wenn Saugpumpen und 2 - 4 l/s wenn Unterwasserpumpen verwendet werden. Die maximalen, künstlich erzeugten Strömungsgeschwindigkeiten im Filterrohr liegen damit zwischen 10 und 100 cm/s.

(3) In den heterogen aufgebauten Lockergesteins-Grundwasserleitern der Schweiz sind natürliche Vertikalströmungen in den Filterrohren zu erwarten. Diese können sowohl aufwärts als auch abwärts gerichtet sein und Beträge in der Grössenordnung der künstlich erzeugten Strömungsgeschwindigkeiten erreichen. Eine Messonde muss deshalb in der Lage sein, Betrag u n d Richtung der Strömung zu erfassen. Die Messgenauigkeit muss zudem für beide Strömungsrichtungen gleich gut sein.

(4) Ein Filterrohr stellt im Gegensatz zu einer geschlossenen Rohrleitung ein "offenes" System dar: via Filterschlitze besteht eine Verbindung mit der umgebenden Filterschüttung und dem Aquifer. Künstliche Druckverluste im Filterrohr, hervorgerufen durch die Messonde, verfälschen die Durchflussmessung indem ein Teil des Wassers im Bereich der Sonde aus dem Rohr verdrängt wird; zusätzlich wird die Standrohrspiegelverteilung und damit die gesamte Zuflussverteilung verändert. Messondenbedingte Druckverluste sind deshalb auf ein Minimum zu beschränken (vgl. Abschnitt 12.5.4)

(5) Die Ermittlung der vertikalen Verteilung der Durchlässigkeit (Bereichs-k-Werte) erfolgt durch Superposition zweier Strömungszustände (Differenzbildung), ausgehend vom vertikalen Volumenstrom im Filterrohr. Dementsprechend ist eine hohe Messgenauigkeit für den Volumenstrom von ca ± 3 % erforderlich.

(6) Damit auch noch kleine natürliche und künstlich erzeugte Vertikalströmungen im Filterrohr erfasst werden können, ist eine tiefe Ansprechgeschwindigkeit der Messonde in der Grösse von 0.5 - 1.0 cm/s notwendig.

(7) Die Messmethode muss feldtauglich sein und auch unter extremen Witterungsbedingungen sowie bei unterschiedlichen Temperatur- und Druckverhältnissen im Aquifer zuverlässig funktionieren.

Beurteilung verschiedener Messmethoden

Für die Volumenstrommessung sind zahlreiche Methoden bekannt (vgl. z.B. KRON-MUELLER & BARAKAT,1974).

Drosselgeräte verursachen zur Durchflussmessung eine künstliche Druckdifferenz im Filterrohr, welche sich insbesondere bei hohen Durchlässigkeitswerten des Aquifers in unzulässigem Masse verfälschend auf die gesamte Zustromverteilung zum Filterrohr auswirkt (Kriterium 4).

Der Einsatz berührungsloser Durchflussmessgeräte wie magnetisch-induktive Geräte, akustische Sensoren oder Laser Anemometer scheitert an den mangelnden Platzverhältnissen in den meist kleinkalibrigen Filterrohren (Kriterium 1).

Tracer-Messgeräte wurden verschiedene für den Einsatz in Bohrlöchern und Filterrohren entwickelt (DUDGEON et al.1975; GSF,1978). Die Fliessgeschwindigkeit wird aus der Tracer-Abstandsgeschwindigkeit bestimmt, indem man die Durchgangskurve eines injizierten Tracers nach einer bestimmten Messstrecke beobachtet. Als Tracer werden hauptsächlich Wärmepulse oder radioaktive Substanzen verwendet. Erfahrungsberichte zeigen, dass die Tracermethoden fehleranfällig sind und den Anforderungen an die Messgenauigkeit meist nicht im gesamten Geschwindigkeitsbereich gerecht werden (Kriterien 2,3 und 5).

Hitzedraht und Heissfilmverfahren (TSELENTIS,1982) sind messtechnisch aufwendig und eher unter Laborbedingungen geeignet (Kriterium 7).

Flowmetersonden

Flowmetersonden sind eine spezielle Art Turbinenmesser. Sie werden im englischen Sprachgebrauch kurz F l o w m e t e r genannt und sind auch unter den deutschen Bezeichnungen Flussmesser oder Flügelsonden bekannt. Sonde und Messmethode sind in verschiedenen Punkten vergleichbar mit dem hydrometrischen Flügel, der bei Abflussmessungen in Oberflächengewässern verwendet wird. Wesentliche Unterschiede bestehen jedoch in der vertikalen Anordnung des Messflügels bei den Flowmetersonden und in den Wandeinflüssen (sog. Blockage-effects), welche normalerweise bei Abflussmessungen vernachlässigt werden können, in kleinkalibrigen Filterrohren jedoch von grosser Bedeutung sind.

Flowmetersonden verwenden einen Impeller (Flügelrad), der von der Strömung in Drehung versetzt wird. Die Drehgeschwindigkeit ist abhängig von der Geschwindigkeit mit der der Impeller angeströmt wird. Die Durchflussmessung wird damit auf eine Drehzahlmessung zurückgeführt. Für die Beziehung zwischen Drehzahl und Durchfluss bestehen theoretische Modelle,welche jedoch im allgemeinen nicht in der Lage sind, die Zusammenhänge genügend genau zu formulieren. Für die zuverlässige Ermittlung des Volumenstromes ist deshalb die Eichung jeder Sonde unumgänglich. Theoretische Modelle können dabei helfen, die Zusammenhänge zu verstehen und den Eichaufwand zu reduzieren.

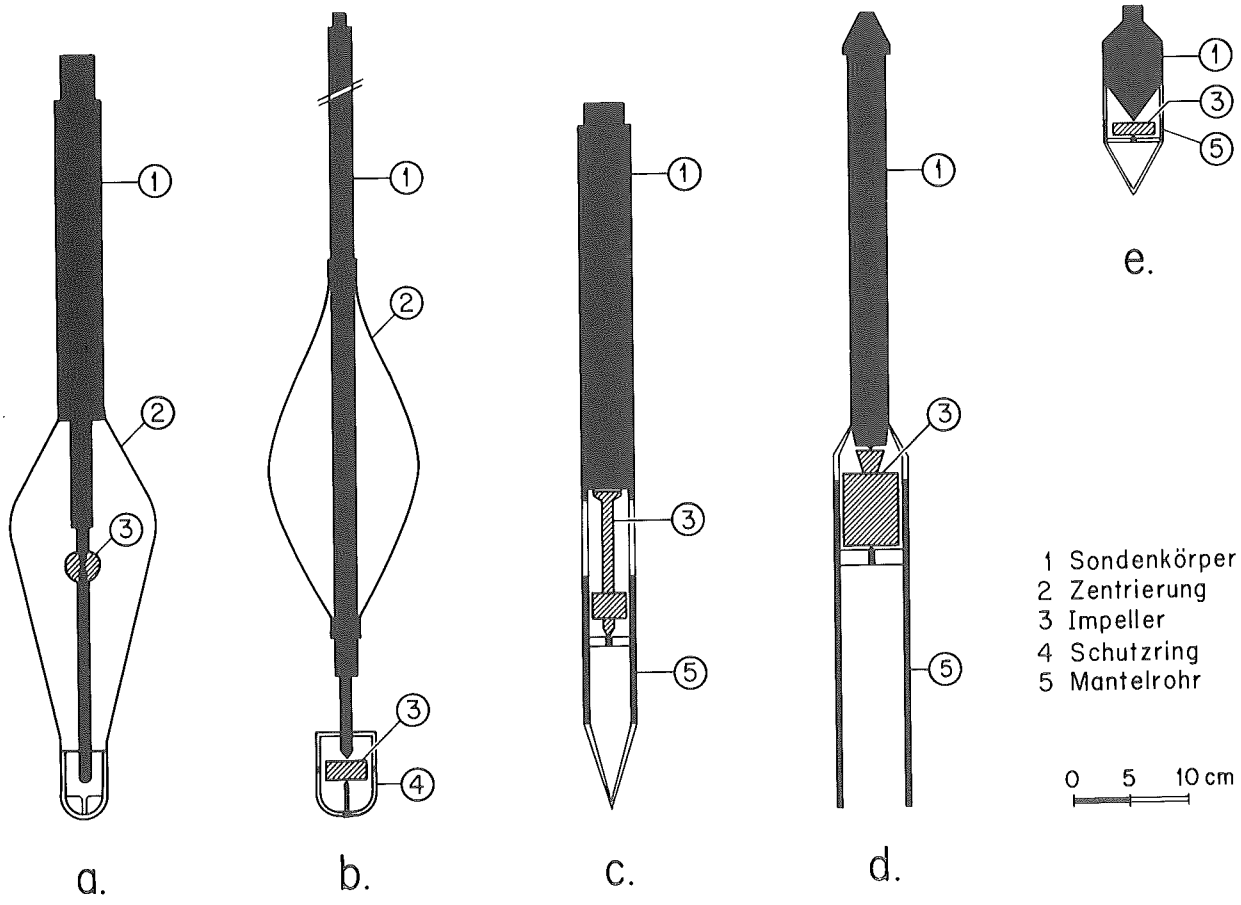
12.2 Bisherige Anwendungen und Typen von Flowmetersonden

Flowmetersonden werden seit mehr als 20 Jahren in der Erdölprospektion und -Fördertechnik mit Erfolg eingesetzt. Sie dienen u.a. dazu, innerhalb der Bohrlöcher Zuflusszonen von Oel und Gas festzustellen und die Zuflussmengen zu quantifizieren (SCHLUMBERGER,1963,1973).

Auch bei der Grundwassererkundung werden Flowmeter seit einiger Zeit eingesetzt. Analog zur Anwendung in der Erdöltechnologie wurden die Messungen bisher hauptsächlich dazu verwendet, die Ergiebigkeit einzelner Förderhorizonte im Aquifer festzustellen (REPSOLD & RUELKE,1970; SCHNEIDER & TEGTMEYER,1978; EXLER,1981). Ansatzweise wurde auch versucht, von der Zuflussverteilung auf die vertikale Verteilung der horizontalen Durchlässigkeiten im Aquifer zu schliessen (LAKATOS, 1974; SCHIMSCHAL,1981).

Unter den gegebenen Randbedingungen eignen sich Flowmetersonden am besten, um den gestellten Anforderungen bei der Ermittlung des vertikalen Volumenstromes im Filterrohr zu genügen. Von Vorteil sind insbesondere die schlanken Sondenkörper(Kriterien 1 und 4) sowie die hohe Messgenauigkeit in einem grossen Geschwindigkeitsbereich (Kriterien 2,3 und 5). Schwierigkeiten bereitet bei den herkömmlichen Sondentypen die Erfassung kleiner Strömungsgeschwindigkeiten unter 5 cm/s. (Kriterium 6). Für unsere Bedürfnisse musste deshalb eine Sonde mit speziell tiefer Ansprechschwelle entwickelt werden (vgl. Abschnitt 12.3).

Figur 12.1 Charakteristische Typen von Flowmetersonden (schematisiert)



Flowmetersonden und komplette Messausrüstungen werden von verschiedene Firmen hergestellt, welche auf den Bau hydrologischer und geophysikalischer Messgeräte spezialisiert sind. Figur 12.1 zeigt schematisch einige charakteristische Typen von Flowmetersonden, welche in der Praxis verwendet werden. Hergestellt werden die Geräte in den Vereinigten Staaten (a), Frankreich (b), Deutschland (c,e) und Ungarn (d). Die Sonden unterscheiden sich hauptsächlich durch die Anordnung und die Konstruktion des Impellers sowie durch die Dimensionen des Sondenkörpers.

Der Sondenkörper beinhaltet die elektronischen und teilweise auch mechanischen Gerätekomponenten, welche dazu dienen, die Impellerumdrehungen in eine Impulsfolge zu wandeln und via Bohrlochmesskabel zum Registriergerät über Terrain zu übertragen. Der Durchmesser der Sondenkörper variiert zwischen 2 und 5 cm, die Sondenlänge bewegt sich von ca 15 bis 150 cm. Auffallend ist die asymmetrische Bauweise der Sonden, welche, wie FRIEDRICH & REPSOLD,1976 für verschiedene Sonden vom Typ (c) nachgewiesen haben, ein teilweise stark unterschiedliches Verhalten gegenüber auf- und abwärts gerichteter Strömung bewirkt. Im Zusammenhang mit unserer Anwendung ist diese Eigenschaft unerwünscht (Kriterium 3). Bei der für unsere Zwecke entwickelten Sonde (vgl. Fig. 12.4) wurde deshalb besonderen Wert auf eine symmetrische Sondenform gelegt.

Verschiedene Sonden werden mit einer Zentrierung im Filterrohr mittig positioniert. Die Zentrierung kann dabei, wie bei den Sonden (a) und (b), am Sondenkörper selbst oder als gesonderte Vorrichtung am Bohrlochmesskabel angebracht sein. In unserem Falle haben wir bei Messungen in Filterrohren der NW 100 - 150 mm auf eine Zentrierung verzichtet und als Alternative zur elastischen Zentrierung eine starre Distanzhaltung verwendet (sog. stand-off device), welche einen Mindestabstand des Impellers vom Filterrohr gewährleistet. Bei Messungen in grosskalibrigen Filterrohren von Brunnen sollte jedoch auf eine Zentrierung nicht verzichtet werden: die Messfehler, bedingt durch das Geschwindigkeitsprofil im Rohr, werden sonst zu gross.

Wesentliche Unterschiede sind bei der Anordnung und in der Konstruktion der Impeller festzustellen. Sie unterscheiden sich stark in der Zahl der Impellerblätter, der Blattneigung gegen die Strömung, der Drehachslagerung, im Durchmesser usw. Um die Ansprechschwelle gegenüber den herkömmlichen Impellern zu reduzieren, legten wir hauptsächlich Wert auf eine gute Achslagerung und einen grossen Impellerdurchmesser (vgl. Abschnitt 12.3).

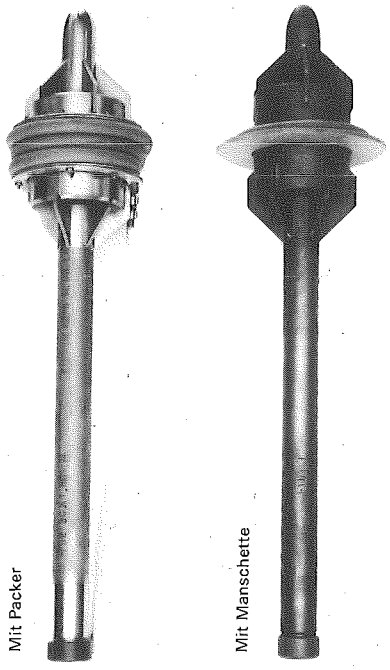
Die Impeller der Sonden (c) bis (e) befinden sich in einem Mantelrohr, welches den Impeller vor Beschädigung und störender seitlicher Anströmung durch das radial über die Filterschlitze zuströmende Wasser schützt. Zusätzlich ermöglicht das Mantelrohr die Verwendung von Manschetten und Packern.

Manschetten und Packer

Manschetten und Packer dienen dazu, die Querschnittsfläche im Messquerschnitt der Sonde zu reduzieren. Dadurch wird die Fliessgeschwindigkeit im Impellerbereich künstlich erhöht und die Ansprechschwelle herabgesetzt. Figur 12.2 zeigt zwei von uns verwendete Flowmetersonden, einmal mit einer Manschette, einmal mit einem Packer. Als Manschetten werden üblicherweise Ringe aus Metall oder Kunststoff mit unterschiedlichen Durchmessern verwendet. Packer sind Bälge, welche mit Druckluft oder Wasser gefüllt werden und so den Ringraum zwischen Mantelrohr

und Filterrohr verschliessen. Packer erlauben nur Standmessungen, Manschetten jedoch Stand- und/oder Fahrtmessungen. Packer und Manschetten sind nur dann sinnvoll, wenn kleine Strömungsgeschwindigkeiten vorliegen; andernfalls können sich massive Druckverluste einstellen, welche die gesamte Zuflussverteilung zum Filterrohr verfälschen (Kriterium 4).

Figur 12.2 Flowmetersonde FUD mit Manschette und Packer



Die linke Sonde in Figur 12.2 ist mit einer Manschette versehen. Der Manschettendurchmesser beträgt 140 mm. Diese Anordnung ist vor allem geeignet, wenn sehr kleine natürliche Strömungsgeschwindigkeiten in Filterrohren der NW 150 mm gemessen werden müssen. Die Anlaufgeschwindigkeit bezogen auf den Filterrohrquerschnitt kann damit von ca 13 mm/s (ohne Manschette) auf ca 1.2 mm/s reduziert werden. Um Verklemmungen an den Rohrstössen der Filterrohre zu vermeiden, ist darauf zu achten, dass die Manschetten an ihrer Umrandung abgerundet oder in einem elastischen Material ausgeführt werden. Vor allem bei Fahrtmessungen ist eine erschütterungsfreie, kontinuierliche Fahrbewegung notwendig.

In Figur 12.2 rechts ist eine Sonde mit Packer abgebildet. Zwischen zwei Führungsringen ist das Mantelrohr mit einem Gummischlauch dreifach umwickelt. Hat die Sonde die gewünschte Teufe im Filterrohr erreicht, wird der Schlauch über eine Zuführungsleitung von der Erdoberfläche her mit Druckluft gefüllt, wodurch sich der Ringraum zwischen Mantelrohr und Filterrohr verschliesst. Mit der Druckluft muss gegenüber dem umgebenden Wasserdruck ein gewisser Ueberdruck erzeugt werden. Das Festsitzen der Sonde kann durch Zug am Bohrlochmesskabel geprüft werden. Wird der Druck auf der Zuführungsleitung abgelassen, drückt das Wasser den Packer automatisch wieder zusammen und die Flowmetersonde kann auf die nächste Messlage verschoben werden. Der abgebildete Packer ist geeignet für Messungen in Filterrohren der NW 115 mm. Mit ihm kann die Anlaufgeschwindigkeit bezogen auf den Filterrohrquerschnitt von ca. 7 mm/s auf ca 0.8 mm/s reduziert werden.

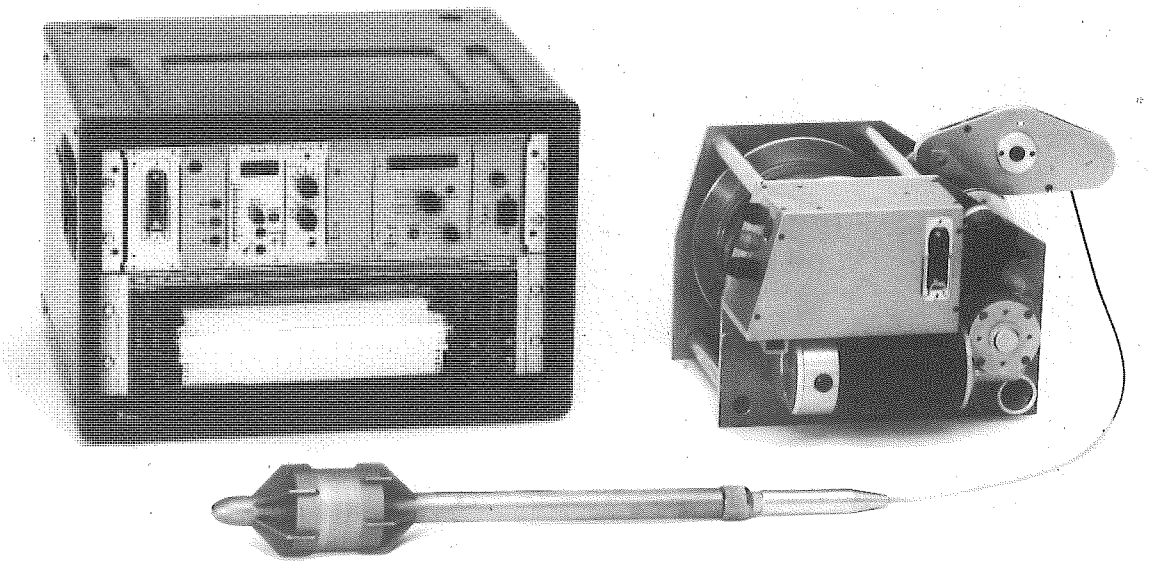
In beiden erwähnten Beispielen erhöht sich die Empfindlichkeit des Messgerätes praktisch um einen Faktor 10. Die Steigerung der Messempfindlichkeit geht dabei über die Flächenproportionalität hinaus, was dadurch bedingt ist, dass Manschette und Packer zusätzlich zur Querschnittsreduktion auch die Umströmung im Ringraum zwischen dem Messgerät und dem Filterrohr behindern.

12.3 Beschreibung des verwendeten Flowmeter - Messgerätes

Das im Rahmen dieser Untersuchung verwendete Flowmeter-Messgerät wurde nach unseren Wünschen von der Firma HAFERLAND, Hannover, hergestellt (1,(2. Ein Prototyp der Flowmetersonde konnte eingehend im Schleppkanal der LANDESHYDROLOGIE getestet werden (3, was erlaubte, den Impeller wesentlich zu verbessern.

In Figur 12.3 ist das Messgerät mit Flowmetersonde FUD, Bohrlochmesswinde sowie Steuer- und Registriergerät dargestellt. Einen Eindruck von der Arbeitsweise im Feld vermittelt die Figur 14.

Figur 12.3 Flowmeter-Messgerät mit Flowmetersonde FUD, Bohrlochmesswinde sowie Steuer- und Registriergerät. Hersteller: Haferland, Hannover



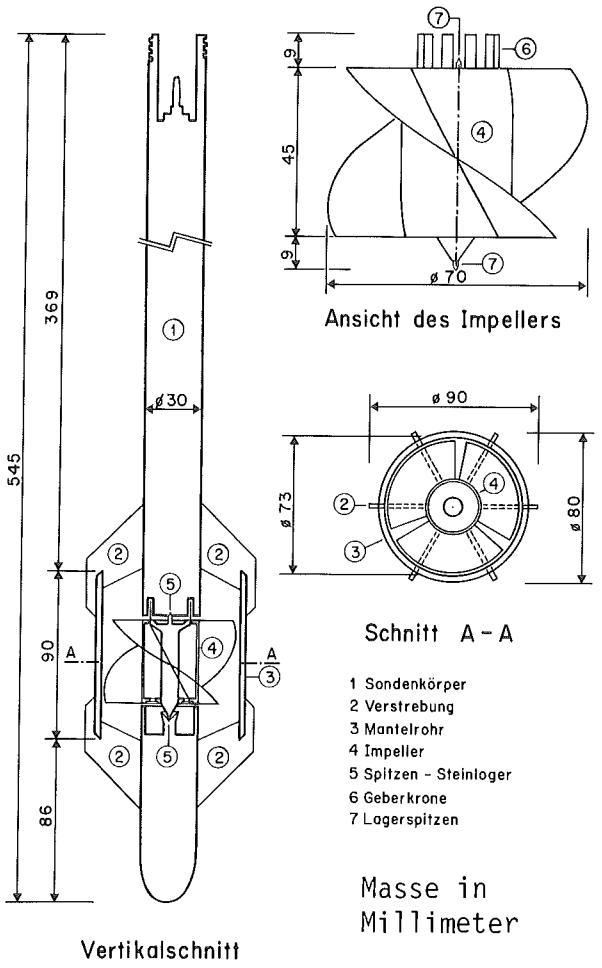
(1 Für die fachgerechte Arbeit und zahlreiche nützliche Hinweise danken wir Herrn Haferland

(2 Wir danken der Direktion für Verkehr, Energie- und Wasserwirtschaft des Kantons Bern: Sie ermöglichte den Kauf des Messgerätes

(3 Für die Unterstützung danken wir den Herren Dr. Ch. Emmenegger und Dipl. Ing.ETH M. Fischer von der Landeshydrologie

Flowmetersonde FUD

Die Flowmetersonde, vgl. Figur 12.4, ist so konstruiert, dass ihre Messempfindlichkeit für aufwärts wie abwärts gerichtete Strömungen möglichst gleichwertig ist (Kriterium 3). Der Sondenkörper wurde deshalb über den Impeller hinaus nach unten verlängert. Auf der Höhe des Schnittes A-A ist das Mantelrohr zweiteilig verschraubt. Die Sonde kann hier zur Handhabung und Wartung des Impellers und der Spitzen-Steinlager in einen oberen und unteren Teil getrennt werden. Das Mantelrohr ist mit je sechs Verstrebungen mit den beiden Sondenteilen starr verbunden. Die Verstrebungen sind 5 mm über das Mantelrohr hinaus verlängert und dienen damit gleichzeitig als Distanzhaltung (stand-off device).



Ansicht des Impellers

Schnitt A - A

Vertikalschnitt

Der dreiblättrige Kunststoff-Impeller ist unten und oben mit Stahlspitzen in Steinlagern gelagert. Mit seiner Geberkrone erzeugt der Impeller pro Umdrehung 10 Impulse, welche mit zwei Schlitzinitiatoren abgetastet werden. Durch versetzte Anordnung der Schlitzinitiatoren wird die Drehrichtung des Impellers erkannt. Frequenz und Drehrichtung werden als Spannungspulse mit einem Ein-Ader-Bohrlochmesskabel zum Registriergerät übermittelt. Der Impeller ist so konstruiert, dass er unter Wasser praktisch gewichtslos ist (Auftrieb).

Die Sonde weist ein Gewicht von 22.6 N auf, das sich durch den Auftrieb unter Wasser auf 18.1 N reduziert.

Figur 12.4 Flowmetersonde FUD

Bohrlochmesswinde

Die Bohrlochmesswinde ist eine Leichtmetallkonstruktion mit einem Elektromotor von 0.37 KW Wellenleistung. Die Fahrgeschwindigkeit ist stufenlos regelbar von 0 - 30 m/min. Die Winde fasst 400 m Ein-Ader-Bohrlochmesskabel von 2.5 mm Durchmesser. Für die Teufenmessung dient ein Messrad mit zwei Umlenkrollen auf der Kabelführung. Pro cm Fahrweg wird ein Puls erzeugt und zur Teufenanzeige am Registriergerät übertragen.

Steuer- und Registriergerät

Das Steuer- und Registriergerät dient zur Betätigung der Bohrlochmesswinde (Auf, Halt, Ab) und zur digitalen und grafischen Aufzeichnung der Messdaten, d.h. der Impellerdrehzahl, der Drehrichtung, der Teufe und der Fahrgeschwindigkeit. Die Impellerdrehzahl kann wahlweise als Frequenz- (Impulse/Zeiteinheit) oder als Periodenmessung (Zeitdauer/vorgewählte Anzahl Impulse) ermittelt werden. Eine Kontrollampe zeigt die Drehrichtung an. Die Teufe wird in m und cm abgelesen. Die Fahrgeschwindigkeit kann analog zur Drehzahl als Frequenz- (cm/s) oder Periodenmessung (Zeitdauer/vorgewähltem Fahrweg) registriert werden.

Die grafische Darstellung von Fahrtmessungen erfolgt mit einem Zweikanalschreiber, welcher die Impellerdrehzahl und die Fahrgeschwindigkeit über die Teufe aufträgt. Der Papievorschub ist dabei mit wählbarem Massstab mit der Teufenanzeige gekoppelt.

12.4 Das Messprinzip des Impellers

Das Messprinzip einer Flowmetersonde besteht darin, die Durchflussmessung auf eine Drehzahlmessung zurückzuführen. Als Messwertwandler dient dabei der Impeller, der wie eine Turbine vom vorbeiströmenden Wasser in Drehung versetzt wird. Ohne Wandeinflüsse ist die Drehzahl n abhängig vom Geschwindigkeitsfeld $\underline{u}$ und der kinematischen Zähigkeit ν des Fluids, von der Fahrgeschwindigkeit v_F der Sonde und von verschiedenen Eigenschaften κ_I des Impellers. Umgekehrt kann bei bekannter Drehzahl, Zähigkeit und Fahrgeschwindigkeit unter Berücksichtigung der Impellereigenschaften auf das Geschwindigkeitsfeld und insbesondere auf die vertikale Strömungsgeschwindigkeit u_z des Fluids geschlossen werden.

$$u_z = f_I(n, v_F, \kappa_I, \nu) \qquad (12.1)$$

In den folgenden Abschnitten wird anhand von drei theoretischen Modellvorstellungen der Zusammenhang zwischen der Strömungsgeschwindigkeit und den erwähnten Parametern näher untersucht. Wir betrachten dazu:

(1) Einen reibungsfreien Impeller in einem idealen, d.h. reibungslosen Fluid

(2) Einen reibungsbehafteten Impeller, für dessen Drehung ein Antriebsmoment erforderlich ist, in einem idealen Fluid

(3) Einen reibungsbehafteten Impeller in einem realen Fluid

Zum Schluss vergleichen wir die drei Modelle miteinander und konfrontieren sie mit Messergebnissen der sog. Impeller-Kennlinie. Die Impeller-Kennlinie gibt den Zusammenhang zwischen der Impellerdrehzahl und der mittleren Strömungsgeschwindigkeit im Innern des Mantelrohres, vgl. auch Abschnitt 12.5.1.

12.4.1 Geometrische Beziehungen am Impeller

Wir betrachten einen dreiblättrigen Impeller gemäss Figur 12.5. Der Impeller besitzt eine Höhe h und einen äusseren Durchmesser d_I; jedes der drei Impellerblätter ist um den Winkel γ geöffnet. Im Abstand r von der Drehachse besitzt das Impellerblatt gegenüber den vertikalen Achsen z resp. z' einen Einstellwinkel β. Der Einstellwinkel variiert mit dem Radius r, nicht jedoch mit dem Drehwinkel φ: je grösser der Radius, desto grösser wird auch der Einstellwinkel.
Wie aus Figur 12.5 hervorgeht, besteht folgende geometrische Beziehung

$$\tan\beta = \frac{r\, d\varphi}{dz} \qquad (12.3)$$

Integriert man die Differentialgleichung (12.3) über die Höhe h und den Oeffnungswinkel γ

$$\int_0^h dz = \frac{r}{\tan\beta} \int_0^{\gamma} d\varphi \qquad (12.4)$$

folgt

$$\frac{r}{\tan\beta} = \frac{h}{\gamma} \qquad (12.5)$$

Multipliziert man (12.5) auf beiden Seiten mit 2π, erhält man die sog. Steigung b.

$$b = 2\pi \frac{r}{\tan\beta} = 2\pi \frac{h}{\gamma} \qquad (12.6)$$

Der Impeller der Flowmetersonde FUD ist so konstruiert, dass das Verhältnis $r/\tan\beta$ und damit die Steigung konstant ist. Der Einstellwinkel variiert zwischen 33° am Sondenkörper und 56° am äusseren Umfang. Aus Figur 12.4 lassen sich folgende geometrische Kenndaten ablesen resp. ermitteln:

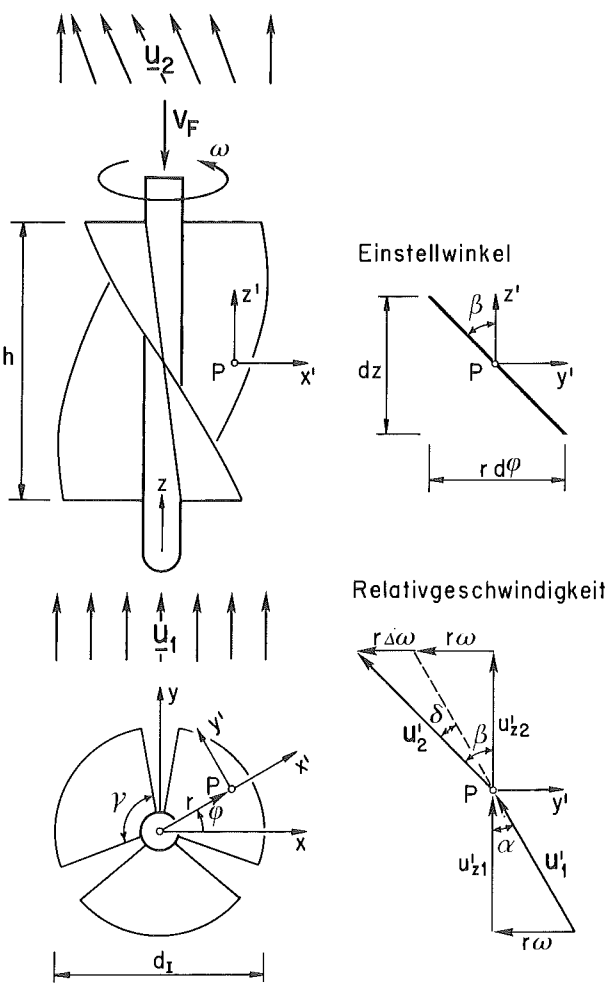
Höhe des Impellers	h = 45 mm
Impellerdurchmesser	d_I = 70 mm
Blattöffnungswinkel	γ = 1.920 rad (110°)
Steigung	b = 147 mm

Drehzahl und Winkelgeschwindigkeit

Der Impeller dreht sich mit einer Winkelgeschwindigkeit ω um seine Achse, während er sich gleichzeitig mit der Fahrgeschwindigkeit v_F entgegengesetzt zur vertikalen z-Achse verschiebt. An Stelle der Winkelgeschwindigkeit wird bei Flowmetermessungen häufig die Drehzahl n verwendet. Zwischen ω und n besteht folgende Beziehung

$$\omega = 2\pi n \qquad (12.7)$$

12.4.2 Geschwindigkeitsfeld des Fluids und Relativgeschwindigkeit am Impellerblatt



In Richtung der z-Achse in Figur 12.5 strömt eine Flüssigkeit mit dem Geschwindigkeitsfeld $\underline{u}$, dessen Komponenten in Zylinderkoordinaten wir mit u_r, u_φ, u_z bezeichnen. Vom Geschwindigkeitsfeld nehmen wir an, dass es nicht durch Verdrängungseffekte des Impellers gestört sei.

$$\underline{u} = (u_r, u_\varphi, u_z) \tag{12.8}$$

Das Geschwindigkeitsfeld des anströmenden Wassers, wir bezeichnen es mit $\underline{u}_1$, sei parallel zur z-Achse. Seine Komponenten sind

$$\begin{aligned} u_{r1} &= 0 \\ u_{\varphi 1} &= 0 \\ u_{z1} &= u_z \end{aligned} \tag{12.9}$$

Das Geschwindigkeitsfeld des abströmenden Wassers $\underline{u}_2$ ist vorläufig unbekannt.

Figur 12.5 Verdrängungsfreier Impeller

Wir versetzen uns nun in die Lage eines auf dem Impellerblatt im Punkt P mitgeführten Beobachters. Der Beobachter bewegt sich mit der Geschwindigkeit $\underline{v}_P$ im Inertialsystem r, φ, z

$$\underline{v}_P = (0, r\omega, -v_F) \tag{12.10}$$

und registriert die Relativgeschwindigkeiten $\underline{u}'$ des Wassers in der Umgebung des Punktes P mit Hilfe des mitgeführten Dreibeins x',y',z'. $\underline{u}'$ ergibt sich aus der Differenz der Geschwindigkeiten $\underline{u}$ und $\underline{v}_P$.

$$\underline{u}' = \underline{u} - \underline{v}_P \tag{12.11}$$

Sinngemäss folgt für das anströmende und abströmende Wasser

$$\begin{aligned} \underline{u}'_1 &= \underline{u}_1 - \underline{v}_P \\ \underline{u}'_2 &= \underline{u}_2 - \underline{v}_P \end{aligned} \qquad (12.12)$$

und aus (12.9), (12.10) und (12.12) für die Komponenten der Relativgeschwindigkeit des anströmenden Wassers im Dreibein x',y',z'

$$u'_{x1} = 0 \; ; \quad u'_{y1} = - r\omega \quad ; \quad u'_{z1} = u_z + v_F \qquad (12.13)$$

Wie aus (12.13) und Figur 12.5 hervorgeht, erscheint die Geschwindigkeit $\underline{u}'_1$ des anströmenden Wassers dem Beobachter in P unter dem Winkel α . α wird auch als Anstellwinkel bezeichnet. Zwischen der Geschwindigkeit u'_{z1} und der Winkelgeschwindigkeit ω besteht demnach folgende Beziehung:

$$u'_{z1} = \frac{-u'_{y1}}{\tan\alpha} = \frac{r}{\tan\alpha}\,\omega \qquad (12.14)$$

In dieser Gleichung ist der Anstellwinkel α unbekannt. Wie er eliminiert werden kann, wird in den nachfolgenden Abschnitten mit drei unterschiedlichen Modellvorstellungen gezeigt.

12.4.3 Der reibungsfreie Impeller im idealen Fluid

Ein reibungsfreier Impeller in einem idealen, d.h. reibungslosen Fluid ist sehr leicht beweglich. Für die Drehbewegung des Impellers ist keine Kraftwirkung der Strömung auf die Impellerblätter notwendig. In diesem Falle erfolgt auch keine Ablenkung der Strömung an der Blattoberfläche und der Winkel δ wird Null. Einstellwinkel β und Anstellwinkel α werden gleich gross

$$\alpha = \beta \qquad (12.15)$$

und wir können den Zusammenhang zwischen Relativgeschwindigkeit und Winkelgeschwindigkeit (12.14) wie folgt formulieren

$$u'_{z1} = \frac{r}{\tan\beta}\,\omega \qquad (12.16)$$

Unter Beachtung von (12.6), (12.7) und (12.13) folgt daraus die gesuchte Beziehung für die vertikale Strömungsgeschwindigkeit des Fluids in Abhängigkeit von der Drehzahl und der Fahrgeschwindigkeit der Flowmetersonde

$$u_z = b\,n - v_F \tag{12.17}$$

12.4.4 Der reibungsbehaftete Impeller im idealen Fluid

Im Gegensatz zum reibungsfreien Impeller erfordert die Drehbewegung des reibungsbehafteten Impellers eine Kraftwirkung der Strömung auf die Impellerblätter. In P wird deshalb das Wasser parallel zur Blattoberfläche abgelenkt und die Strömung erfährt eine Richtungsänderung um den Winkel δ . Aus Kontinuitätsgründen bleibt dabei die Geschwindigkeit u'_{z1} erhalten.

$$u'_{z2} = u'_{z1} = u_z + v_F \tag{12.18}$$

Die Relativgeschwindigkeit u'_{y2} wird dagegen um den Betrag $r\Delta\omega$ grösser

$$u'_{y2} = -r(\omega + \Delta\omega) \tag{12.19}$$

Analog zu (12.14) ergibt sich für die Beziehung zwischen der Strömungsgeschwindigkeit und der Winkelgeschwindigkeit

$$u'_{z2} = \frac{-u'_{y2}}{\tan\beta} = \frac{r}{\tan\beta}(\omega + \Delta\omega) \tag{12.20}$$

Durch Rücktransformation unter Verwendung von (12.12) folgt für die Komponenten des Geschwindigkeitsfeldes des abströmenden Wassers im Inertialsystem:

$$\begin{aligned} u_{r2} &= 0 \\ u_{\varphi 2} &= -r\Delta\omega \\ u_{z2} &= u_z \end{aligned} \tag{12.21}$$

Ein Vergleich mit (12.9) zeigt, dass das Wasser nach dem Durchströmen des Impellers eine Drehbewegung mit der Winkelgeschwindigkeit $\Delta\omega$ entgegengesetzt zur Drehrichtung des Impellers ausführt. Ursache der Drehbewegung ist die Ablenkung der Strömung an der Blattoberfläche. Die damit verbundene Impulsänderung bewirkt eine Kraft auf das Impellerblatt und ein Antriebsmoment auf den Impeller.

Das Antriebsmoment

Das Antriebsmoment kann mit einer Kontrollvolumenbetrachtung (HUGHES et al.1967) abgeschätzt werden. Wir betrachten dazu ein zylinderförmiges Kontrollvolumen mit der Höhe h und dem Durchmesser d, welches den Impeller gemäss Figur 12.5 umschliesst und sich mit ihm fortbewegt. Für den Drallfluss gilt:

$$\frac{d\,\underline{D}}{d\,t} = \frac{d}{d\,t}\int_V \rho\,\underline{r} \times \underline{u}'\,dV + \int_O \rho\,\underline{r} \times \underline{u}'\,(\,\underline{u}' \cdot \underline{dO}\,) \qquad (12.22)$$

Darin bedeuten $\underline{D}$ der Drallvektor, $\underline{r}$ der Ortsvektor in Zylinderkoordinaten, V das Kontrollvolumen und O die Oberfläche des Kontrollvolumens.

In einer stationären Strömung ist das erste Integral gleich Null. Unter Beachtung von (12.9) und (12.21) vereinfacht sich das zweite Integral und wenn wir die Komponente in Richtung der z-Achse betrachten folgt:

$$\frac{d\,D_z}{d\,t} = 2\pi\rho\Delta\omega\,u'_{z1}\int_0^{d_I/2} r^3\,dr \qquad (12.23)$$

Da das Antriebsmoment M_a definitionsgemäss gleich dem Drallfluss ist, folgt weiter:

$$M_a = \frac{\pi}{8}\rho\Delta\omega u'_{z1}\,d_I^4 \qquad (12.24)$$

Das Reibungsmoment

Bei einer gleichförmigen Impellerdrehung sind Trägheitseinflüsse vernachlässigbar und das Antriebsmoment steht im Gleichgewicht mit dem Reibungsmoment M_r, welches der Drehbewegung Widerstand leistet.

$$M_a + M_r = 0 \qquad (12.25)$$

Setzt man (12.24) in (12.20) ein und berücksichtigt, dass $M_a = -M_r$ ist, folgt eine Grundgleichung für den Zusammenhang zwischen der Relativgeschwindigkeit in vertikaler Richtung und der Winkelgeschwindigkeit

$$u'_{z1} = \frac{r}{\tan\beta}\left(\omega - \frac{8\,M_r}{\pi\rho\,u'_{z1}\,d_I^4}\right) \qquad (12.26)$$

Im vorliegenden Falle des reibungsbehafteten Impellers im idealen, d.h. zähigkeitsfreien Fluids kann das Reibungsmoment in erster Näherung als konstant angesehen und dem Lagerreibungsmoment M_o gleichgesetzt werden. Mit Hilfe der Gleichung (12.26) kann M_o aus der Anlaufgeschwindigkeit u_a experimentell bestimmt werden. Steht nämlich der Impeller gerade noch still, wird $\omega = 0$, $\delta = \beta$ und $r\Delta\omega = \tan\beta\, u_a$, vgl. Figur 12.5.

$$M_r = M_o = -\frac{\pi \rho}{8\, r} \tan\beta\; u_a^2\; d_I^4 \qquad (12.27)$$

Setzen wir (12.6) in (12.27) ein, vereinfacht sich die Gleichung zu

$$M_r = M_o = -\frac{\pi^2 \rho}{4\, b}\; u_a^2\; d_I^4 \qquad (12.28)$$

(12.6), (12.7), (12.13) und (12.28) in (12.26) eingesetzt, ergibt schlussendlich den gesuchten Zusammenhang zwischen der vertikalen Strömungsgeschwindigkeit des Fluids und der Drehzahl für den reibungsbehafteten Impeller im idealen Fluid

$$u_z = \frac{b\, n}{2} + \sqrt{\frac{b^2\, n^2}{4} + u_a^2} - v_F \qquad (12.29)$$

12.4.5 Der reibungsbehaftete Impeller im realen Fluid

In einem realen Fluid wirken neben dem Lagerreibungsmoment M_o zusätzlich zähigkeitsbedingte Reibungskräfte der Flüssigkeit bremsend auf den Impeller ein. Das Reibungsmoment setzt sich im wesentlichen aus drei Komponenten zusammen.

$$M_r = M_o + M_1 + M_2 \qquad (12.30)$$

Reibung im Ringspalt zwischen Impeller und Mantelrohr

Das Moment M_1 ist in erster Linie eine Folge der Reibung am Impellerumfang, bedingt durch den Geschwindigkeitsgradienten der Zirkulationsströmung im Ringspalt zwischen Impeller und Mantelrohr.

$$dM_1 = \frac{d_I}{2}\, \tau_\varphi\, dF$$

mit

$$\tau_\varphi = \eta \frac{\delta u_\varphi}{\delta r} = -\eta \frac{d_I}{2\; s_1} \Delta\omega \qquad (12.31)$$

Darin bedeuten τ_φ die Schubspannung am Kontrollvolumen, tangential zum Impellerumfang, η die dynamische Zähigkeit des Fluids und s_1 die Ringspaltbreite zwischen Impeller und Mantelrohr. Integriert über Umfang und Höhe des Kontrollvolumens folgt:

$$M_1 = - \eta \frac{\pi\, h}{4\, s_1}\, d_I^3\, \Delta\omega \qquad (12.32)$$

Reibung im Ringspalt der Geberkrone

Die Impellerdrehung wird in einem Ringspalt im Sondenkörper von zwei Schlitzinitiatoren an der vorbeidrehenden Geberkrone abgetastet, vgl. Figur 12.4. Die Geberkrone dreht sich mit der Winkelgeschwindigkeit ω im Ringspalt der Breite s_2. Beidseitig der Geberkrone treten Schubspannungen auf, welche die Drehbewegung hemmen. Analog zu (12.31) folgt:

$$dM_2 = 2\left(\frac{d_G}{2}\, \tau_\varphi\, dF\right)$$

$$\tau_\varphi = \eta \frac{\delta u_\varphi}{\delta r} = - \eta \frac{d_G}{s_2 - c_2}\, \omega \qquad (12.33)$$

Darin bedeuten d_G der Durchmesser der Geberkrone, s_2 die Breite des Ringspaltes im Sondenkörper und c_2 die Dicke der Geberkrone. Integriert über Umfang und Höhe h_G der Geberkrone folgt:

$$M_2 = - \eta \frac{\pi\, h_G}{s_2 - c_2}\, d_G^3\, \omega \qquad (12.34)$$

Wie die vorstehenden Herleitungen zeigen, setzt sich das Reibungsmoment M_r (12.30) aus einem konstanten Lagerreibungsmoment M_0, einem Moment M_1, das proportional zu $\Delta\omega$ und einem Moment M_2, das proportional zu ω anwächst, zusammen.

Setzt man die gefundenen Beziehungen (12.28), (12.32) und (12.34) für die Reibungsmomente in (12.26) ein, folgt nach umfangreicher Umformung eine Gleichung für den Zusammenhang zwischen der vertikalen Strömungsgeschwindigkeit des Fluids und der Drehzahl für den reibungsbehafteten Impeller im realen Fluid.

$$u_z = \frac{b\, n}{2} + \frac{\nu\, h}{s_1\, d_I} + \sqrt{\left(\frac{b\, n}{2} - \frac{\nu\, h}{s_1\, d_I}\right)^2 + 8\, b\, \nu\, \frac{h_G\, d_G^3}{(s_2 - c_2)\, d_I^4}\, n + u_a^2} \; - v_F$$

ν kinematische Viskosität des Fluids (12.35)

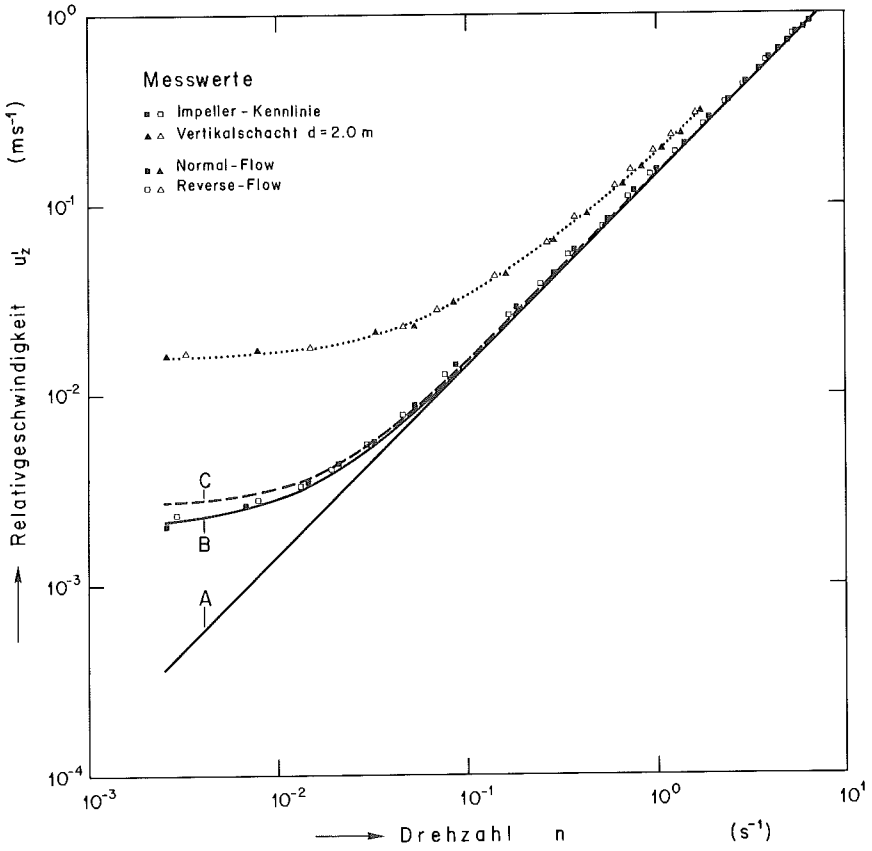
12.4.6 Vergleich der theoretischen Geschwindigkeits - Drehzahl Beziehungen mit Messergebnissen

In den vorangehenden Abschnitten wurden drei theoretische Beziehungen (12.12), (12.29) und (12.35) zwischen der vertikalen Strömungsgeschwindigkeit und der Impellerdrehzahl hergeleitet. Die Beziehungen basieren auf verschiedenen Konstruktionsmerkmalen und Eigenschaften des Impellers. Eine Beziehung erlaubt, auch die Zähigkeitseinflüsse des Fluids in die Berechnung einzuführen.

Am Beispiel des Impellers der Flowmetersonde FUD in Wasser von 10° C (ν = 1.31 10^{-6} m^2/s) sollen nun die drei Formeln miteinander sowie mit konkreten Messergebnissen verglichen werden. Der Berechnung liegen folgende Parameter zu Grunde

Impeller der Flowmetersonde FUD

Höhe des Impellers	h = 45 mm	Geberkronendurchmesser	d_G = 21 mm
Impellerdurchmesser	d_I = 70 mm	Ringspalt im Sondenkörper	s_2 = 2 mm
Steigung	b = 147 mm	Geberkronendicke	c_2 = 0.6 mm
Ringspaltbreite zwischen		Anlaufdurchfluss	u_a = 2 mm/s
Impeller und Mantelrohr	s_1 = 1.5 mm		



Figur 12.6 Vergleich von drei theoretischen Beziehungen zwischen Strömungsgeschwindigkeit des Fluids und Impellerdrehzahl mit Messergebnissen

Vergleich der theoretischen Modelle

Gleichung A in Figur 12.6 entspricht dem reibungsfreien Impeller im idealen Fluid (12.17). Zwischen Drehzahl und Strömungsgeschwindigkeit besteht ein linearer Zusammenhang, welcher nur von der Steigung b des Impellers abhängig ist.

Gleichung B zeigt den reibungsbehafteten Impeller im idealen Fluid (12.29). Neben dem linearen Term (b n)/2 enthält die Gleichung einen Wurzelausdruck, welcher mit wachsender Drehzahl ebenfalls dem Ausdruck (b n)/2 zustrebt. Bei der sehr geringen Anlaufgeschwindigkeit von nur 2 mm/s des Impellers der Sonde FUD ergeben die Gleichungen A und B bereits bei Drehzahlen über ca 0.1 s^{-1} praktisch übereinstimmende u_z-Werte.

Gleichung C für den reibungsbehafteten Impeller im realen Fluid (12.35) zeigt trotz komplexerem Aufbau ein ähnliches Kurvenbild wie Gleichung B. Der Einfluss der Viskosität des Wassers bei einer Temperatur von 10° C äussert sich lediglich in einer leichten Erhöhung der für eine bestimmte Drehzahl notwendigen Strömungsgeschwindigkeit im untersten Drehzahlbereich. Bei grossen Drehzahlen geht auch Gleichung C in Gleichung A über.

Aus dem Vergleich der drei Funktionen lässt sich der Schluss ziehen, dass bei der weiteren theoretischen Modellierung des Impellerverhaltens die Gleichungen A und B zu Grunde gelegt werden können.

Vergleich mit Messwerten

In Figur 12.6 sind ebenfalls die Messwerte der Impeller-Kennlinie eingetragen. Die Kennlinie entspricht dem Zusammenhang zwischen Impellerdrehzahl und Strömungsgeschwindigkeit, wenn der gesamte Volumenstrom im Innern des Mantelrohres fliesst. Dies wird erreicht, indem der Ringraum zwischen Mantelrohr und Filterrohr mit einem Packer fest verschlossen wird, vgl. auch Abschnitt 12.2 und die Figuren 12.2 und 12. Die Flowmetersonde befindet sich dabei in Ruhe (v_F=0). Sowohl für Normal-Flow ($u_z' > 0$) als auch für Reverse-Flow ($u_z' < 0$) decken sich die Messergebnisse mit den theoretisch gefundenen Beziehungen weitgehend. Die Impeller-Kennlinie kann damit mit einem einfachen theoretischen Modell mit hoher Genauigkeit nachvollzogen werden. Neben der Steigung b, welche aus geometrischen Beziehungen am Impeller ermittelt wird, ist experimentell lediglich die Anlaufgeschwindigkeit u_a zu bestimmen.

In Figur 12.6 sind ebenfalls die Messwerte aufgetragen, welche mit unterschiedlichen Fahrgeschwindigkeiten in einem Vertikalschacht von 2 m Durchmesser, gefüllt mit ruhendem Wasser (u_z = 0), aufgenommen wurden. Im Gegensatz zur Kennlinie kann bei dieser Versuchsanordnung die Flowmetersonde vom Fluid umströmt werden. Die Strömung, welche im Innern des Mantelrohres am Impeller vorbeizieht, teilt sich dabei zu derjenigen, welche aussen an der Sonde vorbeiströmt, nach dem Prinzip der parallelgeschalteten Widerstände auf. Die Impeller-Kennlinie reicht für die Beschreibung dieser Effekte nicht aus. Zusätzliche Ueberlegungen in Bezug auf die Natur und Grösse dieser Strömungswiderstände sind notwendig.

12.5 Die Durchflussmessung mit der Flowmetersonde

Die Ausführungen im vorangehenden Abschnitt haben gezeigt, dass es wohl gelingt, die Reaktion des Impellers auf das im Innern des Mantelrohres strömende Fluid zu erfassen. Das Problem der Durchflussmessung im Filterrohr ist damit jedoch noch nicht gelöst, weil die Strömungsgeschwindigkeit im Impellerbereich mit derjenigen im Ringraum zwischen der Flowmetersonde und dem Filterrohr nicht zwangsläufig übereinstimmt. Soll aus der Impellerdrehzahl auf den Volumenstrom im gesamten Filterrohrquerschnitt geschlossen werden, sind zusätzlich zu den bereits erwähnten Parametern f_I (12.1) verschiedene Eigenschaften der Flowmetersonde κ_S sowie Angaben über das Filterrohr FR und die Lage der Sonde im Filterrohrquerschnitt, ausgedrückt durch die Exzentrizität e zu berücksichtigen.

$$Q_z = f_S(f_I, \kappa_S, FR, e) \tag{12.36}$$

Vereinfachend betrachten wir das Filterrohr bei den nachfolgenden Ueberlegungen als Vollrohr, d.h., wir vernachlässigen die Einflüsse, welche das durch die Filterschlitze seitlich zuströmende Wasser auf das Geschwindigkeitsprofil im Filterrohr ausübt. In einem ersten Schritt unterstellen wir, die Flowmetersonde sei reibungs- und verdrängungsfrei, d.h. in der Lage, eine berührungslose Messung der Strömungsgeschwindigkeit vorzunehmen. Der zweite Schritt zeigt dann, welche Abweichungen,bedingt durch den Strömungswiderstand und die Querschnittsverdrängung der Sonde,gegenüber der berührungslosen Messung auftreten.

12.5.1 Geschwindigkeitsfeld und Durchfluss im Messquerschnitt

Figur 12.7 zeigt einen Querschnitt durch die Flowmetersonde und das Filterrohr. Den Querschnitt auf der Höhe des Impellers bezeichnen wir als Messquerschnitt. Ein Teil des Filterrohrquerschnittes F wird von festen, d.h. nicht durchströmbaren Sondenteilen F_S besetzt. Eine weitere Teilfläche, bezeichnet mit F_P,kann durch eine Manschette oder einen Packer abgedeckt sein. Für die Strömung des Fluids im Messquerschnitt bleibt eine Nettofläche F_n übrig.

$$F_n = F - (F_S + F_P) \tag{12.37}$$

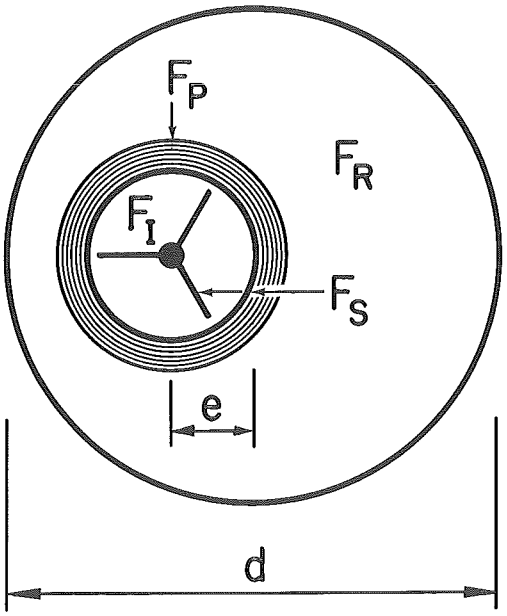
Die Nettoquerschnittsfläche setzt sich zusammen aus einer Teilfläche im Innern des Mantelrohres F_I und einer Teilfläche im Ringraum zwischen Mantelrohr und Filterrohr F_R.

$$F_n = F_I + F_R \tag{12.38}$$

Die vertikale Strömungsgeschwindigkeit im Innern der Sonde bezeichnen wir mit u_I, diejenige im Ringraum mit u_R. Der vertikale Volumenstrom Q_z im Messquerschnitt ergibt sich damit zu

$$Q_z = \int_{F_I} u_I \, dF_I + \int_{F_R} u_R \, dF_R = \bar{u}_I F_I + \bar{u}_R F_R \qquad (12.39)$$

Figur 12.7 Flowmetersonde im Filterrohr: Bezeichnung der Teilflächen



Bezeichnet man den Quotienten der mittleren Geschwindigkeiten im Ringraum und im Innern der Sonde mit

$$\mu = \frac{\bar{u}_R}{\bar{u}_I} \qquad (12.40)$$

folgt

$$Q_z = (F_I + \mu F_R)\, \bar{u}_I \qquad (12.41)$$

Die mittlere Geschwindigkeit $\bar{u}_I$ im Innern der Sonde entspricht der Geschwindigkeit u_z, wie sie bei der Behandlung des Geschwindigkeitsfeldes am Impeller in (12.9) eingeführt wurde.

$$Q_z = (F_I + F_R)\, u_z \qquad (12.41a)$$

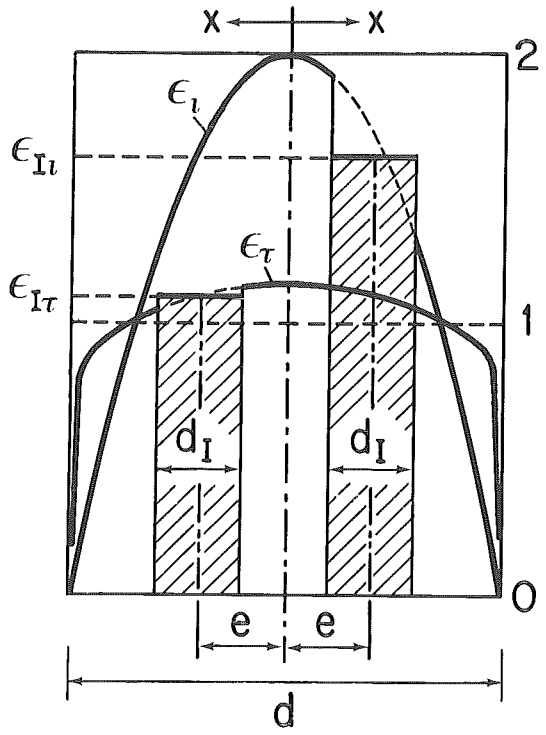
Setzt man an Stelle von u_z die mit (12.29) gefundene Beziehung ein, folgt:

$$Q_z = (F_I + \mu F_R)\left(\frac{b\,n}{2} + \sqrt{\left(\frac{b\,n}{2}\right)^2 + u_a^2} - v_F \right) \qquad (12.42)$$

Die Aufgabe besteht nun noch darin, μ- Werte unter Berücksichtigung der in (12.36) erwähnten Parameter festzulegen. Zu diesem Zweck betrachten wir wiederum einige vereinfachende Modellvorstellungen und vergleichen sie mit Messergebnissen.

12.5.2 Berührungslose Messung im Geschwindigkeitsprofil

In einem realen Fluid stellt sich je nach Grösse der Strömungsgeschwindigkeit im Filterrohrquerschnitt ein bestimmtes Geschwindigkeitsprofil ein, vgl. Figur 12.8. Der Geschwindigkeitsquotient μ ist in diesem Falle abhängig von der Lage der Flowmetersonde im Filterrohr (Exzentrizität e) und von der Querschnittsfläche,über die der Impeller eine Mittelung des Strömungsprofiles vornimmt (Impellerdurchmesser d_I). Um den Einfluss des Geschwindigkeitsprofiles von den anderen Einflussgrössen unterscheiden zu können, betrachten wir vorerst den Fall einer idealisierten, reibungs- und verdrängungsfreien Sonde,welche das Geschwindigkeitsprofil im Filterrohr nicht stört (berührungslose Messung).



Figur 12.8 Geschwindigkeitsprofile im Kreisrohr bei laminarer und turbulenter Strömung

Bei kleinen Strömungsgeschwindigkeiten unter ca 2-3 cm/s ist die Strömung in Filterrohren der NW 100 - 150 mm laminar, vgl. auch Tabebelle 12.1. Das Geschwindigkeitsprofil hat die Form einer quadratischen Parabel mit einer maximalen Geschwindigkeit in der Rohrmitte, welche doppelt so gross ist, wie die mittlere Strömungsgeschwindigkeit $\bar{u}$.

Bei turbulenten Strömungsverhältnissen ist das Geschwindigkeitsprofil flacher als bei der Laminarströmung, d.h. die Geschwindigkeit ist nahezu gleichmässig über den Filterrohrquerschnitt verteilt. Erst in der Nähe der Rohrwand vermindert sich die Geschwindigkeit rasch auf Null.

Für die weiteren Ueberlegungen bezeichnen wir das Verhältnis der tatsächlichen Geschwindigkeit u im Abstand x von der Rohrachse zur mittleren Geschwindigkeit $\bar{u}$ mit

$$\epsilon_{(x)} = \frac{u_{(x)}}{\bar{u}} \qquad (12.43)$$

Schlanke Flowmetersonden

Schlanke Flowmetersonden ($F_I \ll F_R$) messen die Geschwindigkeit praktisch punktförmig. In diesem Falle gilt: $\bar{u}_I = u(x)$ und $\bar{u}_R = \bar{u}$ und es folgt bei einer Exzentrizität x = e

$$\mu_{(e)} = \epsilon_{(e)}^{-1} = \frac{\bar{u}}{u_{(e)}} \qquad (12.44)$$

Flächenbedeckende Flowmetersonden

Normalerweise bedeckt eine Flowmetersonde mit dem Impellerdurchmesser d_I im Rohrquerschnitt eine Kreisfläche F_I, welche gegenüber F_R nicht vernachlässigbar ist. In diesem Falle variieren die ϵ- Werte über die vom Impeller bestrichene Fläche, und wir messen eine mittlere Geschwindigkeit mit einem mittleren Geschwindigkeitsfaktor ϵ_I als Funktion der Exzentrizität e

$$\epsilon_{I(e)} = \frac{\bar{u}_{I(e)}}{\bar{u}} = \frac{1}{F_I} \int_{F_I} \epsilon \, dF_I \qquad (12.45)$$

Ist ϵ_I bekannt, kann mit Hilfe von (12.39) auch ϵ_R berechnet werden

$$\epsilon_{R(e)} = \frac{\bar{u}_{R(e)}}{\bar{u}} = (1 - \epsilon_I) \frac{F_I}{F_R} + 1 \qquad (12.46)$$

Setzt man obige Gleichungen in (12.40) ein, folgt der Geschwindigkeitsquotient

$$\mu_{(e)} = \frac{\epsilon_R}{\epsilon_I} = \left((1 - \epsilon_I) \frac{F_I}{F_R} + 1 \right) \epsilon_I^{-1} \qquad (12.47)$$

Laminarströmung $(Re < Re_{krit})$

Bei Laminarströmung hat das Geschwindigkeitsprofil im Kreisrohr,wie erwähnt, die Form einer quadratischen Parabel. Der Geschwindigkeitsfaktor ϵ_l für Laminarströmung ergibt sich als Funktion des Abstandes x zur Rohrachse wie folgt:

$$\epsilon_l = 2 - 8 \frac{x^2}{d^2} \qquad (12.48)$$

Setzt man (12.48) an Stelle von ϵ in (12.45) ein und integriert über die Querschnittfläche F_I ergibt sich der Geschwindigkeitsfaktor ϵ_{Il} des Impellers,wiederum für Laminarströmung

$$\epsilon_{Il} = 2 - \frac{8e^2 + d_I^2}{d^2} \qquad (12.49)$$

Eingesetzt in (12.47) unter Berücksichtigung von $F_I = d_I^2 \pi/4$ und $F_R = d^2\pi/4 - F_I$ folgt nach einiger Umformung

$$\mu_l = \frac{1}{d^2 - d_I^2} \left(\frac{d^4}{2d^2 - 8e^2 - d_I^2} - d_I^2 \right) \qquad (12.50)$$

Turbulente Strömung $(Re > Re_{krit})$

Das Geschwindigkeitsprofil bei turbulenter Strömung ist im allgemeinen eine Funktion der Reynolds-Zahl Re und der relativen Rauhigkeit k/d, vgl. dazu RICHTER, 1971.

$$\epsilon_\tau = f(Re, k/d) \tag{12.51}$$

Die im Kapitel 13 beschriebenen Strömungsversuche an glattwandigen Kunststoffilterrohren ohne seitlichen Wasserzutritt haben gezeigt, dass die bei uns üblichen Rohre mit guter Näherung dem Typ der hydraulisch glatten Rohre zugeordnet werden können. Der Geschwindigkeitsverteilung im Rohr kann damit das PRANDTL-KARMANSCHE Gesetz zugrunde gelegt werden.

$$\epsilon_\tau = \sqrt{\frac{\lambda_R}{8}} \left(5.5 + 2.5 \ln(\bar{u} \sqrt{\frac{\lambda_R}{8}} \frac{d/2 - x}{\nu})\right)$$

wobei

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_R}} = 2 \lg \left(Re \frac{\sqrt{\lambda_R}}{2.51}\right) \tag{12.52}$$

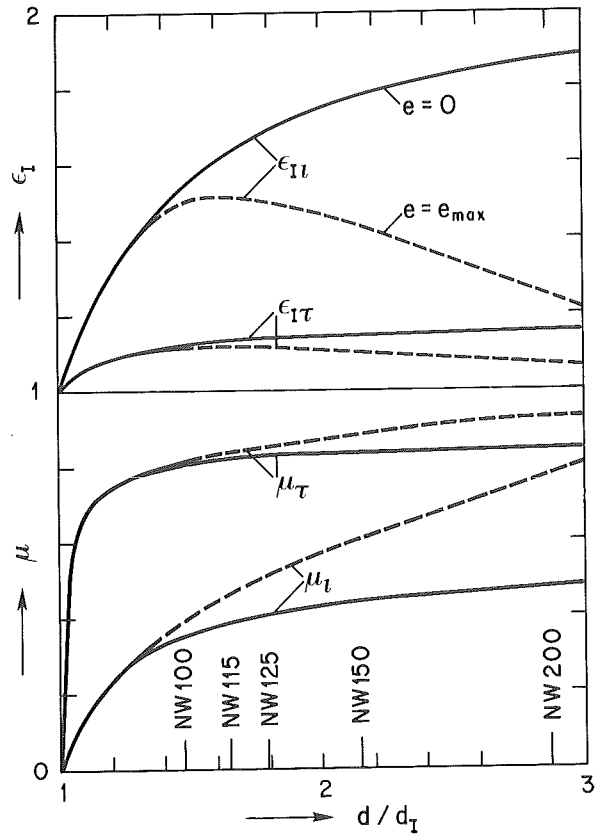
Setzt man (12.52) an Stelle von ϵ in (12.45) ein und integriert über die Querschnittsfläche F_I des Impellers, folgt analog zu (12.49) der Geschwindigkeitsfaktor $\epsilon_{I\tau}$ des Impellers für turbulente Strömung

$$\epsilon_{I\tau} = \frac{1}{F_I} \int_{F_I} \epsilon_\tau \, dF_I \tag{12.53}$$

Die Integration obiger Gleichung wurde numerisch für verschiedene Rohrdurchmesser, Strömungsgeschwindigkeiten und Exzentrizitätsmasse durchgeführt. Die Ergebnisse sind zusammen mit denjenigen für Laminarströmung in Figur 12.9 zusammengestellt. Ebenfalls in Figur 12.9 finden sich die Geschwindigkeitsquotienten μ_l für Laminarströmung und μ_τ für turbulente Strömung. Den Geschwindigkeitsquotienten μ_τ des Impellers für turbulente Strömung erhält man, indem in (12.47) an Stelle von ϵ_I $\epsilon_{I\tau}$ gemäss (12.53) eingesetzt wird. Verwendet man zudem statt der Flächen F_I und F_R die entsprechenden Durchmesser, folgt:

$$\mu_\tau = \left((1 - \epsilon_{I\tau}) \frac{d_I^2}{d^2 - d_I^2} + 1\right) \epsilon_{I\tau}^{-1} \tag{12.54}$$

Geschwindigkeitsfaktor ϵ_I und Geschwindigkeitsquotient μ



Figur 12.9 Geschwindigkeitsfaktor und Geschwindigkeitsquotient für laminare und turbulente Strömung

Figur 12.9 zeigt den Geschwindigkeitsfaktor und den Geschwindigkeitsquotienten der Flowmetersonde FUD in Abhängigkeit vom Filterrohrdurchmesser d und der Exzentrizität e für laminare und turbulente Strömung. Den Kurven für die turbulente Strömung liegt dabei eine mittlere Strömungsgeschwindigkeit im Filterrohr von 100 cm/s zugrunde. d_I beträgt 70 mm.

Die ausgezogenen Kurven gelten für zentrische Lage der Sonde im Filterrohr (e=0), die gestrichelten Kurven für maximale Exzentrizität, d.h., wenn die Sonde seitlich am Filterrohr anliegt.

Der Geschwindigkeitsfaktor stellt bekanntlich das Verhältnis der mittleren Strömungsgeschwindigkeit über den Impellerquerschnitt zur mittleren Geschwindigkeit im Filterrohr dar. Je grösser ϵ_I ist, desto schneller dreht demnach der Impeller bei gleicher Geschwindigkeit im Filterrohr. ϵ_I drückt somit etwas wie eine Messempfindlichkeit der Flowmetersonde aus.

Bei Laminarströmung und zentrischer Lage der Sonde wächst ϵ_I mit zunehmendem Rohrdurchmesser vom Wert 1 sukzessive gegen den Grenzwert 2, welcher dem Fall einer punktförmigen Messung des Geschwindigkeitsprofiles entspricht. Bei turbulenter Strömung ist die Messempfindlichkeit dagegen wesentlich weniger vom Verhältnis d/d_I abhängig.

Liegt die Sonde seitlich am Filterrohr an ($e=e_{max}$), erreicht die Empfindlichkeit bei einem Filterdurchmesser von ca 115 mm ein Maximum und nimmt dann mit zunehmendem Durchmesser immer weiter ab. Der Grund dafür ist, dass die Flowmetersonde mit wachsendem d und maximaler Exzentrizität zunehmend in den Einflussbereich der langsameren Strömung in der Randzone des Rohres gerät. Bei turbulenter Strömung, welche bei den in der Schweiz häufigsten Filterrohren der NW 100 und 115 mm bereits bei Strömungsgeschwindigkeiten von 2 - 3 cm/s einsetzt, ist der Einfluss der Exzentrizität auf die Messempfindlichkeit vernachlässigbar klein. Der Verzicht auf eine spezielle Zentrierung der Sonde bei Messungen in diesen Rohren ist deshalb gerechtfertigt.

Der Geschwindigkeitsquotient entspricht dem Verhältnis der mittleren Strömungsgeschwindigkeit im Ringraum zwischen Flowmetersonde und Filterrohr zur mittleren Strömungsgeschwindigkeit über den Impellerquerschnitt. μ wird benötigt zur Berechnung des vertikalen Volumenstromes Q_z nach Gleichung (12.41).

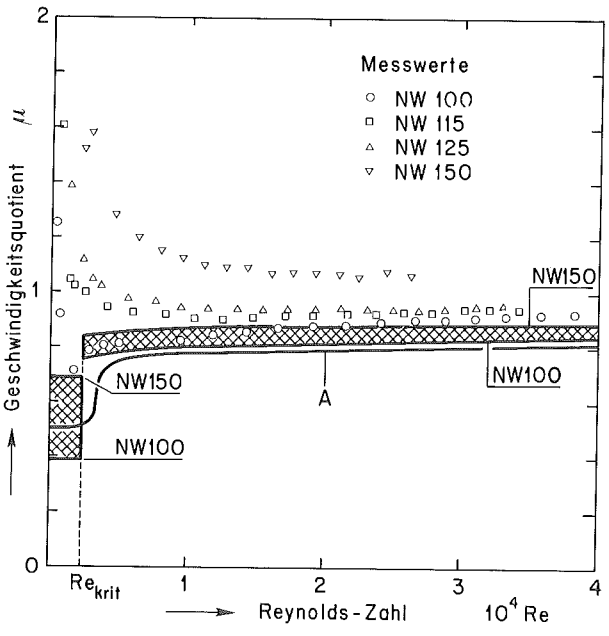
Bei Laminarströmung wächst μ mit zunehmendem Filterrohrdurchmesser an. Liegt die Sonde zentrisch im Filterrohr, strebt μ einem Grenzwert von 0.5 zu, bei exzentrischer Lage wird μ mit wachsendem Rohrdurchmesser grösser und grösser. Ist die Strömung turbulent, steigen die Kurven rasch auf einen Wert von ca 0.8 an und verlaufen danach mit wachsendem d wesentlich flacher. Der Grenzwert liegt bei zentrischer Lage der Sonde und grossem d bei ca 0.9, vgl. auch RICHTER,1971.

Abhängigkeit des Geschwindigkeitsquotienten von der Reynolds-Zahl

Die Darstellung in Figur 12.9 gilt bei turbulenten Strömungsverhältnissen für eine Strömungsgeschwindigkeit von 100 cm/s und damit für bestimmte Reynolds-Zahlen

$$Re = \frac{\bar{u}\, d}{\nu} \qquad (12.55)$$

Für die kinematische Viskosität wurde diejenige für Wasser bei T = 10°C (ν = 1.31 10^{-6} m^2/s) eingesetzt. Figur 12.10 zeigt nun die Abhängigkeit des μ-Wertes von der Reynolds-Zahl für Filterrohre der NW 100 und 150 mm. Unterhalb einer kritischen Reynolds-Zahl Re_{krit}= 2320 ist die Strömung laminar und μ ergibt sich aus (12.50). Darüber ist die Strömung turbulent und μ folgt aus (12.54). Durch das Umschlagen der Strömung im Bereich von Re_{krit} folgt theoretisch eine sprunghafte Veränderung des μ-Wertes. Zum Vergleich zeigt die Kurve A den Geschwindigkeitsquotienten, der sich für zentrische Lage der Sonde und grosse Filterdurchmesser aus den Versuchsergebnissen von STANTON und NIKURADSE (vgl. RICHTER,1971) ableiten lässt. Der Uebergang erfolgt hier nicht schlagartig,sondern in einem gewissen Uebergangsbereich, in dem μ stark anwächst.



Figur 12.10 Flowmetersonde FUD. Abhängigkeit des μ-Wertes von der Reynolds-Zahl

In den schraffierten Bereichen liegen die theoretischen μ-Werte für Filterrohre mit Nennweiten zwischen 100 und 150 mm. Insbesondere bei turbulenter Strömung, welche bereits bei Geschwindigkeiten von ca 2 - 3 cm/s in den untersuchten Filterrohren einsetzt, ist die Abhängigkeit des μ-Wertes von Re gering.

Vergleich der theoretischen μ-Werte mit Messergebnissen

Formt man (12.42) nach μ um und setzt konkrete Messwerte für den Volumenstrom, die Drehzahl und die Fahrgeschwindigkeit ein, können die theoretischen μ-Werte in Figur 12.10 mit Messergebnissen verglichen werden.

$$\mu = \frac{1}{F_R}\left(Q_z\left(\frac{b\,n}{2} + \sqrt{\left(\frac{b\,n}{2}\right)^2 + u_a^2} - v_F\right)^{-1} - F_I\right) \qquad (12.56)$$

Der Vergleich zeigt, dass das theoretische Modell der berührungslosen Messung für die Beschreibung der μ-Werte nur teilweise zutreffend ist. Eine recht gute Uebereinstimmung ergibt sich im Bereich der turbulenten Strömung für das Filterrohr der NW 100 mm. Die Abweichungen der Messwerte von der theoretischen Kurve liegen zwischen 3 und 10%. Berüchsichtigt man, dass sich der Fehler am μ-Wert nur auf den Volumenstrom-Anteil im Ringraum zwischen Sonde und Filterrohr auswirkt, reduziert sich der Fehler am Volumenstrom gar auf 1.5 - 5%.

Bei den grösseren Rohrdurchmessern zeigt sich dagegen eine mit dem Durchmesser zunehmende Abweichung der Messwerte vom theoretischen Modell. Statt der zu erwartenden Abnahme des μ-Wertes mit kleiner werdender Reynolds-Zahl, nehmen die beobachteten Werte zu. Dies gilt ganz besonders für ganz kleine Reynolds-Zahlen. Die Abweichung bedeutet, dass die Strömungsgeschwindigkeit im Ringraum grösser ist, als nach dem Geschwindigkeitsprofil im Filterrohr zu erwarten wäre. Dies kann nicht anders gedeutet werden,als dass die Flowmetersonde die Geschwindigkeitsverteilung im Messquerschnitt so beeinflusst, dass ein Teil des Wassers, das bei berührungsloser Messung durch den Sondenquerschnitt fliessen müsste, in den Ringraum verdrängt wird.

12.5.3 Durchflussmessung mit einer reibungsbehafteten und querschnittsverdrängenden Sonde

Im Gegensatz zu der im vorangehenden Abschnitt diskutierten idealen, d.h. berührungslos messenden Sonde,beeinflusst die Flowmetersonde in Wirklichkeit das Geschwindigkeitsprofil im Messquerschnitt:

(1) Die Sonde beansprucht einen Teil des Filterrohrquerschnittes, wodurch sich die Strömungsgeschwindigkeit im Nettoquerschnitt erhöht. Als Folge der plötzlichen Geschwindigkeitsänderung sind entsprechende Strömungsverluste zu verzeichnen

(2) Der Volumenstrom im Filterrohr teilt sich nach dem Prinzip der parallel geschalteten Widerstände so auf die Teilquerschnitte im Innern des Mantelrohres und im Ringraum zwischen Sonde und Filterrohr auf, dass beide Verlusthöhen gleich gross sind. Das Verhältnis der mittleren Strömungsgeschwindigkeit im Ringraum zur mittleren Strömungsgeschwindigkeit im Innern der Sonde (μ-Wert) stimmt in diesem Falle mit dem aus dem Geschwindigkeitsprofil abgeleiteten Wert nicht mehr überein.

Abschätzung der Strömungsverluste infolge Querschnittsverdrängung

Bei turbulenter Strömung werden Strömungsverluste infolge Querschnittsveränderungen im Rohr häufig wie folgt berechnet, vgl. DRACOS,1973:

$$\Delta h_S = \zeta \frac{\bar{u}^2}{2g} \qquad (12.57)$$

Im Bereich der Flowmetersonde wird der Volumenstrom von der ursprünglichen Geschwindigkeit $\bar{u}$ auf eine höhere Geschwindigkeit im Messquerschnitt beschleunigt. Unmittelbar nach der Sonde reduziert sich die Geschwindigkeit wieder auf den ursprünglichen Betrag. Diese Situation ist vergleichbar mit derjenigen einer Messblende im Rohr. ζ kann in diesem Falle wie folgt angegeben werden

$$\zeta = \left(\frac{F}{\kappa F_n} - 1 \right)^2 \qquad (12.58)$$

κ ist ein Kontraktionskoeffizient welcher berücksichtigt, dass der Flüssigkeitsstrahl gegenüber dem Nettoquerschnitt F_n eine zusätzliche Einschnürung erfährt. Die folgende Tabelle enthält die Kontraktionskoeffizienten und Widerstandszahlen für die Flowmetersonde FUD ohne Packer oder Manschette und zum Vergleich mit Packer, berechnet nach (12.58). Die κ-Werte wurden der Literatur entnommen (RICHTER,1971).

Tabelle 12.1 Flowmetersonde FUD. Theoretische Kontraktionskoeffizienten κ und Widerstandszahlen ζ mit und ohne Packer für verschiedene Filterrohre

		Sonde ohne Packer			Sonde mit Packer		
NW mm	F mm^2	F_n mm^2	κ	ζ	F_n mm^2	κ	ζ
100	8332	6720	0.86	0.195	3420	0.67	6.95
115	10386	8780	0.89	0.108	3420	0.65	13.5
125	12271	10660	0.90	0.078	3420	0.65	20.4
150	17671	16060	0.93	0.034	3420	0.64	50.0

Die Tabelle zeigt, dass die ζ-Werte für die Sonde ohne Packer mit zunehmendem Filterrohrdurchmesser abnehmen, für die Sonde mit Packer dagegen mit wachsendem Rohrdurchmesser immer grösser werden. Darin kommt zum Ausdruck, dass im Falle der Sonde ohne Packer die Querschnittsverdrängung in grösseren Filterrohren weniger ins Gewicht fällt, bei der Verwendung eines Packer jedoch eine

immer grössere Fläche durch den Packer abgedeckt wird. Noch deutlicher zum Ausdruck kommt dieser Unterschied, wenn man die Strömungsverluste berechnet.

Tabelle 12.2 Flowmetersonde FUD. Theoretische Strömungsverluste mit und ohne Packer für verschiedene Filterrohre und Strömungsgeschwindigkeiten. Strömungsverluste Δh_S in Millimeter

$\bar{u}$	Sonde ohne Packer				Sonde mit Packer			
cm/s	NW100	NW115	NW125	NW150	NW100	NW115	NW125	NW150
1					0.04	0.07	0.10	0.25
5	0.02	0.01	0.01		0.89	1.72	2.60	6.37
10	0.10	0.06	0.04	0.02	3.50	6.87	10.4	25.5
20	0.40	0.22	0.16	0.07	14.2	27.5	41.6	102.
40	1.6	0.88	0.64	0.28	56.7	110.		
60	3.6	2.0	1.4	0.62	127.			
80	6.4	3.5	2.5	1.1				
100	9.9	5.5	4.0	1.7				

In der Tabelle wurden Werte unter 0.01 mm und bei der Flowmetersonde mit Packer diejenigen, bei denen die aus dem Strömungsverlust resultierende Strömungskraft grösser ist als das Gewicht der Sonde unter Auftrieb, weggelassen. Werden Manschetten verwendet, dürften die Strömungsverluste zwischen den angegebenen Werten für die Sonde ohne resp. mit Packer liegen. Experimentelle Kontrollen der oben angegebenen theoretischen Strömungsverluste konnten vereinzelt auf der Flowmeter-Eichanlage im Versuchsbrunnen bei Aefligen und anlässlich von verschiedenen Kleinpumpversuchen durchgeführt werden. Sie bestätigen generell die theoretischen Werte, liegen jedoch eher noch etwas höher. Bei einer Strömungsgeschwindigkeit von 40 cm/s wurden in Filterrohren der NW 100 resp. 115 mm Verluste der Sonde ohne Packer von 2 - 3 mm resp. von 1 - 2 mm gemessen. Strömungsverluste bei tieferen Strömungsgeschwindigkeiten zu erfassen, scheiterte an der Messgenauigkeit. Im Hinblick auf die Bedeutung der sondenbedingten Strömungsverluste bei der Ermittlung des vertikalen Volumenstromes im Filterrohr wären weitere Untersuchungen in dieser Richtung jedoch sehr zu begrüssen.

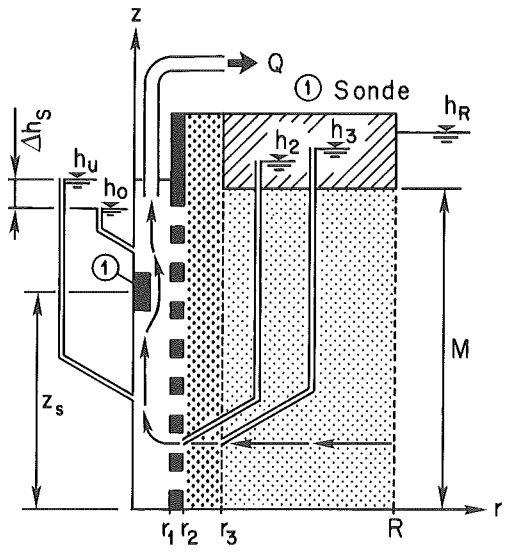
12.5.4 Der Einfluss sondenbedingter Druckverluste auf den Durchfluss im Messquerschnitt

Bereits im Abschnitt 12.1 wurde darauf hingewiesen, dass künstliche Druckverluste im Filterrohr, hervorgerufen durch die Messonde, den Durchfluss im Messquerschnitt beeinflussen können (Kriterium 4). Im Abschnitt 12.5.3 haben wir angegeben, wie die sondenbedingten Strömungsverluste abgeschätzt werden können. Im folgenden betrachten wir nun das Filterrohr nicht mehr als geschlossene Leitung, wie in den Abschnitten 12.4 und 12.5, sondern als "offenes System", das mit der umgebenden Filterschüttung und dem Grundwasserleiter in Verbindung steht. Die Druckverluste der Flowmetersonde haben hauptsächlich zwei Auswirkungen auf den Durchfluss im Messquerschnitt:

(1) Der sondenbedingte Druckverlust im Filterrohr führt zu einem vertikalen hydraulischen Gradienten in der Filterschüttung und damit zu einer lokalen Umströmung der Flowmetersonde.

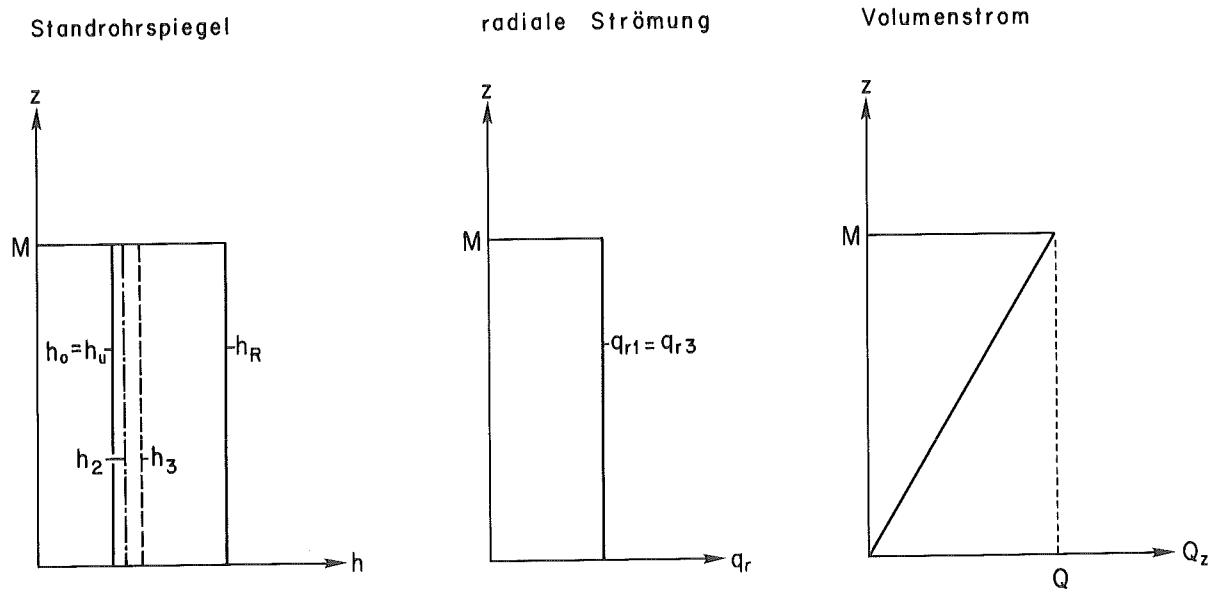
(2) Der Druckverlust beeinflusst die gesamte Standrohrspiegelverteilung im Filterrohr und damit die Zuflussverteilung zum Rohr.

Figur 12.11 Strömungsmodell



Wir betrachten einen gespannten, homogenen Aquifer mit horizontaler Zuströmung zu einem Brunnen gemäss Figur 12.11. Die Durchlässigkeit des Aquifers ist in horizontaler Richtung wesentlich grösser als vertikal ($k_h \gg k_v$). Im Abstand R vom Brunnen beträgt die Standrohrspiegelhöhe im Aquifer h_R und ist über die gesamte Mächtigkeit M konstant. Zwischen Filterrohr und Aquifer befindet sich eine Filterschüttung mit der Durchlässigkeit k_{Kh} in horizontaler und k_{Kv} in vertikaler Richtung. Das Filterrohr weist eine horizontale Durchlässigkeit k_F auf, seine vertikale Durchlässigkeit ist dagegen Null. Auf der Höhe z_s im Filterrohr befindet sich die Flowmetersonde und verursacht einen Druckverlust Δh_S, im übrigen erfolge die Vertikalströmung im Filterrohr jedoch verlustlost.

Figur 12.12 Standrohrspiegel, radiale Strömung und vertikaler Volumenstrom ohne Druckverlust der Flowmetersonde



Bei verlustloser Strömung im Filterrohr und ohne Druckverlust der Flowmetersonde ist die Standrohrspiegelhöhe am Uebergang zwischen Aquifer und Filterschüttung h_{r3} über die ganze Mächtigkeit konstant, ebenso die Standrohrspiegel h_{r2} am Uebergang zwischen Filterschüttung und Filterrohr und diejenige im Filterrohr h_o.

Die radiale Strömung am Uebergang zwischen Aquifer und Filterschüttung q_{r3} berechnet sich analog zu (8.16)

$$q_{r3} = \frac{2\pi k_h}{\ln R/r_3} (h_R - h_{r3}) \qquad (12.59)$$

Da mangels eines vertikalen Gradienten in der Filterschüttung keine Vertikalströmung erfolgt, entspricht q_{r3} gleichzeitig auch dem Zufluss q_{r1} in das Filterrohr.
Den vertikalen Volumenstrom Q_z auf der Höhe z_s erhält man durch Integration von (12.59)

$$Q_z = \int_0^{z_s} q_{r3}\, dz = C_1 (h_R - h_{r3})\, z_s \qquad (12.60)$$

wobei

$$C_1 = \frac{2\pi k_h}{\ln R/r_3} \qquad (12.61)$$

Analog erhält man die Fördermenge Q aus dem Brunnen, wenn man in (12.60) an Stelle von z_s die Mächtigkeit M einsetzt

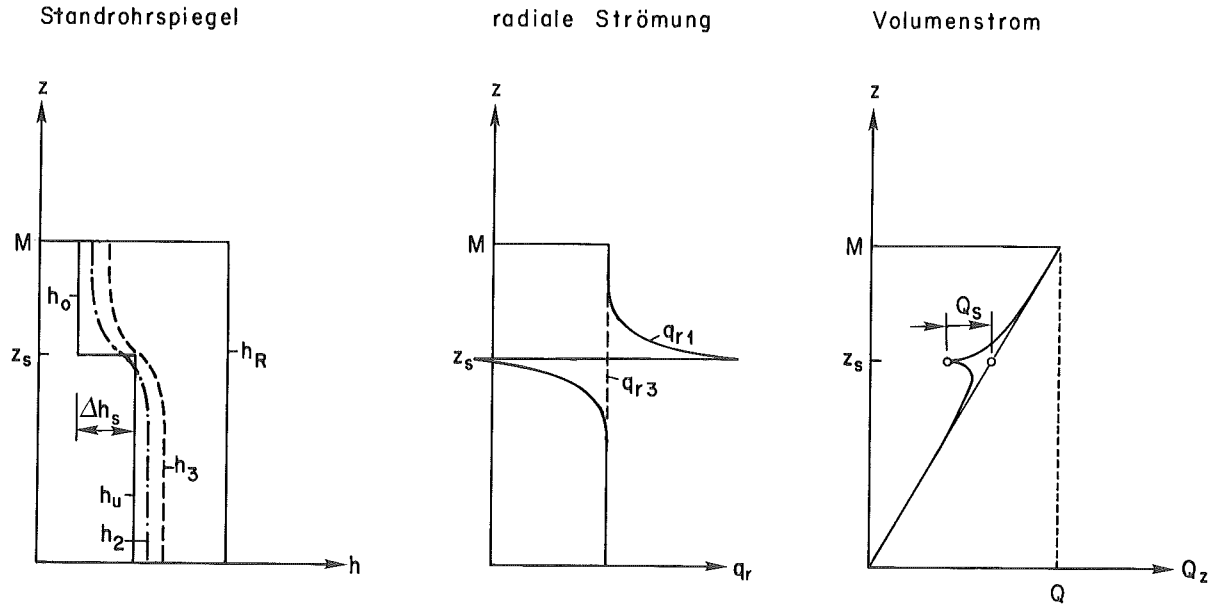
$$Q = C_1(h_R - h_{r3})\ M \qquad (12.62)$$

Einfluss der Druckverluste auf die lokale Umströmung der Flowmetersonde

Ist der Druckverlust der Flowmetersonde $\Delta h_S \neq 0$, findet eine lokale Umströmung der Sonde statt. Gegenüber dem Zustand ohne Verlust reduziert sich der vertikale Volumenstrom Q_z im Filterrohr, dafür bildet sich eine Vertikalströmung in der Filterschüttung aus. Der entsprechende vertikale Volumenstrom im Ringraum zwischen Filterrohr und Aquifer sei mit Q_s bezeichnet.

$$Q_s = \int_0^{z_s} (q_{r3} - q_{r1})\ dz \qquad (12.63)$$

Figur 12.13 Standrohrspiegel, radiale Strömung und vertikaler Volumenstrom mit Druckverlust der Flowmetersonde



Von der umfangreichen Rechnung, ausgehend von einer inhomogenen linearen Differentialgleichung zweiter Ordnung soll hier nur das Ergebnis wiedergegeben werden:

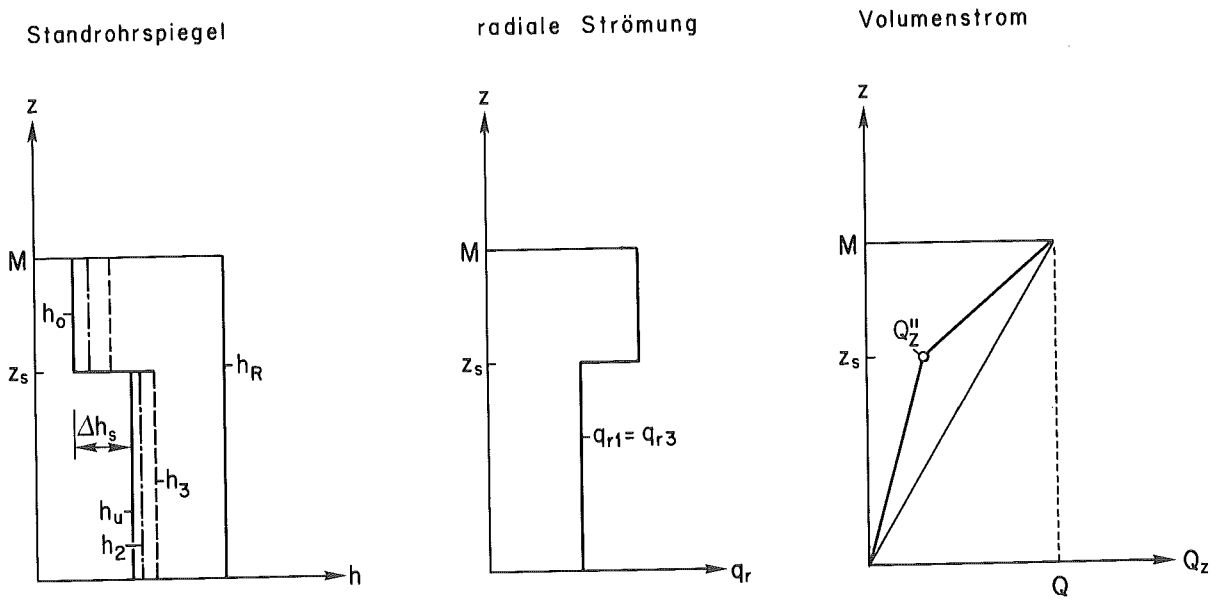
$$Q_s \cong \Delta h_S \frac{\pi}{\sqrt{8}} \sqrt{\frac{k_F\ k_{Kh}\ k_{Kv}\ (r_3^2 - r_2^2)}{k_F\ \ln r_s/r_2 + k_{Kh}\ \ln r_2/r_1}} \qquad (12.64)$$

k_{Kh} resp. k_{Kv} bedeuten die horizontale resp. vertikale Durchlässigkeit der Filterschüttung, vgl. auch Kapitel 10. k_F ist die Durchlässigkeit des Filterrohres. $r_s \quad (r_2 + r_3)/2$.

Einfluss der Druckverluste auf die Zuströmverteilung

Wir betrachten wiederum das Strömungsmodell in Figur 12.11. Im Unterschied zur Behandlung der lokalen Umströmung der Flowmetersonde in der Filterschüttung richten wir das Augenmerk jetzt aber auf die Fälle, bei denen die Absenkung im Aquifer ($h_R - h_3$) durch die unterschiedlichen Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr beeinflusst wird. Um eine klare Trennung dieses Einflusses von der lokalen Umströmung zu erreichen, treffen wir die Annahme, dass in der Filterschüttung nur eine horizontale Strömung möglich sei ($k_{Sv} = 0$).

Figur 12.14 Einfluss der Druckverluste auf die Zuflussverteilung. Standrohrspiegel, radiale Strömung und vertikaler Volumenstrom



Den vertikalen Volumenstrom Q_z'' auf der Höhe der Flowmetersonde erhält man durch Integration der radialen Zuströmung q_{r1} in das Filterrohr zwischen 0 und z_s

$$Q_z'' = \int_0^{z_s} q_{r1}\, dz = C_1 (h_R - h_u)\, z_s \qquad (12.65)$$

Weiter gilt

$$Q = \int_0^{M} q_{r1}\, dz = C_1 (h_R - h_u)\, M + C_1 \Delta h_S (M - z_s) \qquad (12.66)$$

Verwendet man (12.65),um den Ausdruck $(h_R - h_u)$ in (12.66) zu eliminieren, folgt:

$$Q_z'' = \frac{z_s}{M} (Q + C_1 \Delta h_S z_s) - C_1 \Delta h_S z_s \qquad (12.67)$$

Ausgehend von Gleichung (12.57) können wir den sondenbedingten Druckverlust Δh_S in (12.67) ersetzen durch

$$\Delta h_S = \zeta \frac{\bar{u}^2}{2g} = \xi Q_z''^2 \qquad (12.68)$$

wobei

$$\xi = \frac{\zeta}{2 g F^2} \qquad (12.69)$$

Gleichung (12.68) in (12.67) eingesetzt,ergibt nach einiger Umformung die gesuchte Beziehung für den vertikalen Volumenstrom im Filterrohr auf der Höhe z_s der Flowmetersonde unter Berücksichtigung des Druckverlustes der Sonde.

$$Q_z'' = \frac{-1 + \sqrt{1 + 4 Q C_1 \xi \frac{z_s^2}{M} (1 - \frac{z_s}{M})}}{2 C_1 \xi z_s (1 - \frac{z_s}{M})} \qquad (12.70)$$

Beispiel für die lokale Umströmung der Flowmetersonde

Wir betrachten ein Filterrohr der Nennweite 115 mm und einer Schlitzweite von 2.0 mm. Nach Tabelle 11.3 ist die Durchlässigkeit des Filterrohres k_F = 9.7 10^{-3} m/s. Die Durchlässigkeit einer Filterschüttung, wie sie im Testareal Aefligen verwendet wurde (Kieskörnung 4 - 8 mm), liegt bei 9 10^{-2} m/s, vgl. Abschnitt 10.1.3. Die Durchlässigkeit der Filterschüttung sei in horizontaler und vertikaler Richtung gleich: $k_{Kh} = k_{Kv}$ = 9 10^{-2} m/s. Die Abmessungen des Filterrohres und des Bohrloches sind r_1 = 57.5 mm, r_2 = 62.5 mm (vgl. Tabelle 11.1), r_3 = 135 mm. r_s berechnet sich zu $r_s = (r_3 + r_2)/2$ = 98.75 mm. Setzt man diese Zahlenwerte in Gleichung (12.64) ein, folgt:

$$Q_S = 0.0108 \ [m^2 s^{-1}] \ \Delta h_s$$

Der Strömungsverlust der Flowmetersonde beträgt z.B. bei einer mittleren Strömungsgeschwindigkeit im Filterrohr $\bar{u}$ = 40 cm/s,nach Tabelle 12.2,0.88 mm für die Sonde ohne Packer und 110 mm für die Sonde mit Packer. Dementsprechend berechnet sich der Volumenstrom Q_S, der die Flowmetersonde lokal via Filterschüttung umströmt zu:

Flowmetersonde ohne Packer	Q_s =	0.001 l/s
Flowmetersonde mit Packer	Q_s =	1.19 l/s

Der Fehler am Volumenstrom Q_z = 4.155 l/s (entsprechend $\bar{u}$ = 40 cm/s) ist demnach bei der Sonde ohne Packer vernachlässigbar klein. Die Sonde mit Packer

misst demgegenüber einen stark reduzierten Wert des Volumenstromes. Unmittelbar unter resp. über der Sonde beträgt der Volumenstrom im Filterrohr Q_Z = 4.16 + 1.19 = 5.35 l/s, die Sonde misst jedoch nur 4.16 l/s.

Beispiel für die Aenderung der Zuströmverteilung

Wir betrachten einen Grundwasserleiter mit einer Mächtigkeit M = 40 m und einer horizontalen Durchlässigkeit $k_h = 10^{-2}$ m/s. Wir nehmen an, C_1 sei ungefähr gleich k_h, vgl. (12.61). Die Flowmetersonde befinde sich in Aquifermitte, d.h. z_S = 20 m. Mit Gleichung (12.69) und Tabelle 12.1 berechnet man für die

Flowmetersonde ohne Packer $\xi = 51 \ m^{-5} s^2$

und die Flowmetersonde mit Packer $\xi = 6378 \ m^{-5} s^2$

in einem Filterrohr der Nennweite 115 mm.

Bei einer Pumpmenge Q = 5 l/s berechnet sich der Volumenstrom Q_Z'' nach (12.70)

für die Flowmetersonde ohne Packer $Q_Z'' = 2.47$ l/s

für die Flowmetersonde mit Packer $Q_Z'' = 1.35$ l/s

Mit einer idealen Flowmetersonde ohne Druckverlust würde an der gleichen Stelle ein Volumenstrom $Q_Z = Q \ z_S / M = 2.50$ l/s gemessen (lineare Zunahme von Q_Z mit z_S in einem homogenen Aquifer).

12.6 Eichmessungen und empirische Eichbeziehungen

Die Ausführungen in den Abschnitten 12.4 und 12.5 haben gezeigt, dass es nicht möglich ist, Beziehungen zwischen der Impellerdrehzahl und dem vertikalen Volumenstrom alleine aus geometrischen Eigenschaften des Impellers, der Sonde und des Filterrohres herzuleiten. Man ist in jedem Falle auf Eichmessungen angewiesen. Mit Hilfe der theoretischen Modelle kann jedoch der Eichaufwand stark reduziert und auf die Ermittlung physikalisch fundierter Parameter konzentriert werden.

Fehlen theoretische Modelle oder sind sie nicht in der Lage, die Anforderungen an die Genauigkeit der Volumenstrommessung zu erfüllen, besteht die Alternative, empirische Eichbeziehungen aus den Eichmessungen abzuleiten. Für jeden Filterrohr-Typ und jede andere massgebliche Einflussgrösse muss jedoch eine eigene Eichung durchgeführt werden, was den Aufwand an Eichinstallationen und Messungen beträchtlich steigert.

12.6.1 Möglichkeiten für die Ermittlung empirischer Eichbeziehungen

Fahrteichung in situ

Flowmetersonden werden häufig in situ geeicht, indem Eichbeziehungen zwischen der Fahrgeschwindigkeit v_F und der Impellerdrehzahl n aufgenommen werden (SCHLUMBERGER,1963; LEACH et al.1974; SCHIMSCHAL,1981). Ueber den Filterrohrquerschnitt F wird dann auf den vertikalen Volumenstrom Q_z geschlossen, wobei der Einfluss des Geschwindigkeitsprofiles näherungsweise mit einem Korrekturfaktor C_v berücksichtigt wird.

$$Q_z = C_v F \bar{u}_I \tag{12.71}$$

In Anlehnung an (12.17) wird die Eichbeziehung für $\bar{u}_I$ oft als lineare Beziehung formuliert

$$\bar{u}_I = a + b n - v_F \tag{12.72}$$

Die Parameter a und b werden bestimmt, indem das Filterrohr mit unterschiedlichen Fahrgeschwindigkeiten mehrfach befahren wird, vgl. SCHLUMBERGER,1963.
Für den Korrekturfaktor C_v werden bei turbulenten Strömungsverhältnissen Werte von 0.83 - 0.85 eingesetzt. Ein Vergleich von (12.71) und (12.41) zeigt, dass zwischen C_v und dem Geschwindigkeitsquotienten μ folgender Zusammenhang besteht

$$C_v = \frac{1}{F} (F_I + \mu F_R) \tag{12.73}$$

Ein Vergleich mit Figur 12.10 zeigt, dass C_V-Werte von 0.83 - 0.85 gelten, für den Sonderfall einer schlanken, verdrängungsfreien Sonde ohne Exzentrizität, bei berührungsloser Messung des Geschwindigkeitsprofils. In diesem Falle ist $F_I \ll F_R$ und $F_R = F$ und damit $C_V = \mu$. In allen anderen Fällen kann C_V ganz wesentlich von den oben angegebenen Werten abweichen. Leider besteht keine Möglichkeit, den C_V-Wert aus Fahrteichungen zu bestimmen. Quantitative Auswertungen, welche sich nur auf Fahrteichungen abstützen, bleiben deshalb mit der Unsicherheit in der Schätzung des C_V-Wertes behaftet.

Standeichung in situ

Bei Förderbrunnen besteht die Möglichkeit, in der Nähe der Wasserentnahmestelle (Pumpe oder Saugschlauchende) eine Eichbeziehung zwischen der Förderleistung Q und der Impellerdrehzahl aufzunehmen. Die Flowmetersonde bleibt dabei in Ruhe, d.h. $v_F = 0$. Auch hier wird der Zusammenhang zwischen Q und n häufig als lineare Beziehung approximiert. Setzt man voraus, Q entspreche dem vertikalen Volumenstrom Q_z im Messquerschnitt, folgt

$$Q_z = A + B\, n \qquad (12.74)$$

In der Regel können Flowmetermessungen nur unterhalb der Pumpe bezw. dem Saugschlauchende ausgeführt werden. Die dem Brunnen über dem Messquerschnitt zufliessende Wassermenge bleibt damit unberücksichtigt und verfälscht die Eichbeziehung ($Q \neq Q_z$). Zuverlässige Standeichungen in situ sind demnach nur dort möglich, wo Vollrohre bis unter den Messquerschnitt geführt werden und gewährleisten, dass die Förderleistung der Pumpe mit dem Durchfluss im Messquerschnitt übereinstimmt. In der Praxis sind diese Voraussetzungen häufig nicht gegeben.

Flowmeter-Eichanlagen

Anlagen für die Eichung von Flowmetersonden fehlen heute noch weitgehend. Grundsätzlich bestünde zwar die Möglichkeit, Flowmetersonden analog zu den hydrometrischen Flügeln, welche bei der Abflussmessung in offenen Gerinnen eingesetzt werden, in Schleppkanälen zu eichen. Die unterschiedliche Lage der Sonde (horizontal statt vertikal) und das Fehlen eines Filterrohres führen aber zu wesentlichen Abweichungen.

FRIEDRICH & REPSOLD,1976 (1 berichten über eine Anlage zur Eichung von Bohrloch-Flussmessern des Niedersächsischen Landesamtes für Bodenforschung. Sie untersuchten in fünf Plexiglasrohren von 3 m Länge und Innendurchmessern von 44 - 292 mm den Zusammenhang zwischen Impellerdrehzahl und Durchfluss an fünf Gerätetypen ähnlich der Sonde (c) in Figur 12.1. Die Plexiglasrohre wurden aufrecht stehend in einem Gestell angeordnet, so dass sie mit ihren unteren Oeffnungen in einen

(1 Für die wertvollen Hinweise und die Möglichkeit, die Probleme der Flowmetereichung diskutieren zu können, danken wir den Herren Dipl. Ing. H. Friedrich und Dipl. Geophys. H. Repsold vom Niedersächsischen Landesamt für Bodenforschung, Hannover

Wassertank eintauchen. Mit einer Kreiselpumpe wurde das Wasser über die Plexiglasrohre aus dem Wassertank angesaugt. Die Flowmetersonde wurde für die Normal-Flow-Eichung von oben in das Testrohr eingehängt, für die Reverse-Flow-Eichung dagegen über Kopf von unten eingeführt. Die Durchflussmessung erfolgte mit Wasseruhren. Die wichtigsten Schlussfolgerungen der Autoren seien hier kurz zusammengefasst:

(1) Die Abhängigkeit der Drehzahl von der Fliessgeschwindigkeit des Wassers ist weitgehend linear. Abweichungen ergeben sich bei geringer Fliessgeschwindigkeit, vor allem bei Reverse-Flow

(2) Bei gleicher Fliessgeschwindigkeit nimmt die Impellerdrehzahl mit kleiner werdendem Rohrdurchmesser zu

(3) Die Ansprechschwelle der untersuchten Geräte liegt zwischen Drehzahlen von 0.1 und 0.2 s^{-1}. Dem entspricht je nach Rohrdurchmesser eine Fliessgeschwindigkeit von 2 - 4 cm/s bei Normal-Flow und 6 - 8 cm/s bei Reverse-Flow

(4) Die Position des Flowmeters im Rohr wirkt sich stark auf die Eichbeziehung aus: Je grösser die Exzentrizität, desto kleiner wird die Drehzahl

(5) Bei umgekehrter Durchströmung des Flowmeters (Reverse-Flow) ergibt sich, bedingt durch die asymmetrische Bauform der untersuchten Geräte, eine geringere Steigung als bei Normal-Flow.

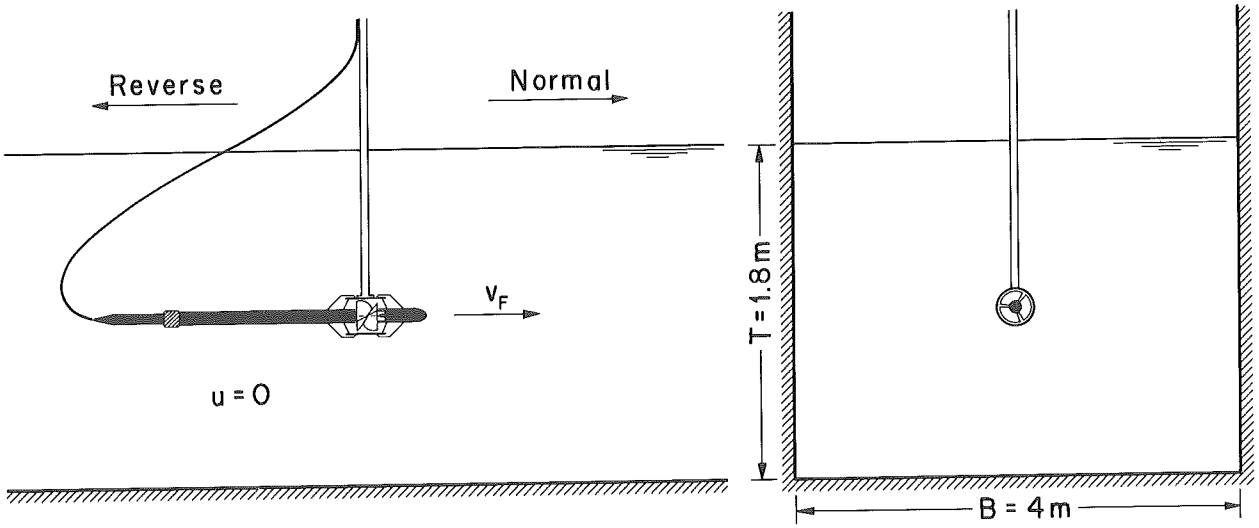
Die Feststellungen von Friedrich und Repsold in Bezug auf die Abhängigkeiten der Drehzahl von der Fliessgeschwindigkeit, dem Rohrdurchmesser und der Exzentrizität decken sich weitgehend mit unseren Erfahrungen, vgl. die Abschnitte 12.4 und 12.5. Die tiefere Ansprechschwelle der Sonde FUD und die geringere Abhängigkeit der Drehzahl von der Anströmrichtung (Normal oder Reverse) dürften hauptsächlich auf den grösseren Impellerdurchmesser und die symmetrischere Form der Sonde FUD zurückzuführen sein.

12.6.2 Eichmessungen im Schleppkanal der Landeshydrologie (1

Die schweizerische Landeshydrologie betreibt in Papiermühle bei Bern eine Eichstätte für hydrometrische Flügel. Die Anlage besteht aus einem 146 m langen, 4 m breiten und 1.8 m tiefen, mit ruhendem Wasser gefüllten Kanal, vgl. Figur 12.15. Ueber dem Kanal kann ein elektronisch gesteuertes Schienenfahrzeug mit Fahrgeschwindigkeiten bis 8 m/s bewegt werden. Der zu eichende Flügel wird mit einer Aufhängevorrichtung am Fahrzeug befestigt und mit einer konstanten Geschwindigkeit durch das ruhende Wasser geschleppt. Die Drehzahl des Flügels wird mit der Fahrgeschwindigkeit in Beziehung gebracht. Man geht dabei von der Ueberlegung aus, dass für die Drehbewegung des Flügels nur die Relativgeschwindigkeit der Sonde zum Wasser massgebend sei. Wandeffekte und Verdrängungseinflüsse können dabei praktisch vernachlässigt werden, vgl. auch STAUBLI & HEGLAND,1982.

Für die Eichung wurde die Flowmetersonde an einer Rundstange von 20 mm Durchmesser befestigt und in der Mitte des wassserefüllten Kanalquerschnittes in horizontaler Lage eingetaucht. Bewegt sich die Sonde in Richtung der Sondenspitze, spricht man von Normal-Flow, umgekehrt von Reverse-Flow.

(1 Wir danken den Herren Dr. Ch. Emmenegger und Dipl.Ing.ETH M. Fischer von der Landeshydrologie für die uns gewährte Unterstützung



Figur 12.15 Schleppkanal der Landeshydrologie mit Flowmetersonde FUD (nicht massstäblich)

Die Eichmessungen wurden im Geschwindigkeitsbereich von 0.06 - 1.4 m/s durchgeführt und sind im Anhang A-12-7 zusammengestellt. Die Drehzahlen wurden direkt mit dem Flowmeter-Messgerät gemessen. Für die Ermittlung der Fahrgeschwindigkeit wurde die Fahrzeit für einen vorgegebenen Fahrweg bestimmt.

Auswertung der Eichmessungen

Für die praktische Handhabung der Eichbeziehungen hat es sich als zweckmässig erwiesen, die Eichkurve durch eine Serie von Geradenabschnitten (Polygonzug) zu approximieren. Für einen einzelnen Geradenabschnitt i gilt

$$v_F = a_i + b_i n \qquad (12.75)$$

Darin bedeutet v_F die Fahrgeschwindigkeit der Sonde, a der Wert des Ordinatenschnittpunktes und b die Geradensteigung. Setzt sich die Eichbeziehung aus mehreren Geradenabschnitten zusammen, kann man (12.75) auch in Summenform schreiben

$$v_F = \sum_{i=1}^{m} \theta_n \, (a_i + b_i n) \qquad (12.76)$$

wobei

$$\theta_n = \begin{cases} 1 & (\text{für } n^*_{i-1} \leqq n < n^*_i) \\ 0 & (\text{für } n^*_{i-1} > n \geqq n^*_i) \end{cases} \qquad (12.77)$$

$$n_i^* = \begin{cases} \dfrac{a_i - a_{i-1}}{b_{i-1} - b_i} & (\text{für } i > 0) \\ \dfrac{v_a - a_1}{b_1} & (\text{für } i = 0) \end{cases} \qquad (12.78)$$

v_a bedeutet diejenige Fahrgeschwindigkeit, bei der der Impeller zu drehen beginnt (Anlaufgeschwindigkeit). Sie beträgt für die Sonde FUD 0.055 m/s, vgl. A-12-7. Die Drehzahl n^* an den Polygoneckpunkten gibt die Gültigkeitsgrenzen der einzelnen Geradengleichungen an. Liegt n innerhalb der Gültigkeitsgrenzen (12.77) wird $\theta = 1$, andernfalls wird $\theta = 0$. Die mit (12.76 bis 12.78) angegebene Schreibweise eignet sich besonders für die Computerauswertung von Drehzahlmessungen.

Ermittlung der Parameter a und b

Für die Ermittlung der Parameter a und b ist eine grafische Auswertung vorteilhaft. Sie ermöglicht, die einzelnen Geradenabschnitte von Auge möglichst optimal in die Messwerte einzupassen. Folgendes Vorgehen ist dabei zweckmässig:

(1) Man legt eine Gerade (gedanklich) durch den Ursprung (v_F=0, n=0) und z.B. das Wertepaar mit der grössten Fahrgeschwindigkeit resp. Drehzahl (v_{Fmax}, n_{max}) und berechnet die Steigung k dieser Hilfsgeraden

$$k = \frac{v_{Fmax}}{n_{max}} \qquad (12.79)$$

(2) Man bildet die Differenz zwischen den theoretischen Geschwindigkeiten v_F' und den gemessenen Geschwindigkeiten v_F und trägt diese in einem Diagramm gemäss Figur 12.16 als Funktion der Drehzahl auf

$$v_F = v_F - v_F' = v_F - k\,n \qquad (12.80)$$

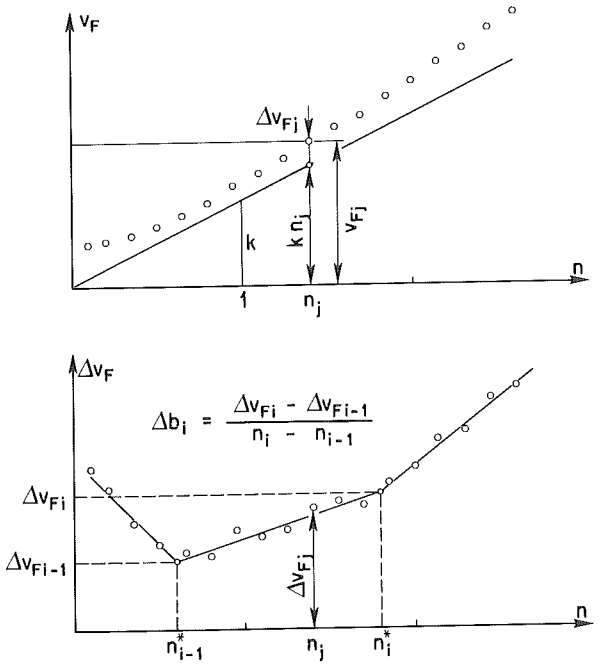
(3) Durch grafischen Ausgleich legt man im Diagramm die einzelnen Geradenabschnitte fest und bestimmt anschliessend die Parameter a und b für jeden Abschnitt. a kann direkt aus der Grafik herausgelesen werden; b wird wie folgt berechnet

$$b = k + \Delta b \qquad (12.81)$$

Bei der Auswertung der Eichmessungen im Schleppkanal der Landeshydrologie wurde die Steigung der Hilfsgeraden mit k = 0.170 m gewählt.

Figur 12.16

Grafische Auswertung der Eichmessungen



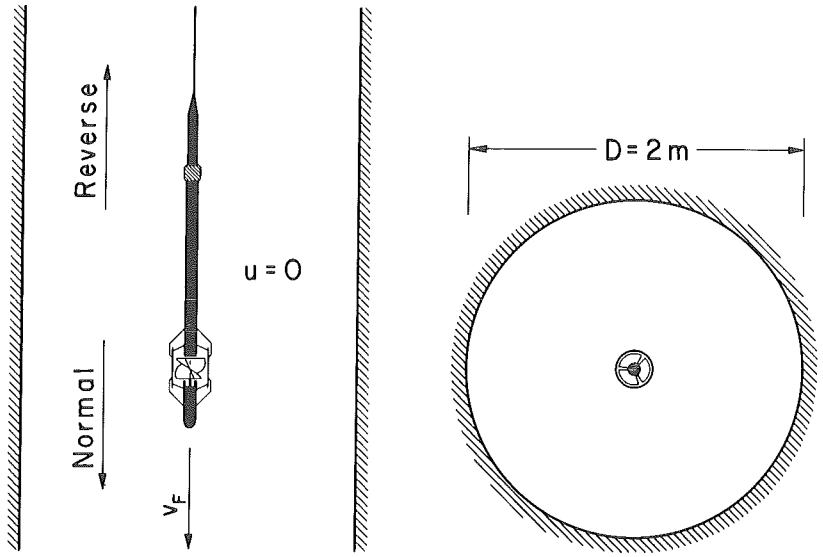
Die Ergebnisse der grafischen Auswertung sind in der Tabelle 12.3 zusammengestellt. Für die Nachbildung der Eichkurve waren sowohl bei Normal-Flow als auch bei Reverse-Flow drei Geradenabschnitte ausreichend. Die Parameter a und b sind für beide Strömungsrichtungen sehr ähnlich. Es ist zu beachten, dass bei Reverse-Flow die Drehzahl negativ eingesetzt werden muss

Tabelle 12.3 Anlaufgeschwindigkeit v_a, Ordinatenabschnitt a und Steigung b der Flowmetersonde FUD in horizontaler Lage im Schleppkanal der Landeshydrologie

Abschnitt	Normal - Flow v_o = 0.055 m/s			Reverse - Flow v_o = 0.055 m/s		
i	a	b	n*	a	b	n*
	m/s	m	s^{-1}	m/s	m	s^{-1}
1	0.0555	0.1000	0.371	-0.0582	0.1195	0.538
2	0.0365	0.1512	1.480	-0.0324	0.1675	1.470
3	0.0103	0.1689	8.50	-0.0227	0.1741	8.00

12.6.3 Eichmessungen in einem vertikalen Schacht

Im Vertikalschacht eines Filterbrunnens von zwei Meter Durchmesser konnte die Flowmetersonde in vertikaler Lage getestet werden. Da der Vertikalschacht als Vollrohr ausgebildet ist, aus dem Brunnen nicht gepumpt wurde und auch keine Spiegelschwankungen während der Zeit der Eichung zu verzeichnen waren, kann das Wasser im Vertikalschacht als ruhend angenommen werden ($u = 0$).



Figur 12.17 Vertikalschacht eines Filterbrunnens mit Flowmetersonde FUD (nicht massstäblich)

Die Flowmetersonde wurde mit Hilfe des Dreibeins über dem Schacht zentriert. Mit der Bohrlochmesswinde wurde die Fahrbewegung induziert.

Die Ergebnisse der Eichmessungen im Vertikalschacht sind in Figur 12.6 grafisch dargestellt. Für Normal-Flow und Reverse-Flow zeigen sich praktisch übereinstimmende Messergebnisse.

Im Anhang A-12-8 können die Eichergebnisse im Vertikalschacht mit denjenigen im Schleppkanal und in verschiedenen Filterrohren verglichen werden.
Bei hohen Drehzahlen stimmen die Beziehungen zwischen Fliessgeschwindigkeit (Fahrgeschwindigkeit) und Drehzahl praktisch überein. Abweichungen ergeben sich bei kleineren Drehzahlen. Wir führen diesen Differenzen auf die unterschiedliche Lagerreibung des Impellers bei horizontaler (Figur 12.15) resp. vertikaler (Figur 12.17) Lage der Flowmetersonde zurück.

Ein deutlicher Unterschied zwischen horizontaler und vertikaler Lage der Sonde zeigt sich vor allem auch in der Anlaufgeschwindigkeit v_a: Sie beträgt in horizontaler Lage 5.5 cm/s, in vertikaler Lage dagegen nur 1.6 cm/s. Ursache: Der Impeller ist nicht ganz ausgewuchtet.

12.6.4 Flowmeter - Eichanlage Aefligen

Weder die Eichung im Schleppkanal der Landeshydrologie noch diejenige im Vertikalschacht des Filterbrunnens erlaubt die Berücksichtigung von Einfüssen der Filterrohre auf die Eichbeziehungen. Aus diesem Grunde wurde im Vertikalfilterbrunnen im Testareal bei Aefligen eine provisorische Eichanlage mit verschiedenen Filterrohren eingerichtet. Das Anlageschema geht aus Figur 12.18 hervor. In den Brunnen, der zusammen mit dem umgebenden Aquifer als Bassin wirkt, wurden vier verschiedene Filterrohre von je 21 m Länge eingebaut. Bei den Rohren handelt es sich um die in der Schweiz gebräuchlichsten glatten Kunststoffilterrohre mit horizontaler Schlitzung. Mehr als 90% der Aufschlussbohrungen werden, wie eine Umfrage gezeigt hat (HUFSCHMIED,1978),mit diesen Rohren der Nennweiten 100, 115 125 und 150 mm ausgebaut. Um einen seitlichen Wasserzutritt zu verhindern, wurden die Filterrohre mit einem Kunststoff-Dichtungsmantel umschlossen. Damit wird auf der gesamten Rohrstrecke ein konstanter Volumenstrom gewährleistet. Nicht untersucht werden konnten mit dieser Eichanlage allfällige Einflüsse seitlich durch die Filterschlitze eintretenden Wassers. In dieser Beziehung stehen lediglich die Feldmessungen in den zahlreichen Aufschlussbohrungen im Testgebiet zur Verfügung, vgl. auch Kapitel 14.

Durchflussmessung (1

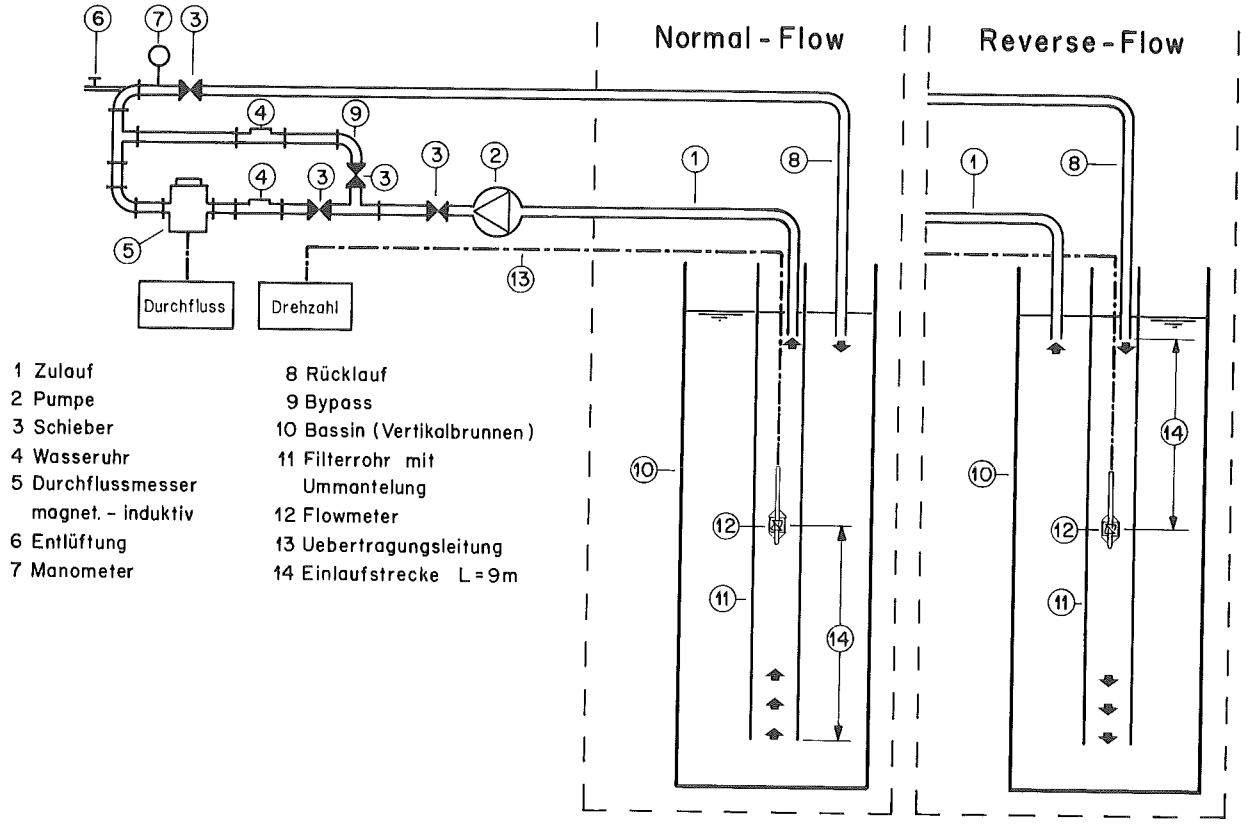
Für die Durchflussmessung wurde in einer Baubaracke neben dem Versuchsbrunnen eine Messstrecke eingerichtet. Kernstück dieser Messstrecke ist ein magnetisch-induktiver Durchflussmesser, der uns von der Landeshydrologie in verdankenswerter Weise zur Verfügung gestellt worden ist. Der Durchflussmesser besteht aus einem Messwertgeber vom Typ Magnetoflow, einem Verstärker und einem Digital-Anzeigegerät. Für das Messgeber- und Verstärkersystem zusammen wird eine Linearität besser als ± 0.3% und eine Genauigkeit von ± 1% angegeben. Das Digital-Anzeigegerät verfügt über eine Momentananzeige in ℓ/s und ein Zählwerk für die Durchflussummenbildung. Zur Kontrolle der magnetisch-induktiven Durchflussmessung dienten zwei Wasseruhren und periodische Behältermessungen nach der Norm SIA 109 für Wassermessungen. Vergleichsmessungen im Messbereich von 0.1 - 6 l/s belegten eine Messgenauigkeit unter 1%.

Normal- und Reverse-Flow Eichung sowie Stand- und Fahrteichung

Wie das Anlageschema zeigt, wird bei der Normal-Flow Eichung mit einer Saugpumpe Wasser aus dem Filterrohr abgepumpt, über die Durchfluss-Messstrecke geleitet und anschliessend in den Brunnen zurückgeführt. Umgekehrt wird bei der Reverse-Flow Eichung das Wasser aus dem Filterbrunnen gepumpt und nach Ermittlung der Durchflussmenge oben in das Filterrohr eingeleitet. In beiden Fällen wird eine Einlaufstrecke von 9 m eingehalten, um eine vollständige Ausbildung des Geschwindigkeitsprofiles zu gewährleisten. Befindet sich die Flowmetersonde in Ruhe ($v_F = 0$), spricht man auch von einer Standeichung. Bewegt sich die Sonde während den Eichmessungen mit einer bestimmten Geschwindigkeit im Filterrohr auf oder ab, spricht man dagegen von einer Fahrteichung.

(1 Wir danken der Landeshydrologie für die zur Verfügung gestellten Messgeräte

Figur 12.18 Provisorische Flowmeter-Eichanlage Aefligen: Anlageschema

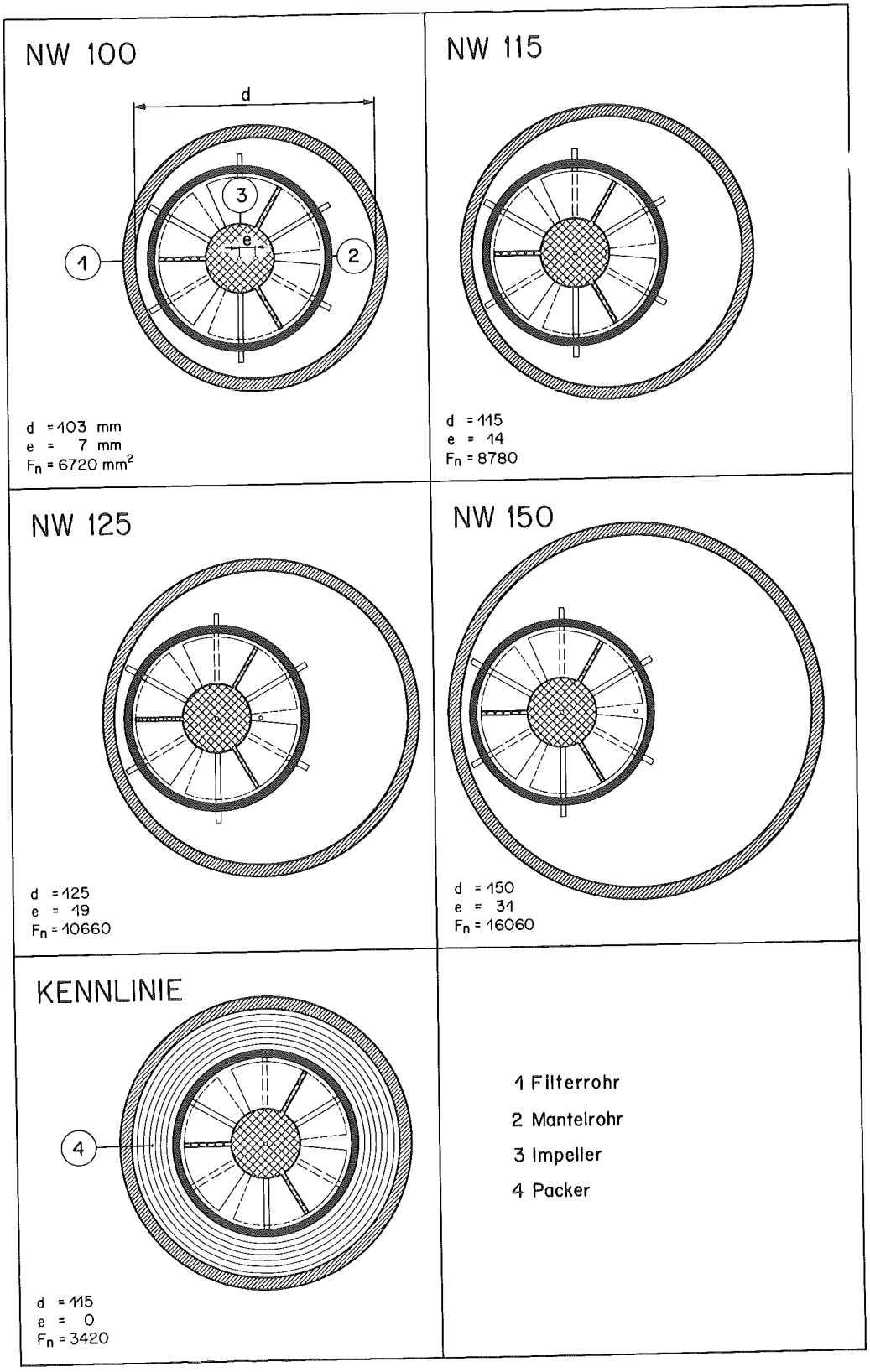


In Figur 12.19 sind die Anordnungen der Flowmetersonde im Filterrohrquerschnitt dargestellt. Die Eichbeziehungen in den Filterrohren der Nennweiten 100 - 150 mm wurden für eine maximale Exzentrizität (Sonde am Filterrohr anliegend) aufgenommen. Eichbeziehungen für zentrische Anordnung wurden nicht bestimmt. Aufgrund der theoretischen Betrachtungen im Abschnitt 12.5.2 dürfte der Einfluss der Exzentrizität in Filterrohren mit Nennweiten von 100 - 150 mm gering sein.

Die Messwerte für die Standeichung gehen aus dem Anhang A-12-1 bis A-12-4 hervor. Die grafische Auswertung, analog zu Figur 12.16 (v_F wird ersetzt durch Q_Z), ist im Anhang A-12-5 bis A-12-6 dargestellt.

Die sehr geringe Streuung der Messwerte um die Eichgeraden belegt die hohe Präzision der Messung. Im Vergleich mit der Normal-Flow-Eichung zeigt die Reverse-Flow-Eichung grössere Streuungen. Diese Abweichungen sind grösstenteils auf versuchstechnische Schwierigkeiten zurückzuführen: Bei der Rückführung des Wassers von der Durchfluss-Messstrecke, vgl. Figur 12.18, wurde infolge Unterdruck im Leitungssystem zeitweise etwas Luft angesaugt und dementsprechend die Reaktion der Sonde auf ein Luft-Wasser-Gemisch gemessen. Durch entsprechende Abänderung der Eichanlage konnten diese Schwierigkeiten im Laufe der Eichung behoben werden.

Figur 12.19 Anordnung der Flowmetersonde im Filterrohrquerschnitt



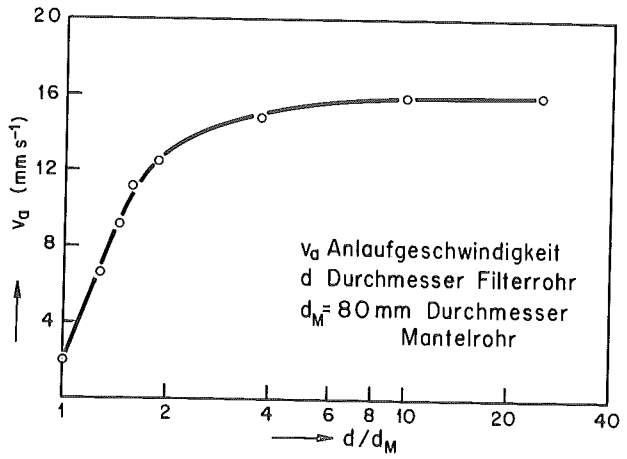
Die ermittelten Zahlenwerte der Eichbeziehungen für Kunststoffilterrohre der Nennweiten 100 bis 150 mm gehen aus dem Anhang A-12-5 und A-12-6 hervor. Mit Hilfe dieser Werte wurden alle Kleinpumpversuche und Flowmetermessungen im Testareal Aefligen und im Testgebiet Emmental ausgewertet. Die Berechnung erfolgt mit einem Computerprogramm (HUFSCHMIED,1981).

Die Fahrteichungen in den verschiedenen Filterrohren der Eichanlage ergaben praktisch übereinstimmende Ergebnisse im Vergleich mit den Standmessungen. Auf eine Wiedergabe der Messergebnisse wurde deshalb verzichtet. Infolge der beschränkten Fahrgeschwindigkeit der Flowmetersonde (ca 20 m/min) sind die Eichmöglichkeiten der Fahrteichung beschränkt. Eine Fahrgeschwindigkeit von 20 m/min entspricht einem vertikalen Volumenstrom von lediglich 3.46 l/s. Ein weiteres Problem sind die bei hohen Fahrgeschwindigkeiten zu kurzen Fahrstrecken in den vertikalen Filterrohren, vgl. Figur 12.18. Standeichungen sind deshalb unter den gegebenen Randbedingungen den Fahrteichungen vorzuziehen. Fahrteichungen können jedoch sinnvoll eingesetzt werden, um die Eichbeziehungen im Drehzahlbereich unter ca einer Umdrehung pro Sekunde periodisch zu überprüfen.

Anlaufgeschwindigkeit

Figur 12.20 zeigt die Anlaufgeschwindigkeit der Flowmetersonde FUD als Funktion des Quotienten aus Filterrohrdurchmesser d und Mantelrohrdurchmesser d_M der Sonde. Es zeigt sich eine klare Abhängigkeit der Anlaufgeschwindigkeit von diesem Quotienten: je grösser der Quotient, desto höher ist die benötigte Anlaufgeschwindigkeit, bei der ein gleichmässiges Drehen des Impellers einsetzt. In dieser Abhängigkeit kommen nach unserer Auffassung die Wandeinflüsse (Filterrohr) zur Geltung: Je schmaler der Ringraum zwischen Mantelrohr und Filterrohr, desto mehr wird die Strömung im Ringraum behindert und desto grösser ist die tatsächliche Geschwindigkeit im Impellerquerschnitt.

Figur 12.20 Anlaufgeschwindigkeit der Flowmetersonde FUD als Funktion des Quotienten aus Filterrohrdurchmesser d und Mantelrohrdurchmesser d_M



12.6.5 Vergleich und Schlussfolgerungen

Basierend auf geometrischen Parametern des Impellers und der kinematischen Viskosität des Wassers konnte eine theoretische Beziehung gefunden werden zwischen dem Geschwindigkeitsfeld des Fluids und der Drehzahl des Impellers. Diese Beziehung stimmt gut überein mit der im Versuch ermittelten Impeller-Kennlinie.

Für die Ermittlung des vertikalen Volumenstromes im Filterrohr reichen Informationen über die Impeller-Kennlinie jedoch nicht aus: zusätzliche Kenntnisse sind notwendig über den Geschwindigkeitsquotienten . Für eine berührungslos messende Flowmetersonde wurde ein theoretisches Modell aufgestellt, das den Einfluss der Reynolds-Zahl der Strömung im Rohr sowie die Lage der Sonde im Rohrquerschnitt (Exzentrizität) und den Impellerdurchmesser berücksichtigt.

Vergleiche mit Messwerten zeigen eine gute Uebereinstimmung für höhere Drehzahlen über ca 1 s^{-1} und Filterrohre der Nennweite 100 mm. Für kleine Drehzahlen und grosse Filterrohrdurchmesser sind die Abweichungen vom theoretischen Modell unzulässig gross.

Eine wesentlich bessere Uebereinstimmung konnte mit empirischen Eichbeziehungen in allen Drehzahlbereichen für die wichtigsten Kunststoffilterrohre gefunden werden. Für die handelsüblichen Filterrohr-Nennweiten zwischen 100 und 150 mm wurden Eichbeziehungen sowohl für Normal-Flow als auch für Reverse-Flow auf einer eigens errichteten provisorischen Eichanlage aufgenommen. Nach Abschluss der Forschungsarbeiten musste die Eichanlage wieder demontiert werden.

Eine Eichung der Flowmetersonden im bestehenden Schleppkanal der Landeshydrologie führt leider, das haben die Untersuchungen klar gezeigt, nicht zum Erfolg: die Reaktionsunterschiede zwischen horizontaler und vertikaler Lage der Sonde sind zu gross. Die Wandeffekte der Filterrohre, welche eine wesentliche Rolle spielen, können zudem nur ungenügend nachgebildet werden.

Für die Ersteichung der Flowmetersonden und periodische Nacheichungen, welche im Interesse zuverlässiger Messungen nicht vernachlässigt werden dürfen, entspricht eine permanente Eichanlage einem dringenden Bedürfnis.

Kapitel 13: MODELLVERSUCHE UEBER DIE STROEMUNGSVERHAELTNISSE IM BEREICH DER WASSERENTNAHMESTELLE: HALBRAUMMODELL

Die Strömungsvorgänge im Bereich der Wasserentnahmestelle in einer Aufschlussbohrung sind der direkten Beobachtung in situ weitgehend entzogen. Es ist weder möglich, Stromfäden sichtbar zu machen, noch können die Druckverhältnisse im Filterrohr, in der Filterschüttung und im angrenzenden Aquifer mit vernünftigem Aufwand und ohne Störwirkung in der notwendigen Detaillierung erfasst werden.

Als Alternative bieten sich Modellversuche im Labor an. Modellversuche wurden bei der Bearbeitung brunnenhydraulischer Problemstellungen schon oft mit Erfolg eingesetzt. Erinnert sei hier nur an die Versuche von EHRENBERGER, 1928 über die Ergiebigkeit von Brunnen und die Bestimmung der Durchlässigkeit des Sandes, die Untersuchungen von HALL, 1955 über die stationäre Anströmung gravitärer Brunnen und an die Forschungsarbeiten von NAHRGANG, 1965 über die Anströmung von Vertikalbrunnen mit freier Oberfläche im einförmig homogenen sowie im geschichteten Grundwasserleiter.

Alle uns bekannten Untersuchungen vernachlässigen den Einfluss der Pumpvorrichtungen im Filterrohr. Diesen Einfluss zu untersuchen, war das Ziel der nachfolgend beschriebenen Versuche mit einem Halbraummodell an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich.

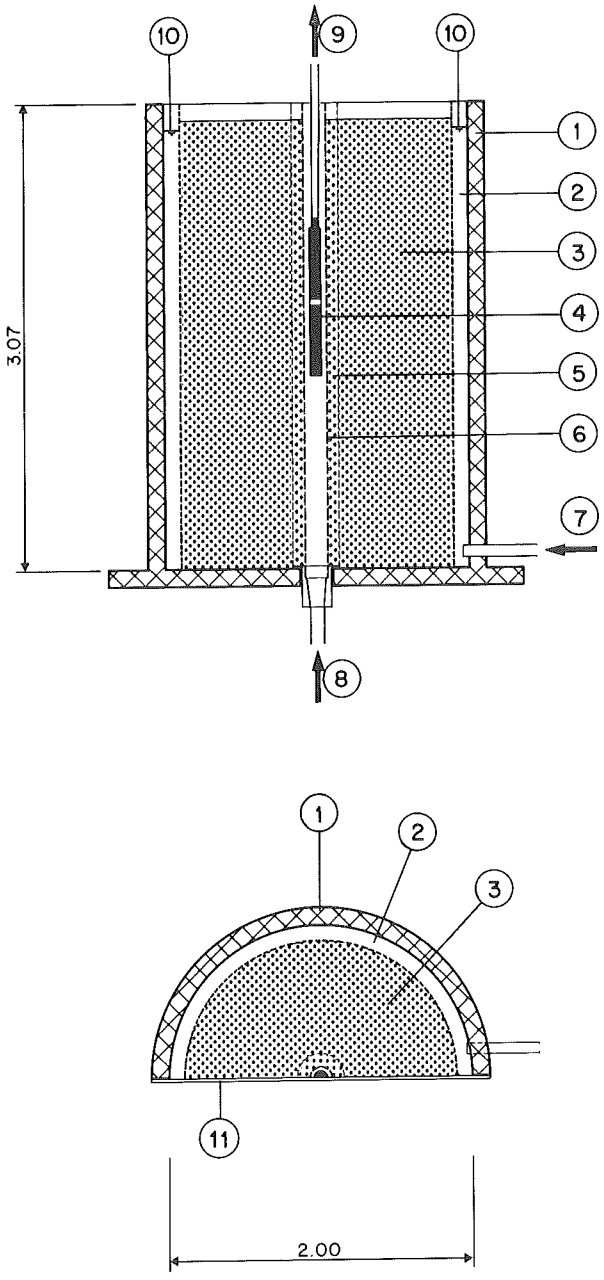
13.1. Beschreibung des Halbraummodelles

Das Halbraummodell ist ein Sandmodell oder Filtrationsmodell (LUCKNER et al. 1975) im Massstab 1:1. Der Modellmassstab 1:1 wurde gewählt, um direkt mit handelsüblichen Brunnenfilterrohren arbeiten zu können und um alle Massstabsprobleme auszuschliessen.

Das Halbraummodell besteht, wie Figur 13.1 zeigt, aus einem Stahlbeton-Halbzylinder mit einem Innendurchmesser von 2.0 m und einer Höhe von etwas mehr als 3.0 m. Im Innern des Halbzylinders befindet sich eine Sandschüttung, welche den Aquifer simuliert. Zwischen dem Aquifer und dem Halbzylinder liegt ein offener Ringraum, welcher eine freie Wasserzirkulation und einen konstanten Ruhespiegel am äussern Aquiferumfang sicherstellt. Nach innen wird der Aquifer durch eine Filterschüttung begrenzt, welche ihrerseits an das Filterrohr anschliesst. Im Innern des Filterrohres befindet sich eine als Saugheber konstruierte Nachbildung einer Unterwasserpumpe samt Steigleitung. Pumpe und Steigleitung weisen ebenfalls eine halbzylindrische Form auf. Die äusseren Abmessungen der Pumpe sind einem bei Kleinpumpversuchen in Aufschlussbohrungen häufig verwendeten handelsüblichen Pumpentyp nachgebildet.

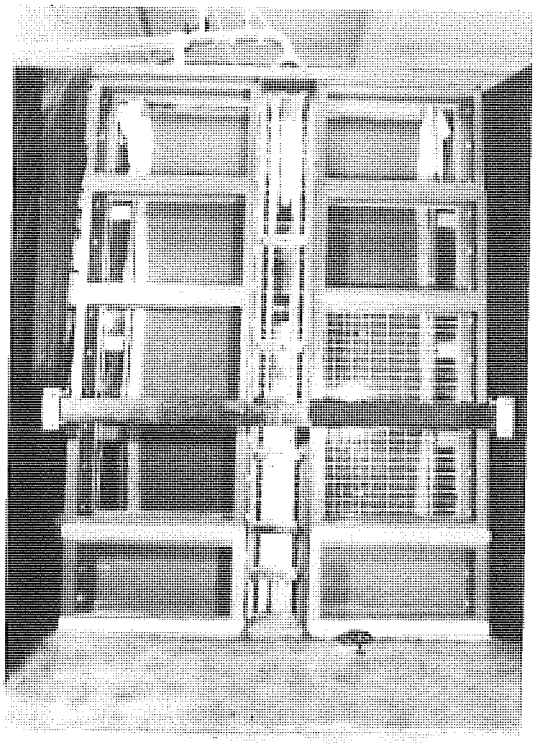
Die Wasserzuströmung erfolgt einerseits seitlich in den freien Ringraum aussen am Aquifer, anderseits von unten als vertikaler Zufluss in das Filterrohr. Die Gesamtmenge des zugeführten Wassers fliesst bei stationärem Betrieb des Modells über den Saugheber ab. Zuflüsse und Wegfluss werden einzeln gemessen.

Figur 13.1 Halbraummodell einer Aufschlussbohrung
Ansicht und Schnitt



1 Halbzylinder
2 freier Ringraum
3 Aquifer
4 Unterwasserpumpe
5 Filterschüttung
6 Filterrohr
7 seitlicher Zufluss
8 vertikaler Zufluss
9 Saugheber
10 Ruhespiegel
11 Kristallglas

Figur 13.2 Frontansicht des Halbraummodelles



Die Vorderfront des Modells ist zu einem grossen Teil mit Kristallglas-Fenstern versehen. Diese Fenster erlauben, mit Fluorescenz-Farbstoff sichtbar gemachte Stromfäden im Aquifer, in der Filterschüttung und im Filterrohr zu verfolgen. Ein Koordinatennetz in der rechten unteren Hälfte des Modells erleichert dabei die Auswertung fotografischer Aufnahmen der Stromfäden.

Zahlreiche Piezometer dienen der Ermittlung der Druckverteilung (Standrohrspiegelhöhen) im Filterrohr, in der Filterschüttung und im Aquifer.

Aquifer

Der Aquifer besteht aus einer von Hand in erdfeuchtem Zustand eingebrachten, lose geschütteten Sandfüllung mit einer Körnung von 0.7 - 1.4 mm bei einer Ungleichförmigkeit C_u = 1.4. Der äussere Radius der halbzylindrischen Füllung beträgt 0.90 m, der innere Radius 0.15 m. Die Durchlässigkeit der Sandfüllung konnte mit Hilfe der Standrohrspiegelhöhen der Messstellen im Aquifer berechnet werden. Sie varierte je nach Wassertemperatur und Lufteinschlüssen im Sand zwischen ca. 4.5 und 6.2 10^{-3} m/s.

Filterschüttung

Die Filterschüttung zwischen Brunnenfilter und Aquifer besteht aus einem lose geschütteten Kies der Körnung 6.0 - 8.3 mm bei einer Ungleichförmigkeit C_u = 1.2. Die hydraulischen Eigenschaften des Filterkieses können mit guter Näherung denjenigen, beschrieben in Abschnitt 10.1.3, gleichgesetzt werden.

Filterrohre

Als Brunnenfilter wurden normalwandige, glatte Kunststoffilterrohre mit

horizontaler Schlitzung verwendet[1], wie sie üblicherweise in der Schweiz in Aufschlussbohrungen eingebaut werden (HUFSCHMIED, 1978). Die Versuchsserien erstreckten sich auf Filterrohre der Nennweiten 100, 115 und 150 mm. Die Schlitzweiten betrugen jeweils 1.0 mm.

Unterwasserpumpe

Die Unterwasserpumpe wird durch einen halbzylindrischen Messing-Hohlkörper mit einer Gesamtlänge von 970 mm und einem Durchmesser von 95 mm simuliert. Der untere Teil des Hohlkörpers (in Wirklichkeit der Pumpenmotor) ist 500 mm, der obere Teil (eigentliche Pumpe) ist 420 mm lang. Dazwischen befindet sich der Pumpenseiher mit einer Länge von 50 mm.

Der Einfluss der Lage der Pumpe im Filterrohrquerschnitt wurde untersucht, indem die Pumpe zentrisch und exzentrisch (am Filterrohr anliegend) angeordnet wurde. Zwischen zentrischer und exzentrischer Lage zeigten sich keine wesentlichen Unterschiede in Bezug auf die Grösse des Ringraumverlustes Δh_p.

Vertikaler Zufluss

Weil das Halbraummodell nur einen Ausschnitt aus einem natürlichen Aquifer in der unmittelbaren Umgebung der Wasserentnahmestelle darstellt, ist ein vertikaler Zufluss von unten in das Filterrohr erforderlich, um die in Natur vorkommenden Strömungsfälle simulieren zu können. Der vertikale Zufluss Q_V entspricht dem Zufluss aus einem fiktiven Aquifer zu einem fiktiven Filterrohr unterhalb der Modellsohle.

Q_V wurde bei allen Versuchsserien zwischen 0 und 3.0 l/s in Schritten von 0.5 l/s variiert. Bezogen auf den Vollraum sind diese Werte mit einem Faktor zwei zu multiplizieren.

Seitlicher Zufluss

Der seitliche Zufluss Q_S entspricht der radialen Zuströmung aus dem Aquifer zwischen der Modellsohle und dem Grundwasserspiegel. Q_S wurde ebenfalls zwischen 0 und 3.0 l/s in Schritten von 0.5 l/s variiert.

Bezogen auf den Vollraum sind auch diese Werte zu verdoppeln.

Fördermenge der Pumpe

Die Gesamtmenge Q des seitlich und von unten zufliessenden Wassers wird durch die als Saugheber arbeitende Attrappe der Unterwasserpumpe abgeführt. Da nur stationäre Strömungsfälle untersucht worden sind, gilt:

$$Q = Q_V + Q_S \qquad (13.1)$$

---

1) Wir danken der Firma Schoenebeck Brunnenfilter GmbH für die Ueberlassung der Brunnenfilterrohre.

Von den 49 möglichen Kombinationen von Q_V und Q_S wurden nur diejenigen untersucht, deren Gesamtsumme $Q \leq 3.5$ l/s (im Vollraum ≤ 7.0 l/s) ist. Höhere Fördermengen aus kleinkalibrigen Filterrohren mit Nennweiten zwischen 100 und 150 mm kommen in der Praxis kaum vor.

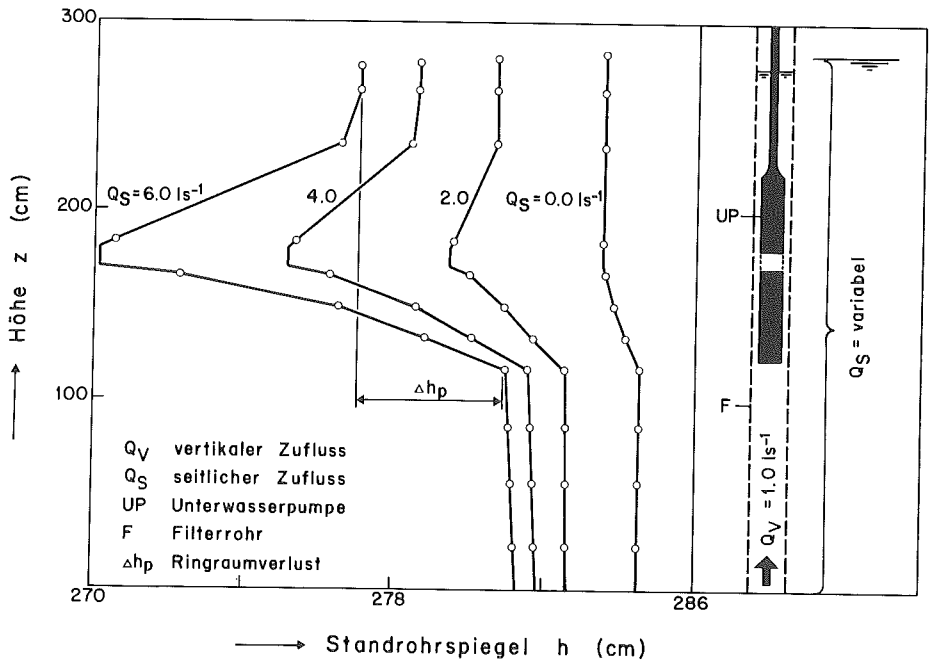
Grundwasserspiegel

Der Einfluss der Lage der Unterwasserpumpe bezüglich dem Grundwasserspiegel wurde untersucht, indem Versuchsserien mit drei unterschiedlichen Wasserspiegeln im freien Ringraum ausgeführt wurden. Die entsprechenden Wasserspiegel waren 284 cm, 264 cm resp. 244 cm über der Modellsohle.

13.2 Ergebnisse der Standrohrspiegelmessungen und Farbtracerversuche

Figur 13.3 zeigt ein charakteristisches Bild für die vertikale Verteilung der Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr. Im Beispiel wurde der vertikale Zufluss Q_V mit 1.0 l/s (Vollraum) konstant gehalten und der seitliche Zufluss Q_S schrittweise von 0.0 auf 6.0 l/s (Vollraum) gesteigert. Der Grundwasserspiegel aussen am Aquifer lag immer bei 284 cm über der Modellbasis.

Figur 13.3 Verteilung der Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr NW 115 mm, bei konstantem Zufluss Q_V und variablem Zufluss Q_S. Volumenstromwerte gelten für den Vollraum.



Strömungsfall Q_S = 0.0 l/s

Im Falle Q_S = 0.0 l/s zeigt sich eine Abnahme der Standrohrspiegelhöhen im Ringraum zwischen "Pumpenmotor" (untere Hälfte der Pumpe) und Filterrohr, wobei der hydraulische Gradient in Richtung der z-Achse kleiner wird. Ueber dem Pumpenseiher sind die Standrohrspiegelhöhen dagegen praktisch konstant.

Der abnehmende hydraulische Gradient im Ringraum ist nur so zu erklären, dass Wasser aus dem Ringraum durch die Filterschlitze in die Filterschüttung austritt und der Volumenstrom im Ringraum, je näher wir dem Pumpenseiher kommen, immer kleiner wird.

Farbtracerversuche haben gezeigt, dass das aus dem Ringraum zwischen "Pumpenmotor" und Filterrohr in die Filterschüttung austretende Wasser in dieser nach oben strömt und erst auf der Höhe des Pumpenseihers und darüber wieder in das Filterrohr eintritt.

Strömungsfall Q_S = 6.0 l/s

Im Falle Q_S = 6.0 l/s zeigt sich eine markante Abnahme der Standrohrspiegelhöhen im Ringraum zwischen "Pumpenmotor" und Filterrohr in Richtung des Pumpenseihers. Weiter ist festzustellen, dass der hydraulische Gradient im Ringraum in Richtung des Pumpenseihers zunimmt. Ein ähnliches Bild zeigt sich für den Ringraum zwischen Pumpe und Filterrohr über dem Pumpenseiher.

Der zunehmende hydraulische Gradient in Strömungsrichtung (von unten resp. von oben zum Pumpenseiher) ist darauf zurückzuführen, dass Wasser aus der Filterschüttung in das Filterrohr eintritt und dadurch der Volumenstrom im Ringraum in Richtung des Pumpenseihers zunimmt. Das Ergebnis der Standrohrspiegelmessungen im Filterrohr wird bestätigt durch die Farbtracerversuche und die Standrohrspiegelmessungen in der Filterschüttung.

Die Strömungsfälle mit Q_S = 2.0 und 4.0 l/s unterscheiden sich nicht grundlegend vom Fall mit Q_S = 6.0 l/s. Dies gilt auch für alle übrigen Versuchsserien mit anderen Filterrohrdurchmessern und unterschiedlicher Höhenlage des Grundwasserspiegels. Auf eine detaillierte Darstellung der Messergebnisse analog zu Figur 13.3 wurde deshalb verzichtet.

Schlussfolgerungen

Die umfangreichen Standrohrspiegelmessungen und Farbtracerversuche lassen folgende Schlussfolgerungen in Bezug auf die Strömungsverhältnisse und die wichtigsten Einflussgrössen zu:

(1) Ueberwiegt der vertikale Zufluss gegenüber der seitlichen Zuströmung, wird das Wasser im Filterrohr im Bereich der Pumpe in zwei Teilströme aufgeteilt. Ein Teilstrom fliesst im Ringraum zwischen Pumpe und Filterrohr direkt zum Pumpenseiher. Der Rest wird aus dem Filterrohr verdrängt, strömt in der Filterschüttung und teilweise sogar im Aquifer auf die Höhe des Pumpenseihers und darüber und tritt dort durch die

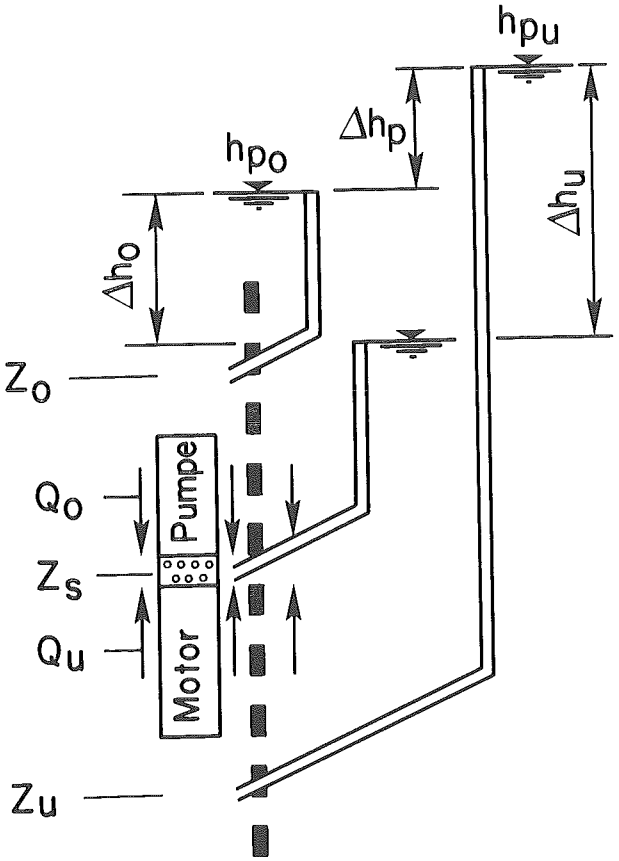
Filterschlitze wieder in das Filterrohr ein. Die Mengenanteile der beiden Teilströme sind abhängig von der geförderten Wassermenge. Im allgemeinen gilt: Je grösser der Förderstrom Q, desto kleiner der Anteil im Ringraum zwischen Pumpe und Filterrohr.

(2) Bei hoher radialer Zuströmung im Bereich der Wasserentnahmestelle verhindert der gegen das Filterrohr gerichtete radiale Gradient, dass Wasser aus dem Ringraum in die Filterschüttung austritt. In diesem Falle bleibt der vertikale Volumenstrom im Ringraum konstant oder nimmt zu, wenn Wasser aus der Filterschüttung zuströmt.

(3) Die Strömungsverhältnisse im Bereich der Wasserentnahmestelle werden hauptsächlich beeinflusst durch: die geometrischen Abmessungen der Unterwasserpumpe (Länge und Durchmesser von Motor, Seiher und Pumpe) und des Filterrohres (Filterrohrdurchmesser), die Reibungszahlen der Strömung im Ringraum (abhängig von der Oberflächenstruktur von Pumpe und Filterrohr sowie der Zu- resp. Wegströmung durch die Filterschlitze), die Durchlässigkeiten der Filterschüttung und des Aquifers in horizontaler und vertikaler Richtung, die Strömungsverluste bei der Durchströmung der Filteröffnungen, sowie die Lage der Pumpe bezüglich dem Grundwasserspiegel.

13.3 Abschätzung der Ringraumverluste

Figur 13.4 Ringraumverlust



Unter dem Ringraumverlust verstehen wir die Standrohrspiegeldifferenz Δh_p zwischen den Höhenkoten z_u und z_o unterhalb resp. oberhalb der Unterwasserpumpe.

$$\Delta h_p \equiv h_{pu} - h_{po} = \Delta h_u - \Delta h_o \quad (13.2)$$

Darin bedeuten h_{pu} die Standrohrspiegelhöhe im Filterrohr auf der Höhenkote z_u und h_{po} diejenige auf der Kote z_o, vgl. auch mit den Figuren 9.1 und 9.2.

Δh_u entspricht der Standrohrspiegeldifferenz zwischen den Koten z_u und z_s auf der Höhe des Pumpenseihers, h_o derjenigen zwischen den Koten z_o und z_s.

Standrohrspiegelmessungen und Farbtracerversuche im Halbraummodell haben gezeigt, dass der Ringraumverlust der Differenz der Strömungsverluste zwischen den Koten z_u, z_s und z_o entspricht und weitgehend von der Grösse der Volumenströme Q_u und Q_o abhängig ist, die dem Pumpenseiher von unten und von oben zuströmen, vgl. auch Figur 13.3.

Gestützt auf diese Ergebnisse erachten wir es als sinnvoll, folgenden Ansatz für die Berechnung des Ringraumverlustes zu wählen:

$$\Delta h_p = \xi_u Q_u |Q_u| + \xi_o Q_o |Q_o| \quad (13.3)$$

Darin bedeuten ξ_u und ξ_o Widerstandszahlen für die Strömung im Ringraum und in der Filterschüttung zwischen den Knoten z_u und z_s resp. zwischen z_o und z_s, Q_u und Q_o sind die Volumenstromanteile, welche dem Seiher von unten resp. von oben zufliessen.

Widerstandszahlen ξ können für einfache theoretische Modelle analytisch berechnet werden. Der Einfluss der radialen Zuströmung im Bereich der Wasserentnahmestelle (radialer Gradient) muss dabei jedoch vernachlässigt werden. Die Volumenstrom-Komponenten Q_u und Q_o lassen sich für den Fall eines

homogenen Aquifers abschätzen. Einigermassen zuverlässig können sie jedoch nur mit Hilfe von Flowmetermessungen unmittelbar unter der Unterwasserpumpe ermittelt werden. Ein entsprechendes Verfahren ist in Abschnitt 11.3.4 dargestellt. In (13.3) ist zu beachten, dass der Volumenstrom in Richtung der z-Achse positiv, entgegengesetzt zur z-Achse negativ angenommen wird.

13.3.1 Ermittlung der Widerstandszahlen

Das nachfolgend beschriebene Verfahren für die Ermittlung der Widerstandszahlen ζ_u und ζ_o geht von der durch die Modellversuche erhärteten Vorstellung aus, dass sich der vertikale Volumenstrom Q_u resp. Q_o im Bereich der Unterwasserpumpe in zwei Teilströme aufteilt. Der Teilstrom Q_R fliesst direkt, der Teilstrom Q_K via Filterschlitze und Filterschüttung zum Pumpenseiher.

Das Verfahren gilt sowohl für ζ_u als auch für ζ_o, weshalb die Indizes u und o weggelassen werden. Q bedeutet hier dementsprechend Q_u, resp. Q_o, jenachdem, ob ζ_u oder ζ_o berechnet werden soll. Es gilt:

$$Q = Q_u \text{ oder } Q_o = Q_R + Q_K \qquad (13.4)$$

Mit $$\alpha \equiv Q_K/Q_R \qquad (13.5)$$

folgt $$Q_R = \frac{1}{1+\alpha} Q \qquad (13.6)$$

und $$Q_K = \frac{\alpha}{1+\alpha} Q \qquad (13.7)$$

Ansatz für die Berechnung der Verlusthöhen

Für die Strömung durch die Filterschlitze und in der Filterschüttung kann formal folgender Ansatz gewählt werden, vgl. auch Kapitel 5,10 und 11.

$$\Delta h = \Delta h_u \text{ oder } \Delta h_o = (A + B\, Q_K)\, Q_K \qquad (13.8)$$

Darin bedeuten A und B Widerstandskoeffizieten. Vernachlässigt man die Verluste bei der Strömung durch die Filterschlitze gegenüber denjenigen in der Filterschüttung, gilt für die Strömung im Ringquerschnitt zwischen dem Filterrohr und dem Bohrloch:

$$A = L\, (k_{Kv}\, (r_3^{\,2} - r_2^{\,2})\, \pi)^{-1} \qquad (13.9)$$

Darin bedeutet L die Länge des Strömungsweges in Richtung der z-Achse, k_{Kv} die vertikale Durchlässigkeit der Filterschüttung, r_3 der Bohrlochradius und r_2 der Aussenradius des Filterrohres. Für L kann man auch schreiben

$L = z_s - z_u$ oder $z_o - z_s$, jenachdem ob Δh_u oder Δh_o

berechnet werden soll.

Für B gilt:

$$B = \frac{b_K}{\pi^2} \; (r_3{}^2 - r_2{}^2)^{-2} \; L \qquad (13.10)$$

mit b_K nach Gleichung (10.9).

Für die Strömung im Ringraum zwischen Unterwasserpumpe und Filterrohr wählen wir in Analogie zur Strömung in Rohren mit veränderlichem und nicht kreisförmigem Querschnitt folgenden Ansatz:

$$\Delta h = \Delta h_u \text{ oder } \Delta h_o = C \, Q_R{}^2 \qquad (13.11)$$

mit

$$C = (\lambda_R \frac{L}{d_H} + \zeta_R) \frac{1}{2 g F_R^2} \qquad (13.12)$$

Darin bedeutet λ_R die Reibungszahl für den Ringschlitz zwischen Unterwasserpumpe und Filterrohr, L die Länge von Motor resp. Pumpe, d_H der hydraulische Durchmesser des Ringschlitzes, ζ_R der Beiwert für den Verlust an kinetischer Energie und F_R die Ringschlitzfläche.

Setzt man (13.8) gleich (13.11) und berücksichtigt (13.6) und (13.7), folgt eine Gleichung für

$$\alpha = \frac{-A + \sqrt{A^2 + 4CQ\,(A + BQ)}}{2\,(A + BQ)} \qquad (13.13)$$

Ist α bekannt, können auch die Teilströme Q_R und Q_K berechnet werden. In einem nächsten Schritt folgt sodann die gesuchte Beziehung für ξ nach dem Prinzip der parallel geschalteten Widerstände

$$\xi = \xi_u \text{ oder } \xi_o = C \frac{Q_R{}^2}{Q^2} = C \left(\frac{1}{1+\alpha} \right)^2 \qquad (13.14)$$

Eine allfällige Abhängigkeit von λ_R und ζ_R von der Strömungsgeschwindigkeit im Ringschlitz kann durch iterative Berechnung, ausgehend von einer Anfangsschätzung, leicht berücksichtigt werden. Das aufgezeigte Verfahren eignet sich gut für die Berechnung auf Kleincomputern oder Taschenrechnern.

Berechnungsbeispiel:

Wir betrachten einen Ringschlitz mit umgebender Filterschüttung von der Länge L = 1.0m. Es soll die Aufteilung eines vertikalen Volumenstromes Q = 6.0 l/s auf Ringschlitz und Filterschüttung berechnet werden. Weiter interessiert der Strömungsverlust Δh und die Widerstandszahl ξ.

Eigenschaften des Filterkieses: $k_K = 9.0 \; 10^{-2}$ m/s, $b_K = 1490 \; m^{-2} s^2$ (vgl. Abschnitt 10. 1.3)

Bohrloch: $r_3 = 0.15$ m; $r_2 = 0.0625$ m (Filterrohr NW 115 mm)

Ringschlitz: $r_1 = 0.0575$ m (Innenradius Filterrohr);
$r_p = 0.0475$ m (Radius des Pumpenmotors);
$\lambda_R = 0.04$ (vgl. auch Abschnitt 11.3.3)
$\zeta_R = 1.0$ (kinetische Energie für die Beschleunigung des Wassers im Ringraum)

Mit den Gleichungen (13.9) und (13.10) werden A und B berechnet.

$$A = 190.2 \text{ m}^{-2}\text{s}^1;$$
$$B = 4.37\ 10^5 \text{ m}^{-5}\text{s}^2.$$

Weiter folgt nach (13.12) mit $d_H = 2\ (r_1 - r_p)$ und $F_R = (r_1^{\ 2} - r_p^{\ 2})\pi$

$$C = 14040 \text{ m}^{-5}\text{s}^2.$$

Aus Gleichung (13.13) folgt nun $\alpha = 0.143$. Die Gleichungen (13.6) und (13.7) ergeben sodann die gesuchten Werte für Q_R und Q_K:

$$Q_R = 5.25 \text{ l/s};$$

$$Q_K = 0.75 \text{ l/s}.$$

Von den 6.0 l/s strömen demnach 5.25 l/s im Ringschlitz zwischen Pumpe und Filterrohr und 0.75 l/s in der Filterschüttung aussen am Filterrohr.

Mit Gleichung (13.8) oder (13.11) berechnet sich der Standrohrspiegelunterschied für einen Fliessweg von einem Meter:

$$\Delta h = 0.39 \text{ m}$$

Schlussendlich folgt für die Widerstandszahl:

$$\xi = 10750 \text{ m}^{-5}\text{s}^2.$$

Mit dem hier vorgestellten Verfahren können die Widerstandszahlen für die in der Praxis üblichen Typen von Unterwasserpumpen, Filterrohren und Filterschüttungen bei Bedarf abgeschätzt werden.

13.3.2. Ermittlung der Volumenstrom-Komponenten Q_u und Q_o

Wie wir in Gleichung (13.13) gesehen haben, ist die Aufteilung des vertikalen Volumenstromes Q, d.h. Q_u und Q_o wegen der Nichtlinearität der Strömungswiderstände im Ringschlitz und in der Filterschüttung vom Volumenstrom selbst abhängig. Der Ringraumverlust selbst berechnet sich zudem aus der Summe (resp. Differenz) zweier Verlustwerte in Abhängigkeit von Q_u und Q_o. Möglichst gute Kenntnisse über Q_u und Q_o sind deshalb eine Voraussetzung für die zuverlässige Berechnung des Ringraumverlustes.

Ermittlung von Q_u und Q_o im homogenen Aquifer

In einem homogenen Aquifer sind Q_u und Q_o bei kleiner Absenkung des Brunnenwasserspiegels, vgl. Kapitel 8, von der Höhenlage der Pumpe bezüglich Grundwasserspiegel und Grundwasserstauer abhängig. Es gilt bei einer konstanten Zuströmung über das vertikale Profil

$$Q_u = q_r z_s = Q \frac{z_s}{M} \quad ; \; Q_o = Q_u - Q \tag{13.15}$$

Dürfen die Ringraumverluste gegenüber der Brunnenabsenkung nicht vernachlässigt werden, muss Q_u nach Gleichung (12.70) berechnet werden.

$$Q_u = Q_z'' \; ; \quad Q_o = Q_u - Q \tag{13.16}$$

In obigen Gleichungen bedeutet z_s die Höhenlage des Pumpenseihers über dem Grundwasserstauer, M die Grundwassermächtigkeit und Q die Fördermenge der Pumpe.

Beispiel

Es soll der Ringraumverlust berechnet werden für eine Unterwasserpumpe mit einer Länge von Pumpenmotor und Pumpe von je 0.5 m, in einem Filterrohr der Nennweite 115 mm. Die Fördermenge der Pumpe beträgt 4.0 l/s. Alle übrigen Angaben sind identisch mit dem Berechnungsbeispiel in Abschnitt 13.3.1. Die Ringraumverluste sollen berechnet werden für die Höhenlagen z_s = M; z_s = 0.75 M; z_s = 0.5 M; z_s = 0.25 M und z_s = 0. Für die Berechnung von Q_u und Q_o sei Gleichung (13.15) zulässig.

Tabelle 13.1 Beispiel für die Berechnung der Ringraumverluste Δh_p

z_s	Q_u l/s	Q_o l/s	α_u	α_o	ξ_u $m^{-5}s^2$	ξ_o $m^{-5}s^2$	Δh_u m	Δh_o m	Δh_p m
1.0 M	4.0	0.0	0.154	0.000	7029	9361	0.112	0.000	0.112
.75 M	3.0	-1.0	0.140	0.078	7203	8055	0.065	-0.008	0.057
.50 M	2.0	-2.0	0.118	0.118	7489	7489	0.030	-0.030	0.000
.25 M	1.0	-3.0	0.078	0.140	8055	7203	0.008	-0.065	-0.057
0.0 M	0.0	-4.0	0.000	0.154	9361	7029	0.000	-0.112	-0.112

Obiges Beispiel zeigt klar, dass die Ringraumverluste massgebend von der Höhenlage der Unterwasserpumpe abhängig sind. Befindet sich die Pumpe unmittelbar unter dem Grundwasserspiegel, ist Δh_p am grössten. In

Aquifermitte ist $\Delta h_p = 0$. Unterhalb der Aquifermitte sind die Ringraumverluste negativ, d.h. die Standrohrspiegelhöhe über der Pumpe ist höher als diejenige unterhalb der Pumpe, vgl. auch Figur 13.4.

Ermittlung von Q_u und Q_o aus Flowmetermessungen

Flowmetermessungen erlauben eine relativ zuverlässige Abschätzung der Volumen-Komponenten Q_u und Q_o zum Pumpenseiher. Man geht aus von der ersten Flowmetermessung unterhalb der Unterwasserpumpe, bezeichnet mit Q_z, und bildet die Differenz zur Fördermenge Q der Pumpe. Die Differenzmenge $Q-Q_z$ strömt dem Filterrohr zwischen dem Flowmeter-Messpunkt und dem Grundwasserspiegel zu. Es stellt sich nun nur noch die Frage, wie die radiale Zuströmung q_r auf dieser Filterstrecke aussieht.

Das einfachste Modell ist das einer konstanten Zuströmung, beschrieben in Abschnitt 11.3.4. Aufwendiger zu berechnen ist das Modell einer konstanten Durchlässigkeit, mit einer Zuströmung entsprechend dem hydraulischen Gradienten am Uebergang zwischen Bohrloch und Aquifer. Vergleichsberechnungen haben gezeigt, dass keines der beiden Modelle eindeutig vorzuziehen ist. In beiden Fällen können die Gegebenheiten in Natur von den Modellannahmen etwa in gleichem Umfange abweichen.

13.4 Schlussfolgerungen aus den Modellversuchen

Die Modellversuche und theoretischen Ueberlegungen zu den Ringraumverlusten zeigen klar, dass die Ringraumverluste rechnerisch lediglich grob abgeschätzt werden können: Zu viele unbekannte Parameter beeinflussen den Strömungsvorgang.

Frühere Kleinpumpversuche mit Unterwasserpumpen können nur approximativ umgerechnet werden, indem wir annehmen, der Grundwasserleiter sei homogen und im Ruhestand strömungslos. Rechenbeispiele haben gezeigt, dass die früher ohne Berücksichtigung von Ringraumverlusten ermittelten Durchlässigkeitswerte teilweise um mehr als eine Zehnerpotenz zu klein sind. Besonders fehleranfällig sind Versuche mit Unterwasserpumpen in Filterrohren der Nennweite 100 mm. Zu warnen ist aber auch vor Versuchen mit Unterwasserpumpen mit Durchmessern von 135 bis 145 mm in Filterrohren der Nennweite 150 mm.

Bei zukünftigen Kleinpumpversuchen mit Unterwasserpumpen empfehlen wir, die Ringraumverluste mit einer Manometerleitung unter die Pumpe direkt zu messen. Die Genauigkeit der Durchlässigkeitsberechnungen kann dadurch wesentlich gesteigert werden. Voraussetzung ist, dass Filterrohre mit einer Nennweite von mind. 115 mm, besser noch 125 mm eingebaut werden.

Kapitel 14: KLEINPUMPVERSUCHE UND FLOWMETERMESSUNGEN

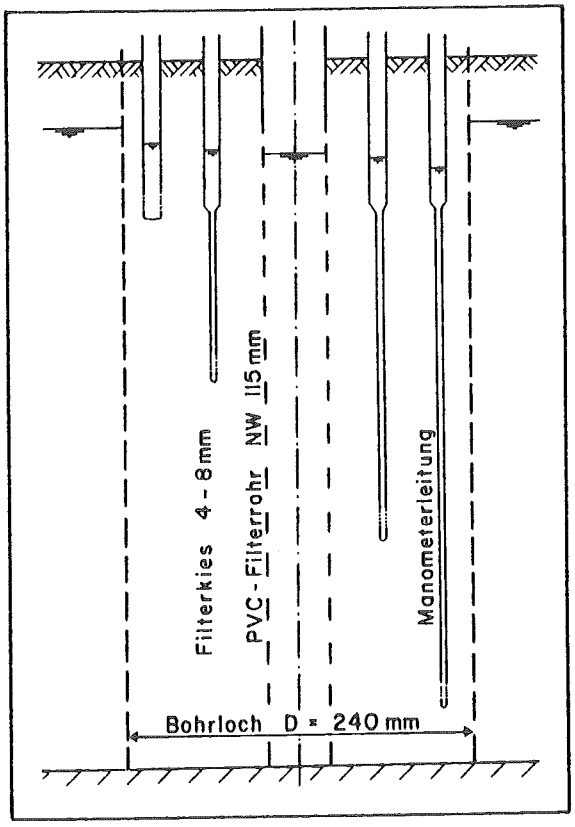
14.1 Vergleichende Versuche im Testareal Aefligen

14.1.1. Ausbau der Versuchsbohrungen im Testareal

Die 13 Versuchsbohrungen im Testareal Aefligen wurden, abgesehen von einer Ausnahme, mit glattwandigen, horizontal geschlitzten Kunststoffilterrohren der Nennweite 115 mm ausgerüstet[1]. Die Schlitzweiten betragen 1.0 oder 1.5 mm. Die Bohrung RB01, vgl. Figur 4.1, weist ein Filterrohr der Nennweite 150 mm auf. Die geometrischen Abmessungen und hydraulischen Eigenschaften der verwendeten Filterrohre wurden ausführlich in Kapitel 11 beschrieben.

Für die Filterschüttung wurde aufgrund der Kornverteilung der Emme- und Vorstossschotter ein Filterkies mit der Körnung 4 - 8 mm gewählt. Seine Eigenschaften sind im Abschnitt 10.1.3 beschrieben.

Figur 14.1 Ausbau der Versuchsbohrungen mit Filterkies, Filterrohr und Manometerleitungen



Um allfällige Strömungsverluste im Filterrohr erfassen zu können, wurden aussen an den Filterrohren zwischen drei und sechs, in der Regel vier Manometerleitungen angebracht. Die Manometerleitungen sind PE-Rohre mit Innendurchmessern von 25 resp. 10 mm. Figur 14.1 zeigt die Anordnung der Manometerleitungen über das vertikale Profil des Aquifers.
Mit den Manometerleitungen können die Standrohrspiegelhöhen auf einer beliebigen Höhenkote z innen oder aussen am Filterrohr gemessen werden. Figur 11.9 zeigt eine entsprechende Messanordnung für die Beobachtung der Filtereintrittsverluste. In Figur 11.15 ist dargestellt, wie die Standrohrspiegelhöhen mit Hilfe von speziellen Messaufsätzen und Präzisionselektroloten ermittelt werden.
Zusätzlich zu den Manometerleitungen wurden bei drei Bohrungen in Abständen von 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 und 8.0 m zur Bohrachse Beobachtungsrohre im Aquifer versetzt.

1) Wir danken der Firma Pumpen-Boese, Burgwedel, für die kostengünstige Ueberlassung der Filterrohre

14.1.2 Ergebnisse der ersten Versuche und Konsequenzen

Messungen der Standrohrspiegelhöhen im Ruhezustand, d.h. ohne dass aus dem Filterrohr gepumpt wurde, zeigten erstaunlich grosse Standrohrspiegelunterschiede auf. Zwischen dem Wasserspiegel im Filterrohr und dem Beobachtungsrohr im Aquifer waren Unterschiede von 10 bis 20 cm zu beobachten. Selbst im Filterrohr zeigten die Manometerleitungen Differenzen von mehreren cm an. In der Regel lagen die Standrohrspiegel der unteren Manometer tiefer.

Als Ursache für die beobachteten Standrohrspiegelunterschiede im Filterrohr vermuteten wir natürliche Vertikalströmungen als Folge von Druckunterschieden im Aquifer. Ueberschlägige Berechnungen zeigten, dass diese Ausgleichsströmungen in der Grössenordnung von ein bis mehreren Litern pro Sekunde liegen müssen.

Unser ursprüngliches Konzept für die Ermittlung des Profil-k-Wertes aus Kleinpumpversuchen, das von einem strömungslosen Ruhezustand ausging, mussten wir aufgrund der beschriebenen Beobachtungen fallen lassen. Weitere Fortschritte waren nur mit einem neuen Konzept für die Kleinpumpversuche möglich, welches die Strömungen im natürlichen Zustand resp. unterschiedliche Standrohrspiegel im Aquifer berücksichtigt.

Das von uns gewählte Verfahren besteht darin, dass Kleinpumpversuche mit Flowmetermessungen des vertikalen Volumenstromes im Filterrohr kombiniert werden. Die theoretischen Grundlagen wurden im Abschnitt 8.3 ausführlich erläutert. Ein grosser Vorteil der Flowmetermessungen ist, dass mit den Kenntnissen über den vertikalen Volumenstrom im Filterrohr eine fundierte Berechnung der Brunnenverluste möglich wird, vgl. Kapitel 9.

Das praktische Vorgehen bei kombinierten Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen wird ausführlich im Abschnitt 14.3 erläutert.

14.1.3 Vergleich verschiedener Berechnungsverfahren für die Ermittlung von Profil-k-Werten

Am Beispiel der Versuchsbohrungen im Testareal Aefligen wurden die wichtigsten, bisher in der Praxis gebräuchlichen, sowie die im Laufe der vorliegenden Forschungsarbeit in Erwägung gezogenen Berechnungsverfahren für die Ermittlung des Profil-k-Wertes miteinander verglichen. Es sind dies:

A: Verfahren ohne Berücksichtigung der Brunnenverluste

Verfahren 1: Faustformel $k_p = Q/\Delta H\ Hm$ (14.1)

Die Faustformel ergibt sich aus Gleichung (8.9), indem $\ln R/r_o = 2\pi$ gesetzt wird. Die Faustformel wurde bei zahlreichen hydrogeologischen Untersuchungen in der Schweiz zur Abschätzung des Profil-k-Wertes angewendet. Eine Diskussion gibt TRUEB, 1973.

Verfahren 2: Dupuit/Sichardt

Die Formel nach Dupuit/Sichardt ergibt sich, wenn in (8.9) die Reichweite nach (8.26) berechnet wird. Auch diese Formel wurde bei zahlreichen hydrogeologischen Untersuchungen in der Schweiz verwendet.

Verfahren 3: Dupuit/Sichardt/Ehrenberger

Die Formel nach Dupuit/Sichardt/Ehrenberger ergibt sich, wenn in (8.9) an Stelle der Brunnenabsenkung ΔH eine um die Hangquelle nach EHRENBERGER, 1928 reduzierte Absenkung $\Delta h = \Delta H - \Delta H^2/2\,H$ eingeführt wird, vgl. auch WERNER, 1974. Mit diesem Verfahren wurden praktisch alle Kleinpumpversuche im Rahmen der hydrogeologischen Untersuchungen im Emmental ausgewertet, vgl. BLAU et al. 1975, 1976, 1981.

Verfahren 4: Theis/Jacob

Das Verfahren nach Theis/Jacob für die Auswertung mehrphasiger Stufenpumpversuche entspricht Gleichung (8.51).

Verfahren 4.1: Entspricht der Anwendung von (8.51) bei Verwendung einer Saugpumpe.

Verfahren 4.2: Entspricht der Anwendung von (8.51) bei Verwendung einer Unterwasserpumpe entsprechend derjenigen, beschrieben in Kapitel 13. Die Ringraumverluste werden bei der Versuchsauswertung vernachlässigt.

B. Verfahren mit Berücksichtigung der Brunnenverluste

Verfahren 5: Zuflussverteilung konstant

Mit diesem Verfahren wurde versucht, die Brunnenverluste rein rechnerisch zu berücksichtigen, indem eine konstante Zuflussverteilung über das vertikale Profil angenommen wurde. Das Verfahren kann zu einem physikalisch unsinnigen Ergebnis führen, wenn die tatsächliche Zuflussverteilung über das vertikale Profil stark variiert. In diesem Falle können die berechneten Brunnenverluste grösser werden als die tatsächlich beobachtete Absenkung.

Verfahren 6: Durchlässigkeitsverteilung konstant

Mit diesem Verfahren wurde ebenfalls versucht, die Brunnenverluste auf einem rein rechnerischen Weg zu berücksichtigen. Analog zum Verfahren 5 können auch hier die berechneten Brunnenverluste grösser werden als die tatsächlich beobachtete Absenkung (im Testareal Aefligen nicht beobachtet).

Verfahren 7: Kleinpumpversuche kombiniert mit Flowmetermessungen

Dieses Berechnungsverfahren entspricht dem gewählten Vorgehen bei der Ermittlung von Profil-k-Werten, wie es in den Abschnitten 8.1 und 8.3 erläutert worden ist.

Die Verfahren 5 bis 7 basieren alle auf der Theorie der Brunnenströmung im Aquifer mit horizontaler Schichtung und berücksichtigen die Brunnenverluste gemäss Kapitel 9.

Tabelle 14.1 Profil-k-Werte von 13 Versuchsbohrungen im Testareal Aefligen in 10^{-3} m/s. Vergleich von sieben unterschiedlichen Berechnungsverfahren. Grundwassermächtigkeit $19.3 \leqq H \leqq 22.0$ m.

Bohrung Nr.	Verfahren 1 SP	2 SP	3 SP	4.1 SP	4.2 UP	5 SP	6 SP	7 SP
RB01*	5.57	3.62	3.63	5.53	4.64	8.40	6.99	7.35
RB05	4.43	3.13	3.14	4.24	1.84	14.42	7.61	6.42
RB07	4.20	2.94	2.95	3.96	1.70	-	7.41	6.89
SB08	3.37	2.43	2.44	3.15	1.50	8.43	5.23	5.36
RB09	3.13	2.23	2.24	2.98	1.47	6.69	4.59	4.27
SB10	2.00	1.57	1.59	1.84	1.13	2.88	2.38	2.72
RB13	2.72	1.99	2.00	2.59	1.43	4.61	3.58	3.19
SB14	3.19	2.26	2.27	3.01	1.40	9.04	5.25	5.00
RB15	1.71	1.31	1.32	1.56	0.96	2.47	2.04	2.09
SB16	4.34	3.00	3.01	4.26	1.74	-	8.59	7.04
RB17	4.27	3.03	3.04	3.99	1.78	12.56	6.99	6.94
SB18	4.49	3.00	3.00	4.29	1.74	-	8.95	10.91
RB19	4.48	3.39	3.40	4.76	1.99	-	8.82	11.05

SP: Versuch ausgeführt mit Saugpumpe
UP: Versuch ausgeführt mit Unterwasserpumpe
* : Filterrohr Nennweite 150 mm
- : berechnete Brunnenverluste grösser als gemessene Absenkung

Tabelle 14.1 zeigt die mit den beschriebenen Verfahren berechneten Profil-k-Werte. Von den Verfahren, welche von Versuchen mit Saugpumpen ausgehen, zeigen diejenigen nach Dupuit/Sichardt/ und Dupuit/Sichardt/Ehrenberger (Verfahren 2 und 3) die kleinsten k-Werte. Wie TRUEB, 1973, gezeigt hat liegt der Grund für diese kleinen Werte darin, dass die Reichweitenformel nach Sichardt (8.26) für kleine Absenkungen ungeeignet ist. Die Berücksichtigung einer Hangquelle beeinflusst bei den üblicherweise kleinen Absenkungen das Ergebnis nur unwesentlich, vgl. Verfahren 2 und 3. Theoretische Ueberlegungen, vgl. Abschnitt 8.2.1, zeigen zudem, dass eine Hangquellenreduktion gar nicht notwendig ist.

Der Vergleich zwischen den Verfahren 4.1 mit Saugpumpe und 4.2 mit Unter-

wasserpumpe zeigt den wesentlichen Einfluss der Ringraumverluste in den Filterrohren der Nennweite 115 mm. Bei Bohrung Nr. RB01, wo ein Filterrohr der Nennweite 150 mm eingebaut ist, ist der Einfluss der Ringraumverluste viel geringer.

Ein Vergleich zwischen den Verfahren 1 und 4.1 zeigt, dass die Faustformel eine gute Näherung für die Gleichung nach Theis/Jacob darstellt. Die Abweichungen liegen in der Regel um ca. 5%.

Die Verfahren 5 und 6 mit theoretisch berechneten Brunnenverlusten zeigen in der Regel grössere Profil-k-Werte als Verfahren 7, welches auf den tatsächlichen Strömungsverhältnissen im Filterrohr beruht. Der Grund liegt darin, dass im Testareal Aefligen die gut durchlässigen Zonen des Aquifers näher bei der Wasserentnahmestelle liegen und dementsprechend geringere Strömungsverluste im Filterrohr auftreten als nach den theoretischen Modellen 5 und 6 zu erwarten wären.

14.2 Wiederholung der Kleinpumpversuche in den wichtigsten Aufschlussbohrungen im Testgebiet Emmental

Als Abschluss der Forschungsarbeiten wurden die Kleinpumpversuche kombiniert mit Flowmetermessungen mit der in dieser Arbeit entwickelten neuen Versuchsmethodik in den wichtigsten Aufschlussbohrungen im Testgebiet Emmental wiederholt und die neuen Ergebnisse mit den Resultaten der früheren Versuche (BLAU et al. 1981) verglichen.

14.2.1 Natürliche Vertikalströmungen in den Aufschlussbohrungen

Ein Nebenergebnis der Kleinpumpversuche und Flowmetermessungen ist, dass erstmals ein Bild über die natürlichen Vertikalströmungen in den wichtigsten Aufschlussbohrungen im Testgebiet gewonnen werden konnte.

Figur 14.2 zeigt die Maximalwerte der Vertikalströmungen, welche beobachtet werden konnten, ohne dass aus den Filterrohren gepumpt wurde.

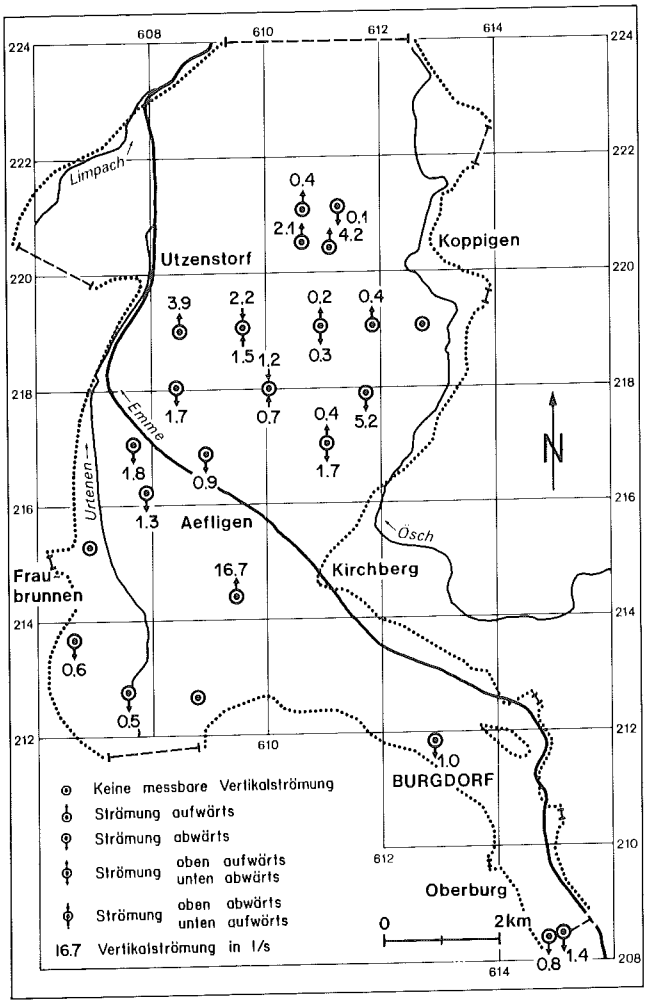
Von 25 Bohrungen weisen lediglich drei keine messbaren natürlichen Vertikalströmungen in den Filterrohren auf. In 11 Fällen ist die Strömung abwärts gerichtet, in 7 Fällen aufwärts und in 7 Fällen bildet sich in der Bohrung eine Quellen- oder Senkenströmung verbunden mit einer Wasserscheide.

Ursache für die Vertikalströmungen in den Filterrohren sind unterschiedliche Standrohrspiegel im Aquifer, welche ihrerseits begründet sind in der Heterogenität des Grundwasserleiters, den kleinen vertikalen Durchlässigkeiten, welche den Druckausgleich behindern, sowie in den Speisungs- und Zehrungsmechanismen (Niederschlagsversickerung, Infiltration und Exfiltration).

Die noch häufig anzutreffende Vorstellung, verfilterte Bohrungen würden vom Grundwasser horizontal durchströmt, konnte mit den Flowmetermessungen eindeutig widerlegt werden. Wie gestützt auf lithogenetische Ueberlegungen zu erwarten war, haben in der Zwischenzeit Flowmeter-Messungen in den Grundwasserleitern der Täler der Aare (Bern-Thun), der Oenz (Raum Herzogenbuchsee), der Glatt und des Wildbachs (Raum Embrach) gezeigt, dass entsprechende Verhältnisse in vielen unserer schweizerischen Lockergesteins-Grundwasserleiter herrschen. Aus dieser Tatsache ergeben sich zahlreiche hier nicht im einzelnen zu erläuternde Konsequenzen z.B. in Bezug auf die Verwendung verfilterter Aufschlussbohrungen als Messstellen für die Beobachtung chemischer und physikalischer Parameter des Grundwassers: Das Grundwasser im Filterrohr ist nicht identisch mit demjenigen im umliegenden Grundwasserleiter.

Die im Emmental in einzelnen Aufschlussbohrungen gemessenen Vertikalfilterströmungen liegen z.T. in der Grössenordnung von mehreren hundert bis über eintausend Litern in der Minute. In der gleichen Grössenordnung liegen Entnahmemengen von Grundwasserfassungen für mehrere tausend Einwohner. Dies bedeutet, dass unbeabsichtigt ausgelöste Vertikalströmungen in Filterbrunnen und Aufschlussbohrungen die lokalen oder sogar die regionalen Grundwasserströmungsverhältnisse u.U. mehr verändern können als die Entnahme von Grundwasser. Nicht zu unterschätzen sind auch die Gefahren der beschleunigten Ausbreitung von Schadstoffen im Grundwasser.

Figur 14.2 Natürliche Vertikalströmungen in verfilterten Aufschlussbohrungen im Testgebiet Emmental

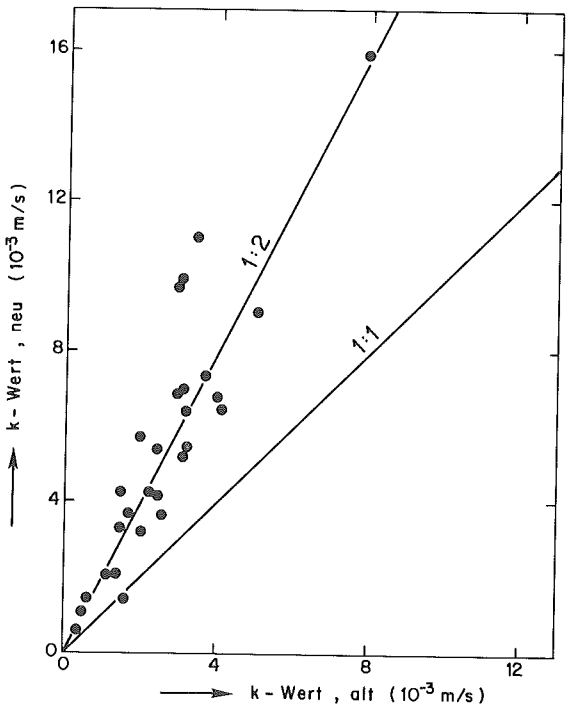


14.2.2 Vergleich zwischen alten und neuen Profil-k-Werten

Wie bereits erwähnt, wurden im Rahmen der hydrogeologischen Untersuchungen des WEA in den Jahren 1973 - 1978 in den meisten Aufschlussbohrungen im Testgebiet Kleinpumpversuche durchgeführt und nach dem Berechnungsverfahren 3 (Dupuit/Sichardt/Ehrenberger) ausgewertet, vgl. BLAU et al. 1981. Wir bezeichnen die damals ermittelten Profil-k-Werte mit "k-Wert alt".

Als Abschluss der Forschungsarbeiten wurden Kleinpumpversuche kombiniert mit Flowmetermessungen in den wichtigsten Aufschlussbohrungen des Testgebietes wiederholt und nach dem Berechnungsverfahren 7 ausgewertet. Wir bezeichnen diese Profil-k-Werte kurz mit "k-Wert neu".

Figur 14.3 Wichtigste Aufschlussbohrungen im Testgebiet Emmental. Vergleich der Profil-k-Werte nach alter und neuer Methode



Wie Figur 14.3 zeigt, sind die mit Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen ermittelten Profil-k-Werte signifikant höher als die früher ermittelten Werte: In etwas über 90% der Fälle liegen die neuen k-Werte zwischen 1.5 und 4 mal über den alten Werten.

Das Ergebnis dieses Vergleiches im Testgebiet Emmental darf nicht unbesehen auf andere Grundwassergebiete übertragen werden. Insbesondere ist zu berücksichtigen, dass sich unter den verglichenen Versuchen keine solchen mit Unterwasserpumpen in Filterrohren der Nennweiten 100 resp. 115 mm befinden. Aus technischen Gründen (mangelnde Platzverhältnisse in den Filterrohren NW 100 mm und nicht demontierbare Aufsatzrohre NW 100 mm über den Filterrohren NW 115 mm) konnten diese Versuche mit der neuen Versuchsmethodik nicht wiederholt

werden. Unterwasserpumpen wurden bei der Wiederholung der Kleinpumpversuche ausserhalb des Testareals Aefligen nur in Filterrohren der NW 150 mm verwendet. Wie die Modellversuche am Halbraummodell gezeigt haben und die Versuche im Feld bestätigten, sind die Ringraumverluste für Pumpen mit einem Durchmesser von ca. 95 mm in Filterrohren der NW 150 mm praktisch vernachlässigbar klein (einige mm).

Der massgebende Einfluss der Ringraumverluste bei Filterrohren der NW 115 mm geht dagegen klar aus Tabelle 14.1 hervor (vgl. Verfahren 4.2 und 7). Noch wesentlich ausgeprägter ist der Ringraumverlust in Filterrohren der NW 100 mm.

Die relativ grosse Streuung zwischen den nach alter und neuer Methode bestimmten Profil-k-Werten in Figur 14.3 ist nicht etwa auf Ungenauigkeiten der Versuche zurückzuführen. Berechnet man nämlich die Profil-k-Werte der neueren Versuchsserie ebenfalls nach Verfahren 3, wie damals die alten k-Werte ermittelt wurden, zeigt sich eine weitgehende Uebereinstimmung. Die Streuung der k-Werte ist vielmehr auf die in jeder Bohrung unterschiedlichen Strömungs- und Durchlässigkeitsverhältnisse zurückzuführen. Je nach den natürlichen Vertikalströmungen im Filterrohr und der vertikalen Verteilung der horizontalen Duchlässigkeit über das Aquifer-Profil resultieren bei gleicher Pumpmenge und Grundwassermächtigkeit ganz unterschiedliche Brunnenverluste.

Figur 14.3 und obige Ausführungen zeigen, dass es schwierig ist, aus den früher ohne Flowmetermessungen durchgeführten Kleinpumpversuchen einigermassen zutreffende Profil-k-Werte zu berechnen.

Notwendige Mindestkenntnisse für eine approximative Umrechnung

Für eine approximative Umrechnung alter k-Werte in neue Werte sind nach unseren Erfahrungen folgende Mindestkenntnisse über die alten Kleinpumpversuche notwendiug:

(1) Fördermenge Q und Pumpdauer t

(2) Pumpsystem (Saugpumpe oder Unterwasserpumpe, Pumpentyp bei Unterwasserpumpe mit Durchmesser und Längen von Motor und Pumpe)

(3) Höhenlage z_S der Wasserentnahmestelle im Filterrohr

(4) Filterrohr (Typ, Durchmesser, Schlitzweiten, Pumpentyp bei Unterwasserpumpe mit Durchmesser und Längen von Motor und Pumpe)

(5) Bohrverfahren und Bohrdurchmesser

14.3 Praktische Durchführung und Auswertung kombinierter Kleinpumpversuche und Flowmetermessungen

Die Berücksichtigung der verschiedenen Einflussgrössen, beschrieben in den Kapiteln 8 bis 13, und die Verarbeitung der zahlreichen Messdaten über Standrohrspiegel und vertikaler Volumenstrom im Filterrohr erfordert einen beträchtlichen Rechenaufwand. Um die arbeitsintensive, z.T. iterative

Auswertung zu erleichtern, entwickelten wir deshalb ein Computerprogramm und drei Protokolle für die Erhebung der Stammdaten und Feldbeobachtungen (HUF-SCHMIED, 1981).

14.3.1 Stammdaten und Feldbeobachtungen

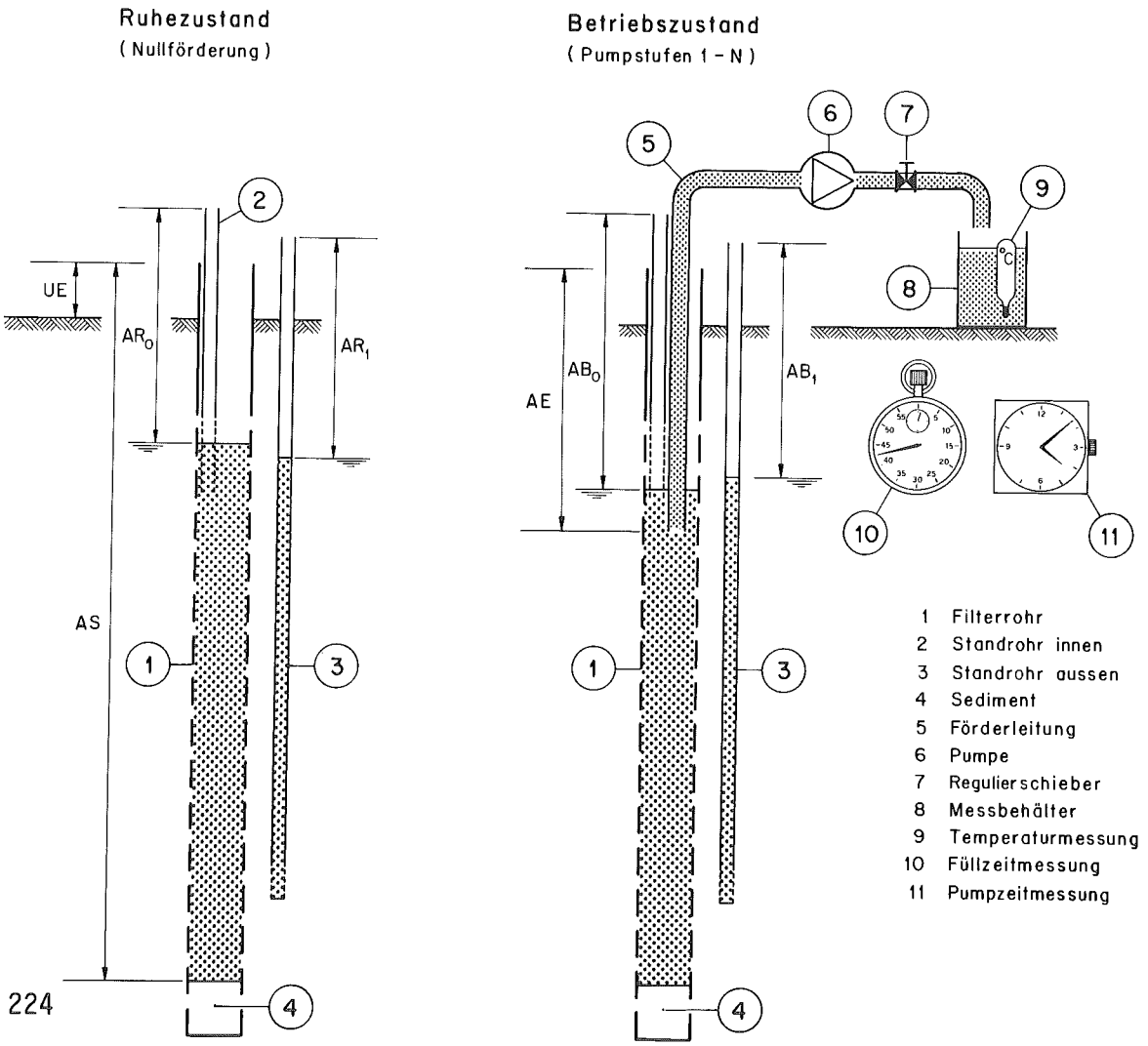
Protokoll Aufschlussbohrung

Das Protokoll Aufschlussbohrung, vgl. Anhang A-14-1, enthält die für die Versuchsauswertung notwendigen und zusätzliche informative Angaben über die Messstelle (Stammdaten):

Protokoll Kleinpumpversuche

Das Protokoll Kleinpumpversuch, vgl. Anhang A-14-2, enthält die Angaben über den ein- oder mehrstufigen Pumpversuch. Figur 14.4 gibt nähere Erläuterungen zu den einzelnen Messwerten.

Figur 14.4 Kleinpumpversuch. Versuchsinstallationen und Messdaten für den Ruhestand (Nullförderung) und den Betriebszustand (Pumpstufen 1-N)



Protokoll Flowmetermessungen

Im Protokoll Flowmetermessungen, vgl. Anhang A-14-3 und A-14-4, werden die Feldbeobachtungen über Tiefenlage und Drehrichtung des Impellers sowie die vorgewählte Anzahl Messperioden (Summe der zu zählenden Impulse) und die entsprechenden Zeitmessungen aufgeführt. Bei Fahrtmessungen sind zusätzliche Angaben über die Fahrzeit notwendig.
Mit dem ersten Protokoll (A-14-3) wird die Vertikalströmung im Filterrohr im Ruhezustand, d.h. bei Nullförderung festgehalten. In den folgenden 1-N Protokollen finden sich die Angaben zu den einzelnen Pumpstufen. Das Protokoll A-14-4 zeigt als Beispiel die Flowmetermessungen zu Pumpstufe 1.

14.3.2 Darstellung der Resultate

Die Resultate können tabellarisch und grafisch dargestellt werden. Ein Beispiel für die grafische Resultatdarstellung zeigt Figur 14.5.

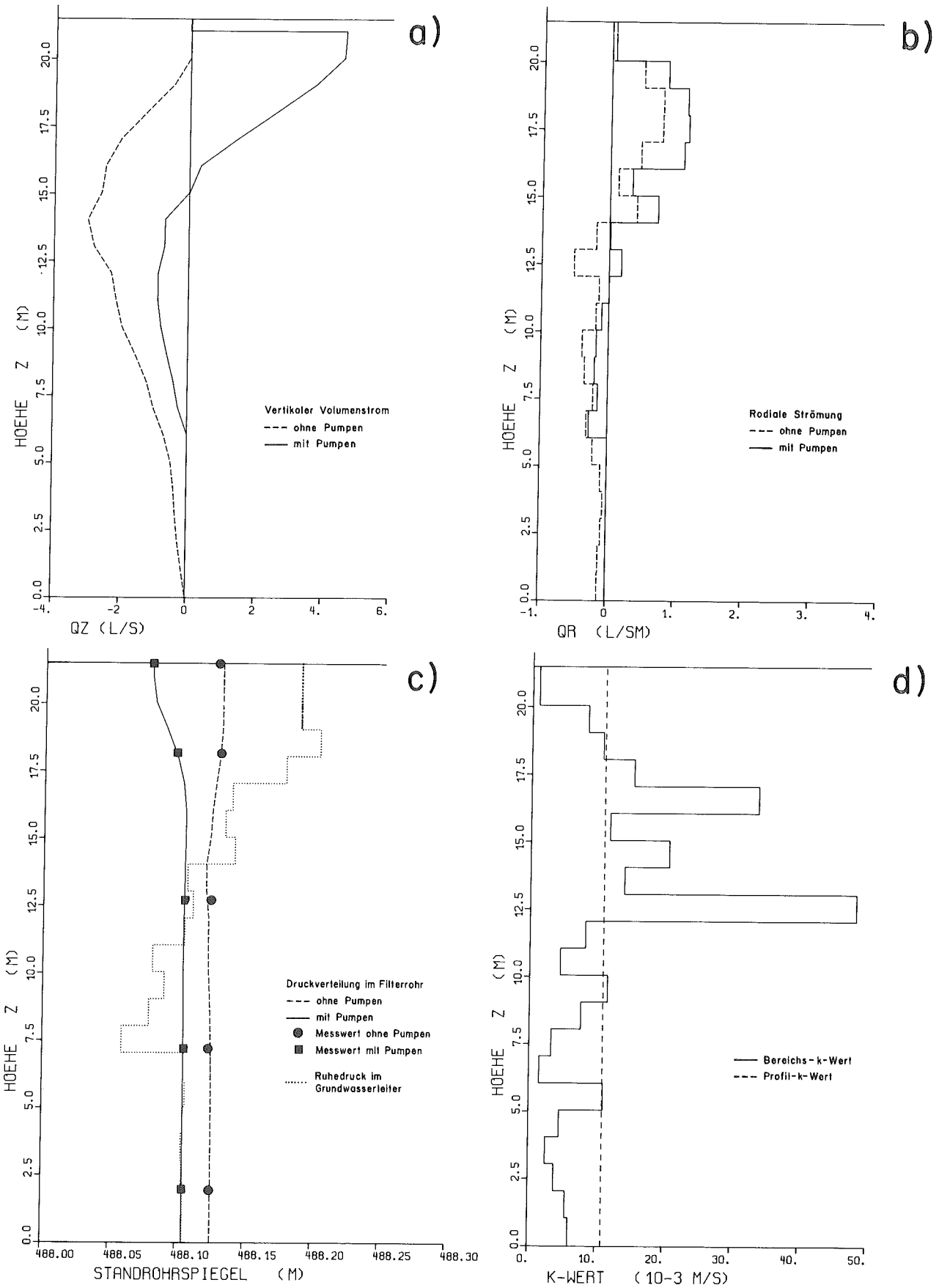
Bild a zeigt den vertikalen Volumenstrom für den Ruhezustand ohne Pumpen und für den Zustand mit Pumpen. Negative Q_z-Werte bedeuten eine abwärtsgerichtete Strömung im Filterrohr, positive Werte eine aufwärtsgerichtete Strömung.

Bild b zeigt eine radiale Strömung q_r in l/s m' für den Ruhezustand ohne Pumpen und für den Zustand mit Pumpen. Positive Werte bedeuten, dass die Strömung auf das Filterrohr zu gerichtet ist, negative Werte, dass Wasser aus dem Filterrohr in den Aquifer austritt.

Bild c zeigt die gemessenen und berechneten Standrohrspiegelhöhen im Filterrohr sowie den Ruhedruck im umgebenden Grundwasserleiter.

Bild d zeigt die Bereichs-k-Werte, d.h. die vertikale Verteilung der horizontalen Druchlässigkeiten über das Aquifer-Profil sowie den Profil-k-Wert.

Figur 14.5 Kleinpumpversuch kombiniert mit Flowmetermessungen.
Beispiel für die grafische Resultatdarstellung



14.4 Praktische Schlussfolgerungen aus Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen

(1) Kleinpumpversuche kombiniert mit Flowmetermessungen ermöglichen eine wesentlich zuverlässigere Ermittlung des Profil-k-Wertes grobkörniger Lockergesteine. Im Emmental liegen die neu ermittelten Durchlässigkeiten in den wichtigsten Aufschlussbohrungen 1.5 bis 4 mal über den alten Werten. Versuche im Testareal Aefligen und an einem Halbraummodell haben gezeigt, dass, wo alte Profil-k-Werte mit Unterwasserpumpen in Filterrohren der NW 100 oder 115 mm ermittelt worden sind, die tatsächlichen Profil-k-Werte noch wesentlich höher liegen können.

(2) Kleinpumpversuche kombiniert mit Flowmetermessungen geben gleichzeitig Auskunft über die vertikale Verteilung der horizontaen Durchlässigkeiten über das Aquifer-Profil. Die mit der vorgeschlagenen Versuchsmethodik ermittelten Bereichs-k-Werte sind zuverlässiger als die mit Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch ermittelten Punkt-k-Werte. Punkt-k-Wert Versuche können nach unserer Auffassung in vielen Fällen durch die neue Versuchsmethodik ersetzt werden. Punkt-k-Wert Versuche sind nach wie vor dort angezeigt, wo Informationen über die vertikale Verteilung der Durchlässigkeit bereits während den Bohrarbeiten notwendig sind (z.B. Brunnenbau).

(3) Mit der neuen Versuchsmethodik kann zusätzlich die ungestörte Standrohrspiegelverteilung im Aquifer berechnet werden, vgl. Abschnitt 8.3.4. Für die Dimensionierung von Vertifikalfilterbrunnen und eine Reihe anderer grundwasserhydraulischer Fragestellungen ergeben sich damit neue, vielversprechende Grundlagen.

(4) Die detaillierte Information über die Durchlässigkeitsverteilung ermöglicht die Anwendung stochastischer Modelle bei der Mittelwertbildung und Uebertragung der Durchlässigkeitsparameter in regionale Grundwassermodelle. Weiter können wir uns vorstellen, dass Kleinpumpversuche und Flowmetermessungen zukünftig eine wertvolle Versuchsmethode für die Ermittlung der notwendigen Parameter zur Beschreibung der Makrodispersion im Zusammenhang mit der Schadstoffausbreitung oder Kalt- resp. Warmwasserausbreitung im Untergrund darstellen, vgl. auch GELHAR et al. 1979.

ABSCHNITT IV: GROSSPUMPVERSUCHE: GEBIETS-K-WERT

Kapitel 15: GROSSPUMPVERSUCH IM TESTAREAL AEFLIGEN

Die mittlere horizontale Durchlässigkeit (sog. Gebiets-k-Wert) im Testareal Aefligen wurde mit einem mehrphasigen Grosspumpversuch aus dem Versuchsbrunnen im Zentrum des Testareals ermittelt. Der Gebiets-k-Wert stellt eine wichtige Vergleichsgrösse für die mit Bohrlochversuchen und Kleinpumpversuchen bestimmten Punkt-, Bereichs- und Profil-k-Werte dar. Neben der Durchlässigkeit wurde auch der Ermittlung der Speicherkoeffizienten grosse Aufmerksamkeit geschenkt.

15.1 Versuchsinstallationen und Messdaten

Versuchsbrunnen

Der Versuchsbrunnen (Bezeichnung VB1) liegt im Schnittpunkt der drei Axen auf denen die Versuchsbohrungen angeordnet sind, vgl. Figuren 15.1 und 2.2. Der Brunnen weist bis 11 m unter Terrain einen Bohrdurchmesser von 1300 mm, darunter einen solchen von 1150 mm auf. Der Schlitzbrückenfilter hat einen Durchmesser von 800 mm. In der Mitte des Aquifers wurde, um unkontrollierbare Vertikalströmungen in der Filterschüttung zu verhindern, ein Blindstück eingebaut und der Ringraum zwischen Brunnenfilter und Bohrlochwand mit einer Cement-Bentonit-Injektion verpresst. Ein detaillierter Ausführungsplan des Versuchsbrunnens findet sich im Zwischenbericht Nr. 5 (BLAU et al. 1981).

Ableitung des geförderten Wassers

Eine Ueberflurleitung zum 500 m entfernten Erlenischlagkanal, vgl. Figur 15.1, leitete das aus dem Versuchsbrunnen geförderte Wasser ab. Eine Rückversickerung des Pumpwassers in den untersuchten Aquifer ist auszuschliessen: Der Erlenischlagkanal dient als Vorfluter für exfiltrierendes Grundwasser, vgl. auch "Hydrogeologie Emmental, Teil III" (BLAU et al. 1981).

Messstellennetz

Das Messstellennetz für den Grosspumpversuch umfasste 45 Grundwassermessstellen und 7 Pegel an Oberflächengewässern. Die Lage der Messstellen geht aus Figur 15.1 hervor. Zwei Niederschlags-Messstationen der SMA (Burgdorf und Oeschberg) und ein Pluviograph des WEA (Fraubrunnen) wurden in die Auswertungen einbezogen.

Die Grundwassermessstellen sind in ihrer überwiegenden Zahl auf vier Axen angeordnet. Die Axe I zeigt grundwasserstromaufwärts, die Axen II + IV zeigen quer zur Strömungsrichtung und die Axe III verläuft stromabwärts. Mit dieser Anordnung der Messstellen sollte es ermöglicht werden, einerseits allfällige räumliche Durchlässigkeitsunterschiede festzustellen, anderseits Rückschlüsse

zu ziehen, bezüglich der Theorie der Grosspumpversuchsauswertung in Grundwasserleitern mit geneigter Spiegelfläche.

In den 13 Aufschlussbohrungen mit Filterrohren über die gesamte Grundwassermächtigkeit entspricht das gerechnete mittlere Potential Φ (Ergebnis der Kleinpumpversuche und Flowmetermessungen) mit guter Näherung dem Grundwasserspiegel im Filterrohr h_F, vgl. auch Gleichung (8.82).

8 paarweise angeordnete Beobachtungsrohre erfassen einerseits den Grundwasserspiegel im Aquifer h_G (Beobachtungsrohre hoch) anderseits die Standrohspiegelhöhe in Aquifermitte $h_{(z=H/2)}$ (Beobachtungsrohre tief).

Die restlichen Aufschlussbohrungen und Beobachtungsrohre erfassen alle den Grundwasserspiegel h_G.

Die paarweise angeordneten Beobachtungsrohre sollten zeigen, ob im Aquifer vertikale Standrohrspiegelunterschiede vorliegen und ob Standrohrspiegeländerungen im Spiegelbereich gleichsinnig verlaufen mit denjenigen in Aquifermitte. Vgl. dazu Beobachtungsrohre hoch/tief in Figur 15.2b.

Datenerfassung und -Verarbeitung

Grundwasserspiegel und Wasserstände in den Oberflächengewässern wurden mit dem Kabellichtlot gemessen und auf Feldprotokollen gemäss Beispiel im Anhang A-15-1 notiert. Schreibpegelaufzeichnungen wurden digitalisiert und ebenfalls in die Auswertungen einbezogen. Die Fördermenge des Versuchsbrunnens wurde mit einem Messkanal nach der Norm SIA 109 für Wassermessungen ermittelt.

Sämtliche Daten wurden mit dem Computerprogramm GEOHYD2 (HUFSCHMIED et al. 1981) zu Tabellen und Ganglinien verarbeitet (vgl. A-15-2 und Figur 15.2) und der Pumpversuch mit einem automatischen Optimierungsverfahren ausgewertet.

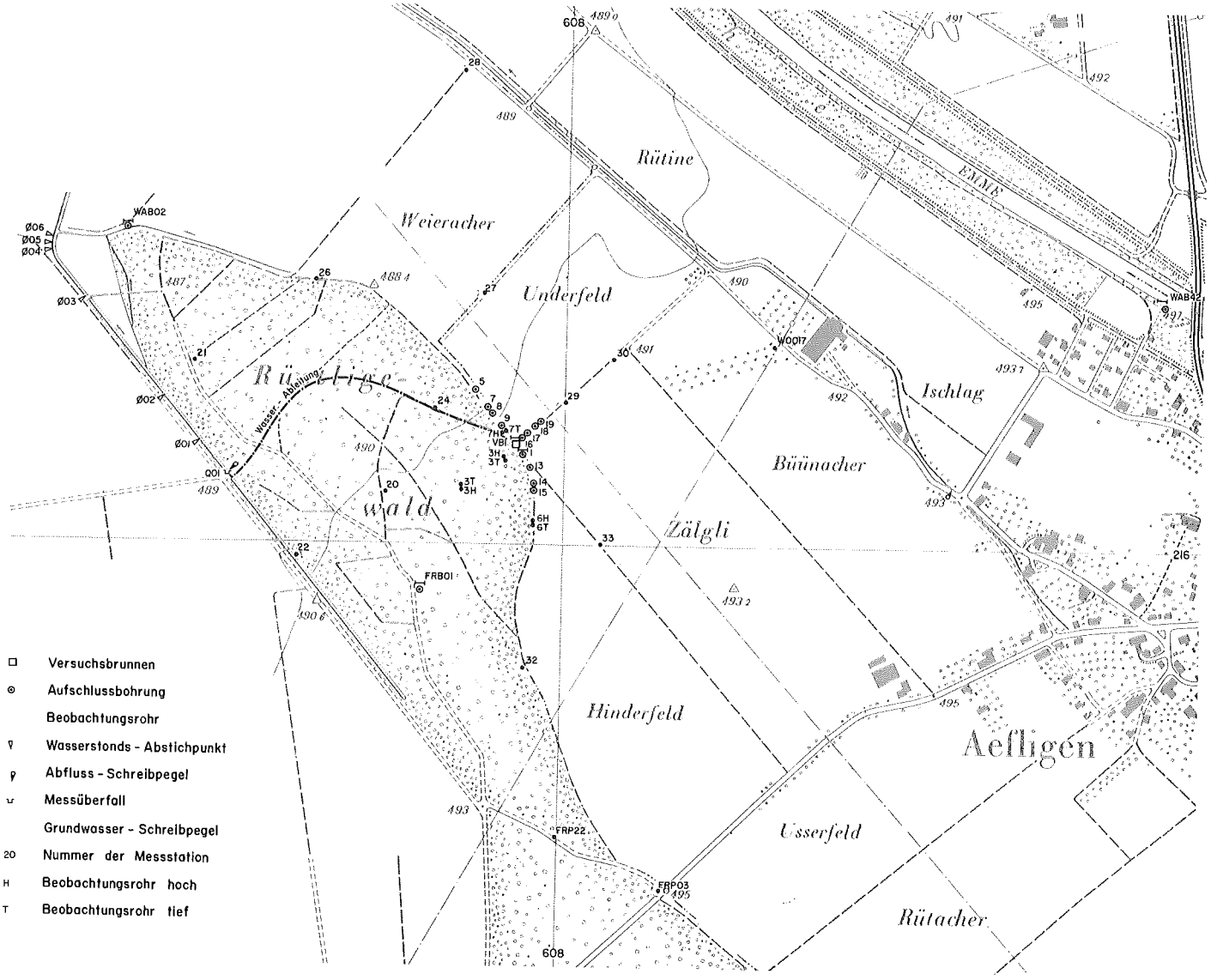
Versuchsablauf

Der Grosspumpversuch umfasst zwei Phasen:

Phase I entspricht einem einstufigen Pumpversuch mit konstanter Fördermenge Q von 6000 l/min. Während acht Tagen wurden insgesamt 69'400 m^3 Grundwasser gefördert. Der Absenk- und Wideranstiegsverlauf wurden intensiv beobachtet. Figur 15.2 zeigt das Pumpdiagramm, den Ganglinienverlauf und das Niederschlagsgeschehen. Nach vier Versuchstagen führte ein Gewitterregen mit beträchtlichen Niederschlagsmengen zu einem allgemeinen Anstieg des Grundwasserspiegels mit anschliessender Rückbildung. Für die Pumpversuchsauswertung wurden die entsprechenden Feldbewegungen berücksichtigt.

Die Phase II bildet ein zweistufiger Pumpversuch, der mit einer Fördermenge von 2700 l/min begonnen und nach zwei Tagen auf wiederum 6000 l/min gesteigert worden ist. Die gesamte Pumpdauer betrug fünf Tage. Der Absenkverlauf wurde wiederum intensiv beobachtet. Auf eine Messung des Wiederanstieges musste jedoch wegen einem nächtlichen Stromausfall und einsetzenden heftigen Niederschlägen verzichtet werden. Insgesamt wurden in der zweiten Versuchsphase 19900 m^3 Grundwasser aus dem Versuchsbrunnen entnommen.

Figur 15.1 Grosspumpversuch im Testareal Aefligen.
Messstellennetz



15.2 Auswertung des Grosspumpversuches

Für die Auswertung wurden vorerst verschiedene, auf der Theorie von THEIS, 1935 (Gleichung 8.37) beruhende Verfahren herangezogen und zwar:

(1) verschiedene Typkurvendeckungsverfahren

(2) die Geradlinienverfahren nach COOPER & JACOB, 1946, für die räumliche (r variabel, t konstant), die zeitliche (t variabel, r konstant) und die raumzeitliche (r variabel, t variabel) Auswertung

(3) ein automatisches Optimierungsverfahren (GEOHYD2, vgl. HUFSCHMIED et al. 1981) das auf der Methode der kleinsten Summe der Fehlerquadrate basiert und die Auswertung beliebiger Stufenpumpversuche unter Berücksichtigung unterschiedlicher Randbedingungen mit der Spiegelungsmethode und dem Superpositionsprinzip erlaubt.

In einer zweiten Phase wurden die Fälle des "Leaky-Aquifer", der "verzögerten Porenentwässerung" und das "Multilayered-Aquifer" näher untersucht. Zu den theoretischen Grundlagen vgl. KRUSEMANN & RIDDER, 1973; BOULTON, 1963; ZIPFEL et al 1978; ARBEITSGRUPPE PUMPVERSUCHE, 1976.

15.2.1 Variation der Randbedingungen

Um den Einfluss der Randbedingungen aufzeigen zu können, wurden zwei Strömungsmodelle untersucht:

Modell 1 entspricht dem klassischen Fall des unendlich ausgedehnten Grundwasserleiters

Modell 2 berücksichtigt die Exfiltration von Grundwasser in den Erlenischlagkanal mit einem Festpotential in 500 m Entfernung vom Versuchsbrunnen (Spiegelungsmethode).

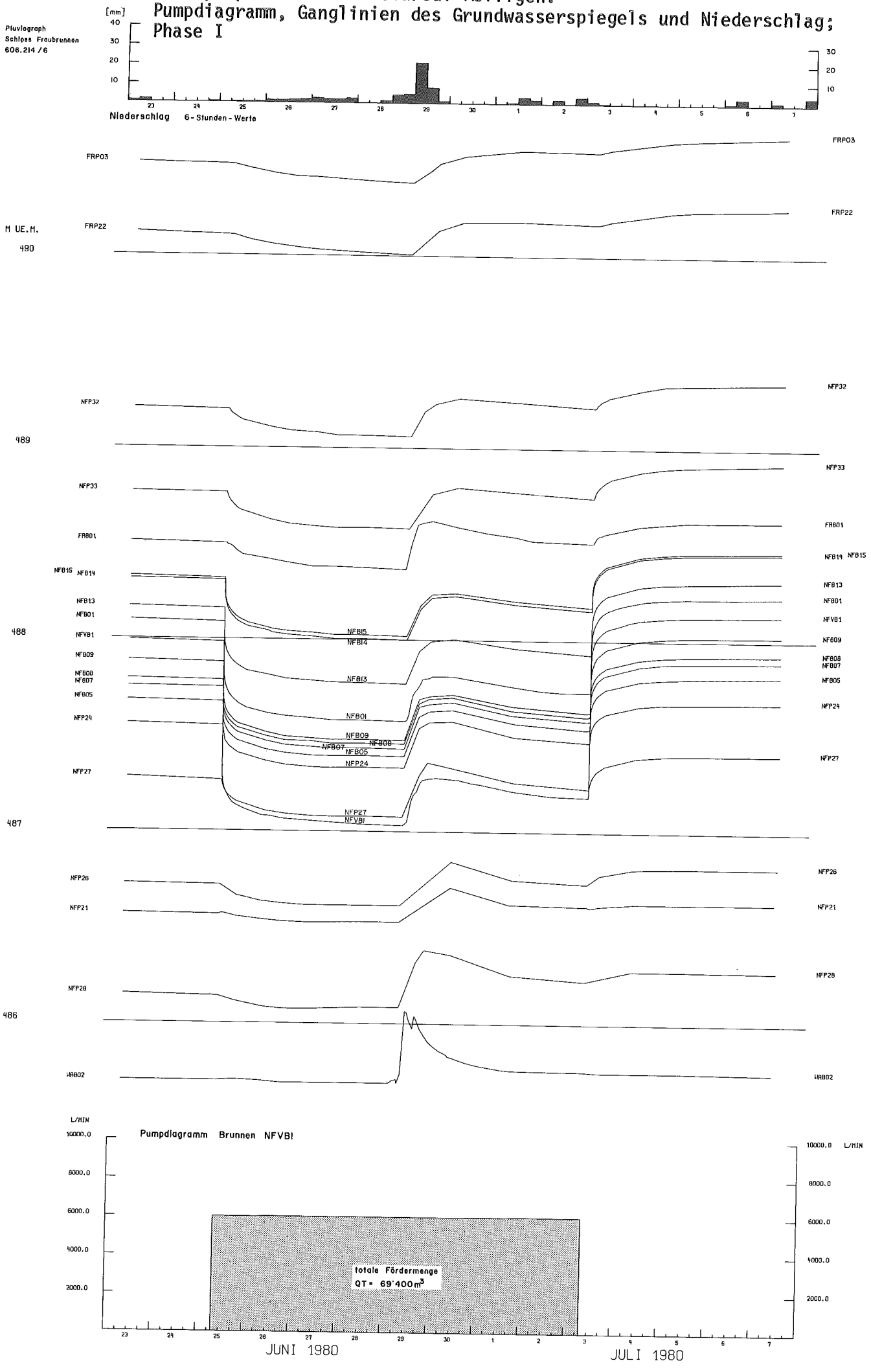
15.2.2 Ergebnisse in Bezug auf die Durchlässigkeit

Räumliche Auswertung

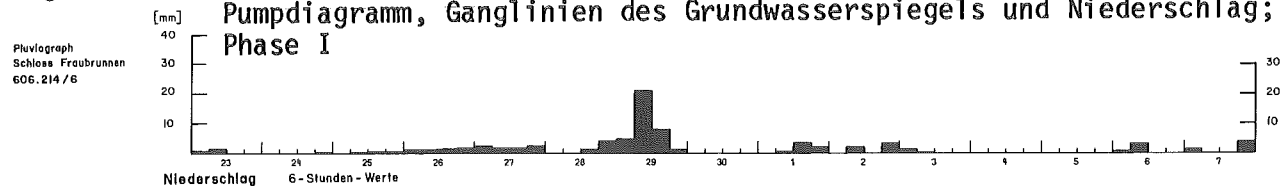
Bei der räumlichen Auswertung (r variabel, t konstant) ergeben die Typenkurvendeckungsverfahren, die Geradlinienverfahren und das Optimierungsverfahren praktisch übereinstimmende Ergebnisse. Gewisse Abweichungen sind auf die begrenzte Genauigkeit der optischen Einpassung der Typkurven und Geraden zurückzuführen. Der Einfluss der Randbedingungen auf die Durchlässigkeit ist vernachlässigbar klein: Modell 1 und Modell 2 führen zu weitgehend übereinstimmenden Resultaten, vgl. Figur 15.4.

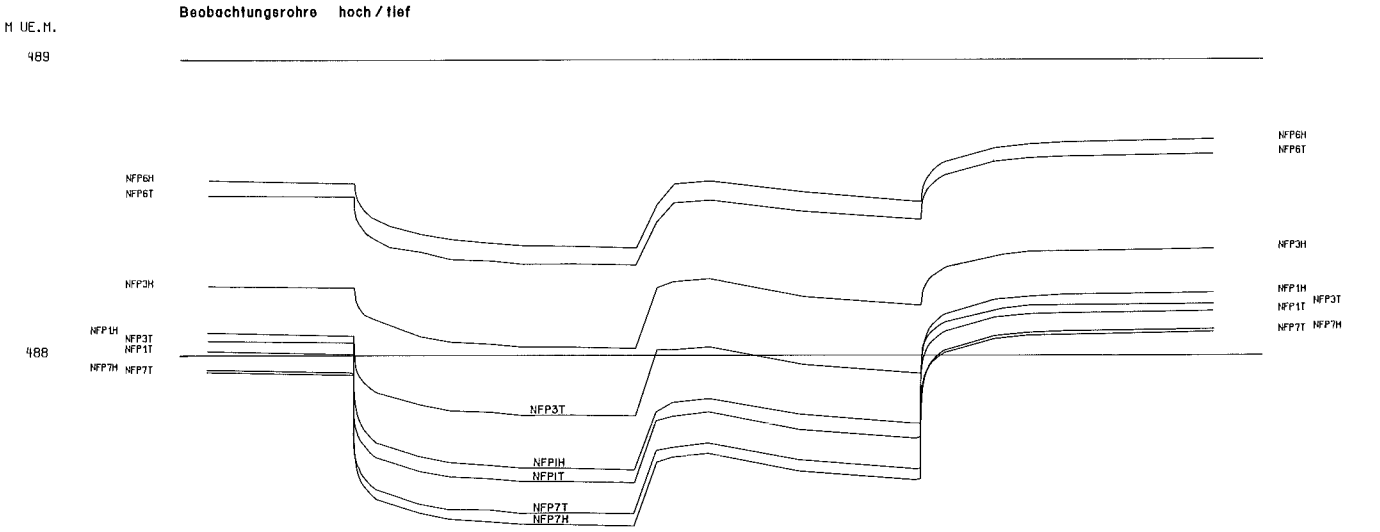
Die ermittelten Durchlässigkeiten liegen für alle Phasen des Grosspumpversuches

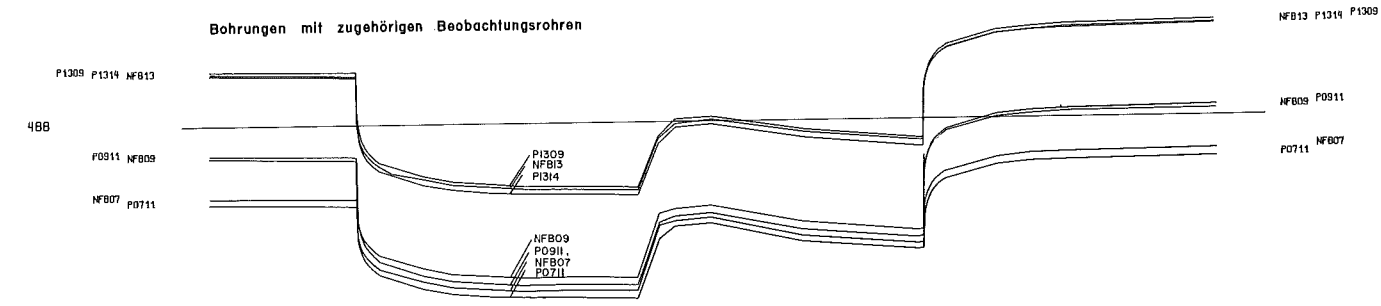
Figur 15.2a Grosspumpversuch im Testareal Aefligen.
Pumpdiagramm, Ganglinien des Grundwasserspiegels und Niederschlag;
Phase I

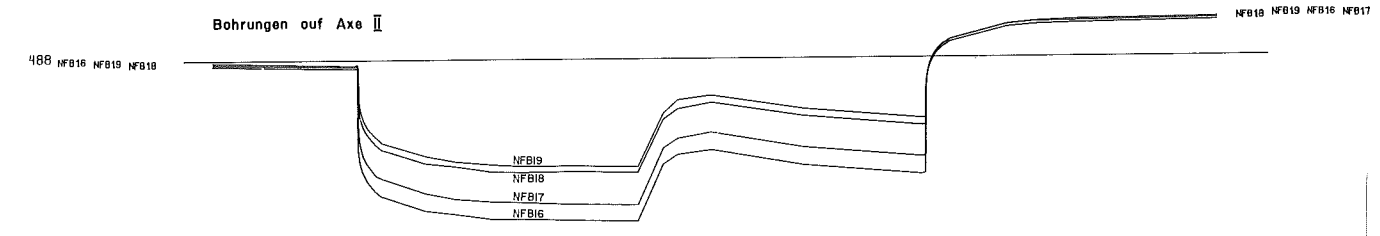


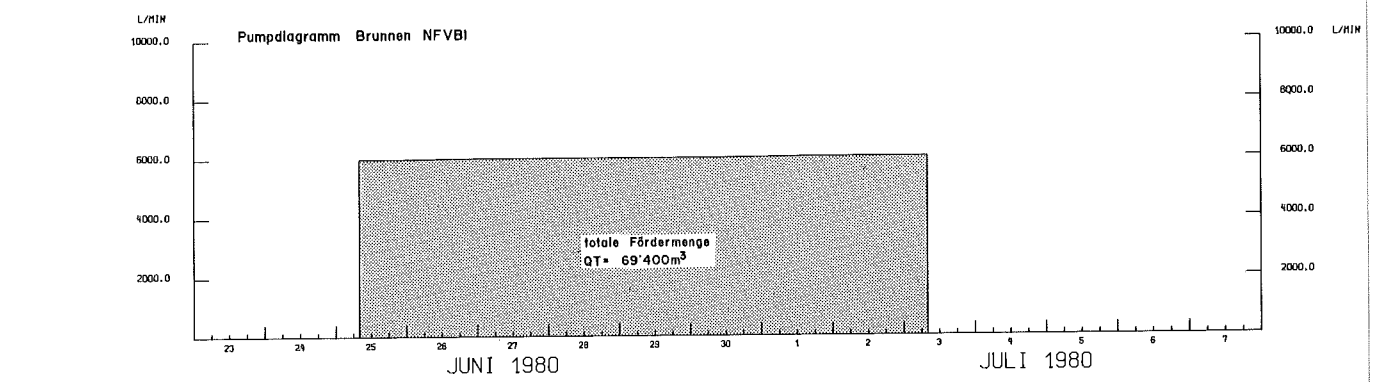
Figur 15.2b Grosspumpversuch im Testareal Aefligen.
Pumpdiagramm, Ganglinien des Grundwasserspiegels und Niederschlag;
Phase I











und alle untersuchten Zeitpunkte zwischen

$$5.5\ 10^{-3} \leqq k_G \leqq 6.0\ 10^{-3}\ m/s.$$

Figur 15.3 zeigt einen Vergleich zwischen Geradlinienverfahren und Optimierungsverfahren für drei verschiedene Zeitpunkte nach Pumpbeginn. k_G berechnet sich nach dem Geradlinienverfahren mit der bekannten Gleichung

$$k_G = \frac{2.30\ Q}{2\pi\ \alpha\ H} = \frac{0.366\,Q}{\alpha\ H} \qquad (15.1)$$

Darin bedeutet Q die Fördermenge, H die Grundwassermächtigkeit und

$$\alpha \equiv \Delta s / \Delta \lg r \qquad (15.2)$$

Die Auswertung nach dem Optimierungsverfahren findet sich als Beispiel für den Zeitpunkt t = 94 h nach Pumpbeginn im Anhang A-15-3. Die Parameter k_G und Speicherkoeffizient S werden nach einem Suchalgorithmus basierend auf dem Gradientenverfahren variiert, bis die Zielfunktion (Summe der Fehlerquadrate der Differenz zwischen theoretischer und gemessener Absenkung) ein Minimum erreicht. Die optimalen Werte ergeben sich in diesem Falle zu k_G = 5.98 10^{-3} m/s und S = 0.144 (Modell 1: unendlich ausgedehnter Leiter).

Figur 15.4 zeigt die Ergebnisse der räumlichen Auswertung von k_G für verschiedene Zeitpunkte nach Pumpbeginn. Die geringe Streuung der Resultate und die praktisch vernachlässigbare Abhängigkeit vom Strömungsmodell sind klar ersichtlich. Für den Wiederanstieg nach Phase I und für Phase II ergeben sich praktisch identische k_G - Werte. Auf eine Wiedergabe der einzelnen Ergebnisse wurde aus Platzgründen verzichtet. Detaillierte Angaben finden sich im Grundlagenmaterial (WEA/GEOLOGIE, 1983).

Zeitliche und raumzeitliche Auswertung

Im Gegensatz zur räumlichen Auswertung ist die Streuung der k_G-Werte bei zeitlicher und raumzeitlicher Auswertung wesentlich grösser. Vor allem in der Anfangsphase des Pumpversuches ergeben sich viel höhere k_G - Werte bei zeitlicher Auswertung im Vergleich mit der räumlichen Auswertung. Die Ergebnisse der raumzeitlichen Auswertung liegen erwartungsgemäss zwischen denjenigen der räumlichen und zeitlichen Auswertung.

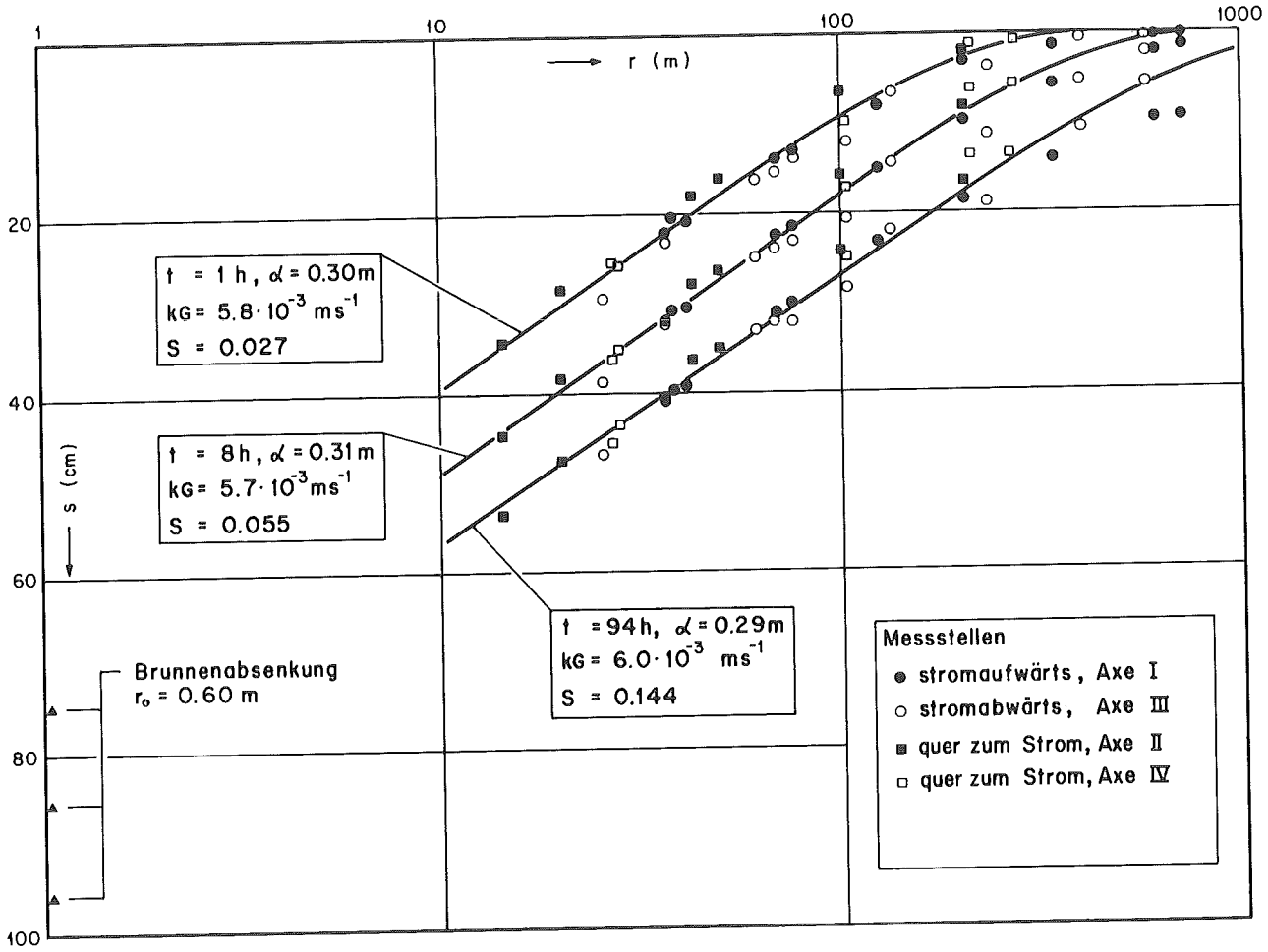
Als Ursache für diese Abweichungen konnte eindeutig die zeitliche Variabilität des Speicherkoeffizienten ausgemacht werden (vgl. Figur 15.5 und die Ausführungen im nächsten Abschnitt).

15.2.3 Ergebnisse in Bezug auf den Speicherkoeffizienten

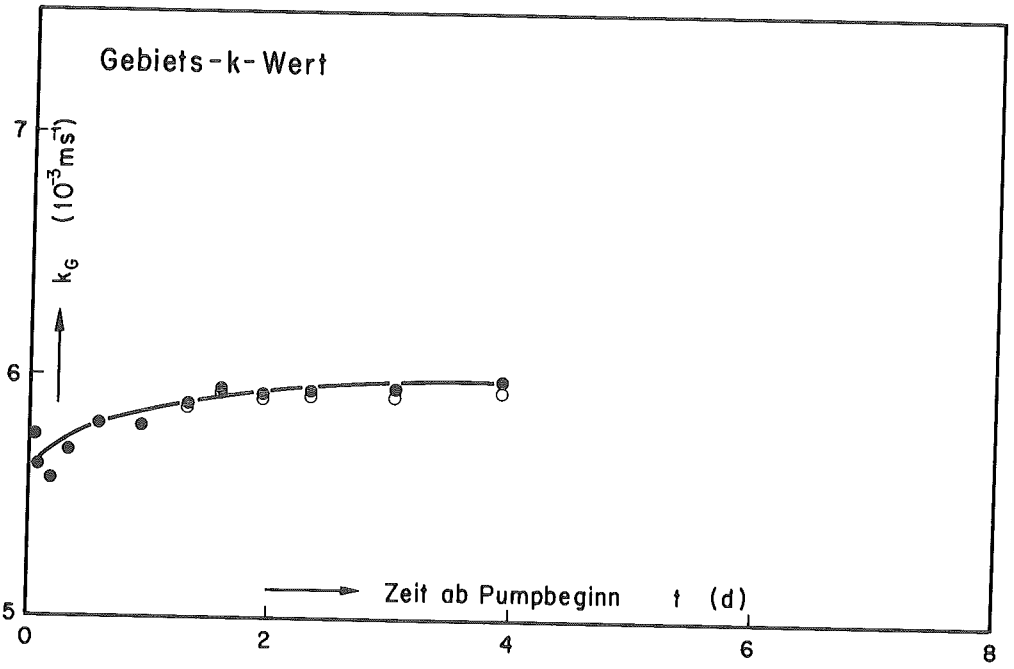
Trotzdem die Theorie von THEIS, 1935 von der Annahme eines konstanten Speicherkoeffizienten ausgeht, stellt sie, wie ein Vergleich mit der Theorie der "verzögerten Porenentwässerung" zeigt, auch bei einem zeitlichen variablen Speicherkoeffizienten eine gute Näherung für die räumliche Form des Absenktrichters in der Brunnenumgebung dar. Der Speicherkoeffizient entspricht

in diesem Falle einem Mittelwert für die Zeit zwischen Pumpbeginn und dem Zeitpunkt der räumlichen Auswertung.

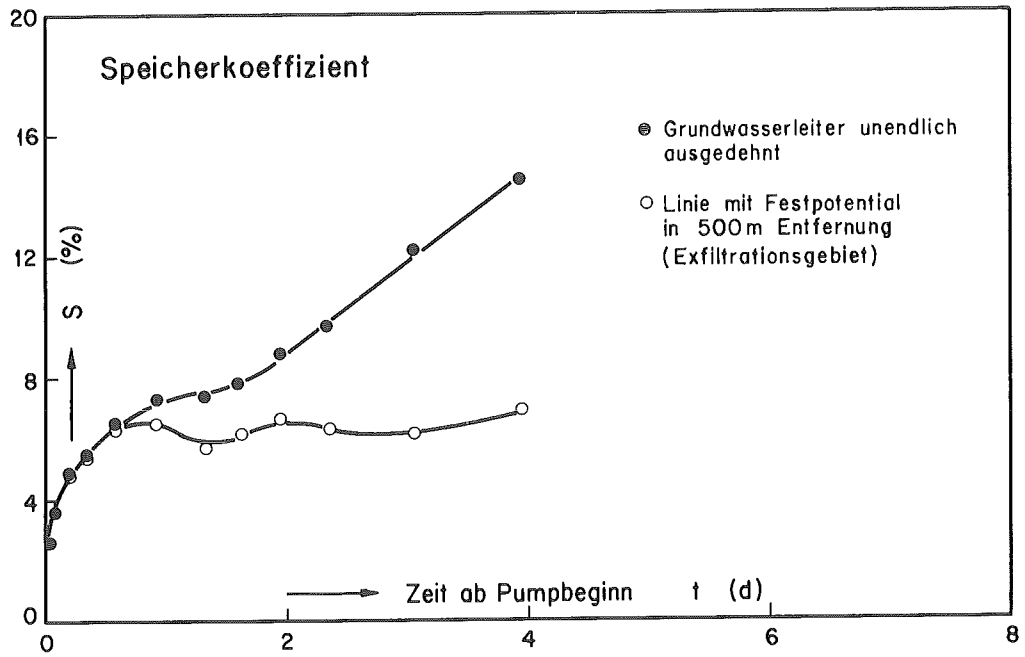
Figur 15.3 Grosspumpversuch im Testareal Aefligen.
Räumlicher Absenkverlauf für drei Zeitpunkte nach Pumpbeginn;
Phase I, Q = 6000 l/min



Figur 15.4 Grosspumpversuch im Testareal Aefligen.
Gebiets-k-Wert nach räumlicher Auswertung für verschiedene Zeitpunkte nach Pumpbeginn.
● Modell 1; ○ Modell 2; Phase I, Q = 6000 l/min



Figur 15.5 Grosspumpversuch im Testareal Aefligen.
Speicherkoeffizient S aus räumlicher Auswertung
in Funktion der Zeit ab Pumpbeginn



Figur 15.5 zeigt die entsprechenden mittleren Speicherkoeffizienten aus der räumlichen Auswertung für verschiedene Zeitpunkte nach Pumpbeginn. Auffallend sind die kleinen Speicherwerte zu Beginn des Pumpversuches. Eine Stunde nach Pumpbeginn beträgt der Speicherkoeffizient beispielsweise 0.027.
Figur 15.5 zeigt weiter, dass das gewählte Strömungsmodell (Randbedingungen) einen wesentlichen Einfluss auf den Speicherkoeffizienten hat. Für den Fall einer Linie mit Festpotential in 500 m Entfernung vom Versuchsbrunnen stabilisiert sich der Speicherkoeffizient ca einen Tag nach Pumpbeginn auf Werten zwischen 0.06 und 0.07. Im Falle des unendlich ausgedehnten Grundwasserleiters wächst S dagegen mit wachsender Pumpdauer kontinuierlich an.

Im vorliegenden Falle entspricht das Modell 2 mit einem Festpotential am ehesten der Wirklichkeit. Der Absenktrichter breitet sich des nahen Exfiltrationsgebietes wegen nur beschränkt aus und strebt einem stationären Strömungszustand zu.

Schlussfolgerungen:

Der Grosspumpversuch im Testareal Aefligen zeigt klar, dass eine räumliche Auswertung für die Ermittlung der Durchlässigkeit einer zeitlichen oder raumzeitlichen Auswertung vorzuziehen ist. In der Anfangsphase des Pumpversuches verfälscht die verzögerte Porenentwässerung den zeitlichen Verlauf der Absenkkurven, im weiteren Verlauf des Pumpversuches wirken sich immer stärker die Randbedingungen (Festpotentiale, undurchlässige Flanken usw.) auf den zeitlichen Ablauf der Absenkungen aus, vgl. auch WERNER, 1974.

Die räumliche Auswertung bedingt eine ausreichende Zahl von Beobachtungsrohren in unterschiedlichem Abstand zum Versuchsbrunnen. Aufschlussbohrungen mit Filterrohren über die gesamte Grundwassermächtigkeit sind dabei eher in Brunnennähe, Beobachtungsrohre, welche nur den Grundwasserspiegel erfassen, mehr im brunnenfernen Bereich anzuordnen.

15.3 Vergleich zwischen den verschiedenen Durchlässigkeitsversuchen im Testareal Aefligen

Zum Abschluss der vorliegenden Arbeit werden die verschiedenen Durchlässigkeitsversuche (Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch, Kleinpumpversuch im Filterrohr und Grosspumpversuch) miteinander verglichen.

Während der Gebiets-k-Wert aus dem Grosspumpversuch bereits einen hydraulischen Mittelwert für das Testareal darstellt, entsprechen Punkt-, Bereichs- und Profil-k-Werte lokalen Durchlässigkeitswerten mit Stichprobencharakter. Bedingt durch die Heterogenität des Aquifers ist eine Streuung der Versuchsresultate festzustellen. Bei einem Vergleich der verschiedenen Durchlässigkeitswerte stellt sich damit vorerst die Frage der korrekten Mittelwertbildung.

15.3.1 Die Ermittlung hydraulisch repräsentativer Mittelwerte

Häufig werden Mittelwerte der Durchlässigkeit als arithmetische, gewogene arithmetische oder harmonische Mittel berechnet, vgl. TRÜEB, 1973, wobei arithemtische oder gewogene arithmetische Mittel bei schichtparalleler, das harmonische Mittel bei schichtnormaler Strömung zur Anwendung kommen.

Im allgemeinen Fall eines inhomogenen, anisotropen Aquifers mit variabler Durchlässigkeit in allen drei Richtungen des Raumes ist jedoch weder die arithmetische noch die harmonische Mittelung zutreffend, vgl. BEIMS, 1974. Vielmehr ist ein hydraulisch repräsentativer Mittelwert zu berechnen.

Als repräsentativer Durchlässigkeitsparameter oder kurz Repräsentativwert bezeichnet BEIMS, 1974, denjenigen Wert, der an dem ihm zugeordneten Abschnitt eines Strömungsfeldes die gleichen hydraulischen Verhaltensweisen bewirkt, wie die innerhalb dieses Abschnittes von Ort zu Ort wechselnden Parameter. Als massgebende Verhaltensweise verwendet Beims den Grundwasserdurchfluss im betrachteten Abschnitt bei gegebenen hydraulischen Randbedingungen.

BOUWER, 1978, zeigt, dass unter bestimmten Umständen das geometrische Mittel der Durchlässigkeitswerte eine gute Näherung für den Repräsentativwert darstellt. Das geometrische Mittel versagt jedoch, wenn nur eine der Stichproben eine Durchlässigkeit von Null aufweist. Bei Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen sind Schichten mit kleiner Durchlässigkeit messtechnisch weniger gut zu erfassen als solche mit hoher Durchlässigkeit. Dementsprechend ist das geometrische Mittel der Bereichs-k-Werte wesentlich schlechter definiert als das arithmetische Mittel. Eine Methode für die Ermittlung des Repräsentativwertes, welche vom arithmetichen Mittelwert ausgeht, ist deshalb besser geeignet als das geometrische Mittel.

Repräsentativwerte für statistisch homogene Aquiferabschnitte

BEIMS, 1974, schlägt vor, den Repräsentativwert für einen statistisch homogenen Aquiferabschnitt (Abschnitt in dem die Durchlässigkeitswerte rein zufällig verteilt sind) wie folgt zu berechnen:

$$k_R = \bar{k} \; f_k \qquad (15.3)$$

Darin bedeutet k_R der repräsentative Durchlässigkeitsparameter, $\bar{k}$ der arithmetische Mittelwert der Stichproben und f_k ein Abminderungsfaktor.

Der Abminderungsfaktor ist definiert durch

$$f_k = Q_S/Q_M \qquad (15.4)$$

wobei Q_S dem Grundwasserdurchfluss im statistisch homogenen Aquiferabschnitt mit Zufallsbelegung und Q_M dem Durchfluss im selben Abschnitt bei einheitlicher Belegung mit dem arithmetischen Mittelwert $\bar{k}$ entspricht.

Mit Hilfe von Monte-Carlo Simulationen fand Beims für zahlreiche Arten von Dichtefunktionen der Durchlässigkeitsbelegung, dass f_k hauptsächlich von einem Transformationsparameter α und vom Varianzkoeffizienten v_k der Grundgesamtheit der k-Werte abhängt.

$$f_k = f_k(\alpha, v_k) \qquad (15.5)$$

Als Transformationsparameter α wird derjenige Zahlenwert bezeichnet, der die Stichprobenelemente (k-Werte) x_i nach der Vorschrift

$$y_i = x_i^{\alpha} \qquad (15.6)$$

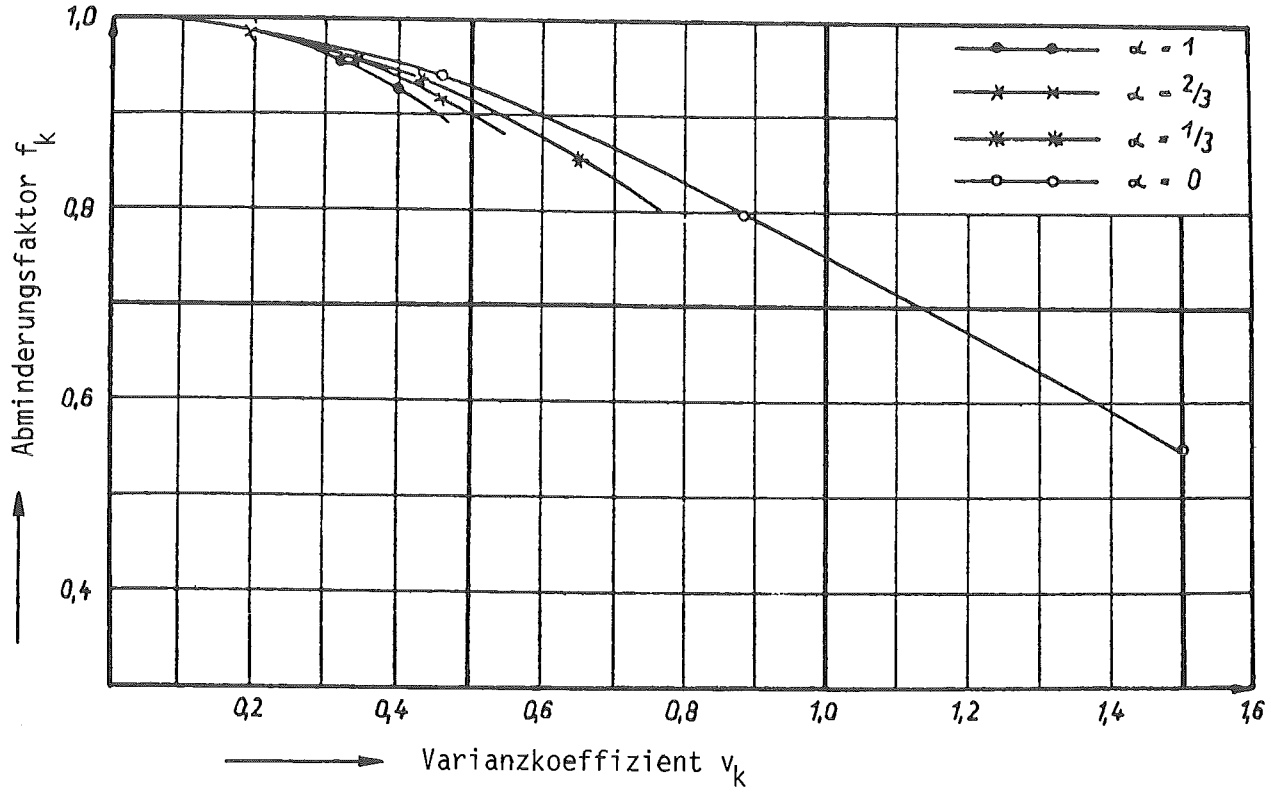
in Stichprobenelemente y_i transformiert, so dass die Dichtefunktion $f(y_i)$ möglichst gut einer Gauss'schen Dichtefunktion entspricht.

Verfahren für die Ermittlung von α sind in BEIMS, 1974, beschrieben. Wir haben für die Berechnung repräsentativer hydraulischer Mittelwerte der Durchlässigkeit nach dem Verfahren von Beims ein Computerprogramm geschrieben (HUFSCHMIED et al. 1982).

Figur 15.6 zeigt Abminderungsfaktoren als Funktion von v_k für verschiedene α-Werte.

Für $v_k = 0$ (homogener Aquifer) ist der Abminderungsfaktor erwartungsgemäss gleich eins. Mit zunehmendem Varianzkoeffizienten und Transformationsparameter nimmt f_k immer mehr ab, d.h., der hydraulisch repräsentative Durchlässigkeitswert ist entsprechend kleiner als das arithmetische Mittel der Stichproben.

Figur 15.6 Abminderungsfaktor f_k ermittelt mit einem diskreten räumlichen Strömungsfeld von 500 Elementen nach BEIMS, 1974



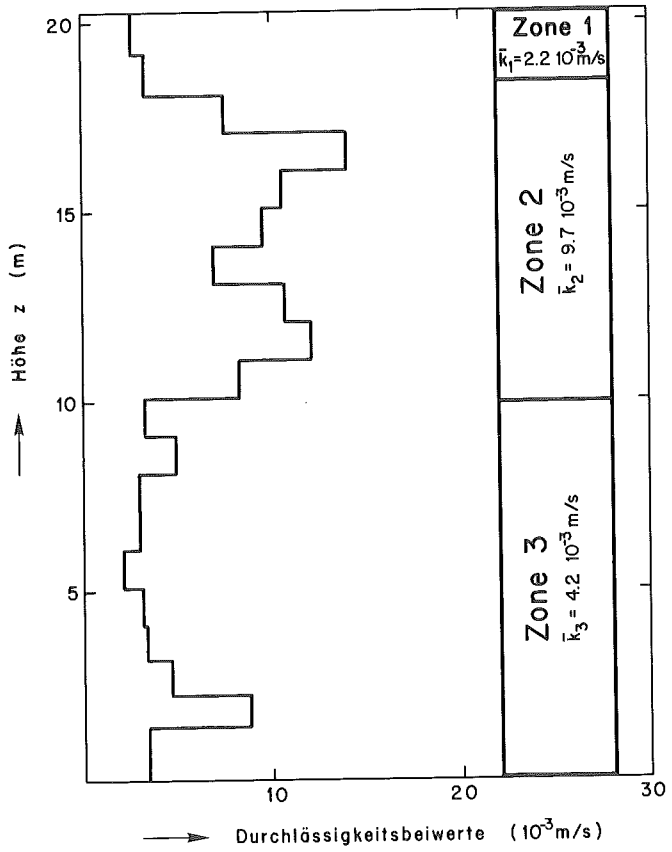
Ermittlung statistisch homogener Aquiferabschnitte

Eine Voraussetzung für die Anwendung von (15.3) ist, dass die Stichproben einem statistisch homogenen Aquiferabschnitt angehören. Vor der Ermittlung des Abminderungsfaktors ist deshalb zu prüfen, ob verschiedene Grundgesamtheiten, z.B. vertikale Schichtungen des Aquifers, vorliegen. Falls verschiedene Grundgesamtheiten existieren, ist die Berechnung für jeden Abschnitt getrennt vorzunehmen.

Im Testareal Aefligen zeigt die statistische Analyse der Bereicns-k-Werte, dass vertikal eine Dreigliederung des Aquifers in drei Zonen mit signifikant unterschiedlichen Mittelwerten der horizontalen Durchlässigkeit möglich ist. Dieses Ergebnis deckt sich mit denjenigen der geotechnischen und lithologischen Klassierung der Lockergesteine im Testareal, vgl. Abschnitte 3.2 und 3.13.

Figur 15.7 zeigt die entsprechende Zoneneinteilung sowie die arithmetisch gemittelten Bereichs-k-Werte. Die entsprechenden statistischen Verfahren für die Abgrenzung statistisch homogener Abschnitte beschreibt ebenfalls BEIMS, 1974.

Figur 15.7 Testareal Aefligen. Vertikale Gliederung des Aquifers in drei Zonen mit unterschiedlicher mittlerer horizontaler Durchlässigkeit



15.3.2 Zusammenhang zwischen Profil- und Bereichs-k-Werten im statistisch homogenen Aquifer

In Kapitel 8 haben wir den Zusammenhang zwischen Profil- und Bereichs-k-Werten formuliert für das Modell eines horizontal geschichteten Aquifers (Gleichungen 8.1 bis 8.3). Der Profil-k-Wert wird dabei durch arithmetische Mittelung der mit den Schichtmächtigkeiten gewichteten Bereichs-k-Werte bestimmt. Ein Abminderungsfaktor wird aus folgenden Gründen nicht berücksichtigt:

(1) Die Bereichs-k-Werte stellen bereits hydraulische Mittelwerte für die Skalengrösse (Reichweite der Absenkung) des Kleinpumpversuches dar.

(2) Die Skalengrösse des Kleinpumpversuches (einige Meter bis Dekameter) in einer vergleichbaren Grössenordnung wie die horizontale Ausdehnung der einzelnen Schichtglieder fluvioglazialer und fluviatiler Schotterablagerungen, was bedeutet, dass das Modell des geschichteten Aquifers eher zutrifft als dasjenige des statistisch homogenen Aquifers.

Tabelle 15.1 Testareal Aefligen. Ermittlung der hydraulich repräsentativen Durchlässigkeit k_R aus 12 Profil-k-Werten unter Berücksichtigung einer vertikalen Dreigliederung des Aquifers (k-Werte in 10^{-3} m/s).

Bohrung Nr.	Zone 1 M = 2m	Zone 2 M = 8m	Zone 3 M = 10m	Aquifer M = 20m
RB01	1.2	10.1	6.5	7.4
RB05	0.3	11.2	3.8	6.4
RB07	0.8	9.2	6.2	6.9
SB08	0.9	7.5	4.7	5.4
RB09	2.6	5.2	3.8	4.3
RB13	1.8	6.4	0.9	3.2
SB14	3.5	8.2	2.8	5.0
RB15	0.0	3.8	1.2	2.1
SB16	0.8	11.6	4.2	6.8
RB17	1.7	11.8	4.1	6.9
SB18	1.0	18.1	5.1	9.9
RB19	12.1	12.7	7.2	9.8
$\bar{k}$	2.2	9.7	4.2	6.2
v_k	1.46	0.40	0.46	
α	0.30	0.37	0.27	
f_k	0.59	0.94	0.93	
k_R	1.3	9.1	3.9	5.7

15.3.3 Ermittlung der hydraulisch repräsentativen Durchlässigkeit im Testareal Aefligen

Tabelle 15.1 zeigt eine Zusammenstellung der zonenweise gemittelten Bereichs-k-Werte der Rotationskernbohrungen und Klarspülbohrungen im Testareal Aefligen. Für die Ermittlung der repräsentativen horizontalen Durchlässigkeit im Testareal betrachteten wir jede der drei Zonen als statistisch homogenen Abschnitt des Aquifers und berechnen ihren entsprechenden Repräsentativwert mit Hilfe des Abminderungsfaktors gemäss Figur 15.6. Die mittlere Durchlässigkeit für den gesamten Aquifer im Testareal ergibt sich anschliessend aus dem gewogenen arithmetischen Mittel der drei Zonen.

Repräsentativwert für das Testareal ermittelt aus 12 Profil-k-Werten $k_R = 5.7\ 10^{-3}$ m/s

Gebiets-k-Wert aus Grosspumpversuch $k_G = 5.5 - 6.0\ 10^{-3}$ m/s

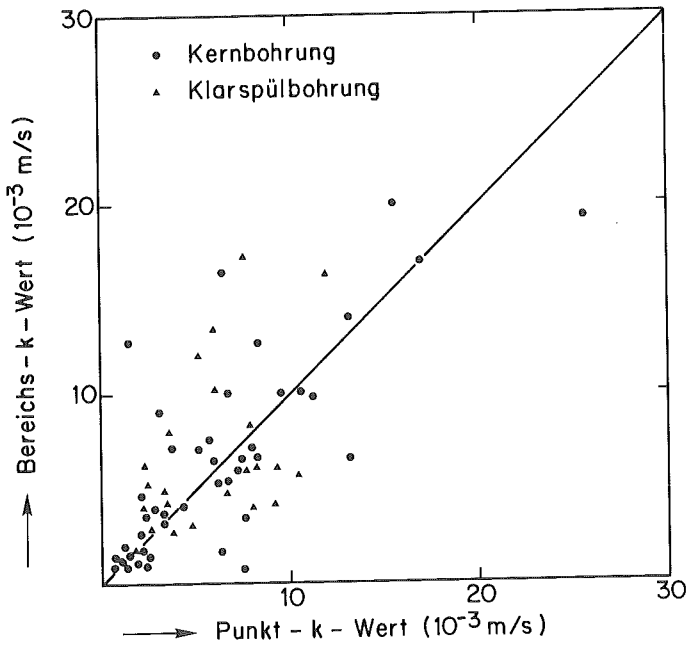
Der Vergleich des Repräsentativwertes aus den Profil-k-Werten mit dem Gebiets-k-Wert zeigt eine sehr gute Uebereinstimmung.

15.3.4 Vergleich zwischen Punkt-k-Werten und Bereichs-k-Werten

Ein Vergleich zwischen den Punkt- und Bereichs-k-Werten findet sich im Anhang A-3-4 bis A-3-15. Dabei ist zu beachten, dass das arithmetische Mittel der Punkt-k-Werte gemäss den Ausführungen im Abschnitt 7.4 am Profil-k-Wert geeicht worden ist.

Weiter muss berücksichtigt werden, dass die massgebende (hydraulisch wirksame) Länge der Vorbohrung bei den Kernbohrungen im Durchschnitt 1.3 m und bei den Klarspülbohrungen 3.4 m beträgt. Mittelt man die Bereichs-k-Werte über die entsprechenden wirksamen Längen der Vorbohrungen, zeigt sich folgendes Bild:

Figur 15.8 Testareal Aefligen. Vergleich zwischen Punkt- und Bereichs-k-Werten unter Berücksichtigung der massgebenden Längen der Vorbohrungen



Wie die Figur zeigt, ist eine Korrelation zwischen Bereichs- und Punkt-k-Werten unverkennbar. Allerdings ist die Streuung der Messergebnisse relativ gross und es lässt sich, abgesehen von einer linearen Regression, kein funktionaler Zusammenhang zwischen Punkt- und Bereichs-k-Werten erkennen.

Kapitel 16: ZUSAMMENFASSENDE SCHLUSSFOLGERUNGEN, EMPFEHLUNGEN UND AUSBLICK

Ausgangspunkt für die vorliegende Forschungsarbeit waren verschiedene offene Fragen im Zusammenhang mit der Ermittlung zuverlässiger Durchlässigkeitswerte in den heterogenen, vorwiegend grobkörnigen Lockergesteins-Grundwasserleitern der Schweiz. Eine Zusammenstellung dieser Fragen findet sich in Kapitel 1, die Beantwortung in der Form detaillierter Schlussfolgerungen erfolgt jeweils am Schluss des entsprechenden Abschnittes in dem der Fragepunkt behandelt worden ist.
Im Folgenden werden die wichtigsten Schlussfolgerungen zusammengefasst und soweit möglich in Empfehlungen für das praktische Vorgehen konkretisiert. In einem abschliessenden Ausblick wird aufgezeigt, in welcher Richtung ich weitere Forschungsarbeiten als notwendig erachte.

16.1 Modellierung der Filterströmung und des Aquifers

Im Laufe der Untersuchungen im Feld wurden zwei Feststellungen gemacht, die uns veranlassten, die bei der Auswertung von Durchlässigkeitsversuchen bisher allgemein üblichen Modelle der laminaren Filterströmung einerseits und des Aquifers mit konstantem Ruhewasserspiegel über das vertikale Profil anderseits aufzugeben.

Feststellung 1: Liegen die Durchlässigkeiten höher als ca $2\ 10^{-3}$ m/s, treten bei Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch in der Umgebung des Bohrloches zwangsläufig turbulente Strömungsverhältnisse auf.

Feststellung 2: Herrührend von der Heterogenität und Anisotropie sowie den Speisungs- und Zehrungsmechanismen finden sich im Aquifer häufig unterschiedliche Standrohrspiegelhöhen über das vertikale Profil. Als Folge finden in den Filterrohren von Aufschlussbohrungen und Brunnen vertikale Ausgleichsströmungen zwischen den verschiedenen Schichten des Aquifers statt.

Feststellung 1 veranlasste uns, Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch zur Ermittlung von Punkt-k-Werten gestützt auf die Theorie von Forchheimer für nichtlaminare Filterströmung auszuwerten. Die theoretischen Grundlagen werden in den Kapiteln 5 und 6, das praktische Vorgehen in Kapitel 7 vorgestellt. Die umfangreichen Feldversuche im Testareal Aefligen belegen die Zweckmässigkeit des vorgeschlagenen neuen Verfahrens für die Ermittlung der Punkt-k-Werte.

Feststellung 2 gab den Ausschlag für die Entwicklung einer neuen Versuchsmethodik für die Ermittlung von Profil- und Bereichs-k-Werten, indem Kleinpumpversuche mit Flowmetermessungen kombiniert werden. Theoretisch basiert das neue Konzept auf der Modellvorstellung des horizontal geschichteten Aquifers (Multilayered Aquifer) und dem Superpositionsprinzip (Ueberlagerung von zwei Strömungszuständen). Die Flowmetermessungen des vertikalen Volumenstromes im Filterrohr bilden gleichzeitig die Basis eines neuen Verfahrens für die Berechnung der Brunnenverluste.

16.2 Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch

Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch zur Ermittlung von Punkt-k-Werten werden durch zahlreiche Faktoren beeinflusst. Im Rahmen dieser Untersuchung konnten folgende Einflussgrössen nachgewiesen und z.T. quantifiziert werden: das Bohrverfahren (Kernbohrung bzw. Klarspülbohrung), der Versuchstyp (Pump- und Einspülversuche, Steig- und Sinkversuche), die Art der Vorbohrung (abgestützte bzw. nicht abgestützte Vorbohrung) und die Pump- resp. Einspülmenge.

Gestützt auf die gewonnenen Erkenntnisse über die verschiedenen Einflussgrössen werden folgende Empfehlungen für die praktische Durchführung und die Auswertung von Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch gemacht:

(1) In erster Linie sollen Pumpversuche angewendet werden. Einspülversuche sind allenfalls möglich bei Klarspülbohrungen. Steig- und Sinkversuche sind bei den häufig hohen Durchlässigkeiten der Schotter versuchstechnisch schwierig auszuführen.

(2) Die Vorbohrung ist wenn immer möglich mit einem Filterkorb abzustützen. Wenn lediglich eine Abschätzung der Durchlässigkeit (Zehnerpotenz) vorgenommen werden soll, sind auch lange, nicht abgestützte Vorbohrungen brauchbar. Eine Länge der Vorbohrung von ca 0.5 m hat sich praktisch bewährt. Es empfiehlt sich nicht, die Länge der Vorbohrung zu variieren: die relative Wertigkeit der ermittelten Punkt-k-Werte wird dadurch verfälscht.

(3) Die Entnahme soll stufenweise, mit schrittweiser Reduktion des Volumenstromes erfolgen. Die Pumpmengen sind so zu wählen, dass Absenkungen im Futterrohr zwischen 5 und 30 cm entstehen. Vor Beginn des eigentlichen Versuches muss das Bohrloch während zwei bis fünf Minuten entsandet werden.

(4) Bei Durchlässigkeiten $<$ ca $2\ 10^{-3}$ m/s sind mindestens zwei, bei Durchlässigkeiten $\geqq$ ca $2\ 10^{-3}$ m/s mindestens drei Pumpstufen zu wählen.

(5) Der Ruhewasserspiegel darf erst nach Abschluss des Pumpversuches bestimmt werden. Vor dem Pumpversuch liegt in der Regel lediglich ein gestörter Betriebswasserspiegel vor. Wasserspiegelmessungen nach längeren Arbeitsunterbrüchen, z.B. vor Arbeitsbeginn am Morgen, sind ebenfalls ungeeignet für die Ermittlung des Ruhewasserspiegels.

(6) Bei Durchlässigkeiten $\geqq$ ca $2\ 10^{-3}$ m/s hat sich die Auswertung auf den Ansatz von Forchheimer für turbulente Strömungsverhältnisse abzustützen. Das Modell zylinderförmiger Aequipotentialflächen unter Berücksichtigung einer massgebenden Länge der Vorbohrung entsprechend dem eingesetzten Bohrverfahren hat sich dabei bewährt. Gemäss den Ausführungen in Kapitel 6 berechnet sich der Punkt-k-Wert damit wie folgt:

$$k = \frac{1}{A\ C^*} \qquad (16.1)$$

mit A aus

$$\sum_{j=1}^{N} \left(\Delta H_j / Q_j - A - B\ Q_j \right)^2 = \min \qquad (16.2)$$

durch lineare Regression oder grafischen Ausgleich. Dabei bedeuten ΔH_j und Q_j die Wasserspiegeländerungen resp. die Pump- oder Einspülmengen für die j Pump- oder Einspülstufe j und $N \geqq 2$ die Anzahl der Stufen.

Weiter bedeutet:

$$C^* = \frac{2\pi\tau\alpha}{\ln R_s/r_o} \qquad (16.3)$$

Darin bedeuten τ die Länge der Vorbohrung, α ein Korrekturfaktor für den Einfluss der Umspülzone entlang der Futterrohre, gemäss Gleichung (7.8), R_s die scheinbare Reichweite nach (6.12) und r_o den Bohrlochradius.

Auch bei einer sachgemässen Versuchsdurchführung und -auswertung nach den obigen Empfehlungen sind Punkt-k-Werte, wie das im Faktor α zum Ausdruck kommt, jedoch lediglich Relativwerte und bedürfen der Eichung am Profil-k-Wert.

16.3 Kleinpumpversuche in verfilterten Aufschlussbohrungen

Kleinpumpversuche in verfilterten Aufschlussbohrungen werden wesentlich beeinflusst durch natürliche Ausgleichsströmungen im Filterrohr zwischen den Schichten des Aquifers mit unterschiedlichen Standrohrspiegelhöhen. Die natürlichen Ausgleichsströmungen liegen häufig in der gleichen Grössenordnung oder sogar höher als die durch Pumpen künstlich erzeugten Strömungen im Bohrlochbereich. Die natürlichen und im Versuch erzeugten Strömungen sind die Ursache von wesentlichen Brunnenverlusten. Werden diese Verluste bei der Auswertung von Kleinpumpversuchen vernachlässigt, resultieren in der Regel zu kleine Durchlässigkeitswerte.

16.3.1 Kleinpumpversuche kombiniert mit Flowmetermessungen

Kleinpumpversuche kombiniert mit Flowmetermessungen erlauben eine zuverlässige Berechnung des Profil-k-Wertes und der vertikalen Verteilung der horizontalen Durchlässigkeit über das Bohrprofil (Bereichs-k-Werte). Bei der Versuchsauswertung können die Brunnenverluste gestützt auf den vertikalen Volumenstrom im Filterrohr bzw. die radiale Strömung weitgehend berücksichtigt werden.

Für die praktische Durchführung und Auswertung von kombinierten Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen hat sich folgendes Vorgehen bewährt:

(1) In einem ersten Schritt wird der vertikale Volumenstrom im Filterrohr für den Ruhezustand (Nullförderung) gemessen. Flowmeter-Standmessungen haben sich dabei in den meisten Fällen besser bewährt als Flowmeter-Fahrtmessungen (Messgenauigkeit). Gleichzeitig wird der Wasserspiegel im Filterrohr und zusätzlich die Standrohrspiegelhöhen mittels innerer, bei neuen Bohrungen besser mittels äusserer Manometerleitungen ermittelt.

(2) In einem zweiten Schritt werden dieselben Messungen für einen oder mehrere Betriebszustände (Pumpstufen) wiederholt.

(3) Ausgehend vom vertikalen Volumenstrom im Filterrohr resp. der daraus abgeleiteten radialen Strömung werden die Brunnenverluste nach dem in Abschnitt 9.3 beschriebenen Verfahren berechnet. Der Brunnenverlust setzt sich dabei aus folgenden, sich summierenden Einzelverlusten zusammen:

$$\Delta h_V = \Delta h_{Fro} + \Delta h_P + \Delta h_{Fru} + \Delta h_F + \Delta h_K + \Delta h_{sk} \qquad (16.4)$$

Die Strömungsverluste längs der vertikalen Achse des Filterrohres oberhalb (Δh_{Fro}) und unterhalb (Δh_{Fru}) der Wasserentnahmestelle werden nach dem im Abschnitt 11.3 im Detail beschriebenen Verfahren unter Berücksichtigung der Reibungs- und Impulsverluste mit einer Listenrechnung ermittelt.

Der Strömungsverlust Δh_P im Bereich der Wasserentnahmestelle (Pumpe), auch bezeichnet als Ringraumverlust, wird am zweckmässigsten mit einer inneren Manometerleitung, mit der die Standrohrspiegelhöhe unterhalb der Pumpe gemessen wird, durch direkte Messung eliminiert. Die Modellversuche am Halbraummodell, vgl. Kapitel 13, haben gezeigt, dass die Berechnung der Ringraumverluste zu unsicher ist.

Der Filtereintrittsverlust Δh_F wird gestützt auf die radiale Zuströmung gemäss den Angaben in Kapitel 11 ermittelt, vgl. (11.23) und Figur 11.11.

Der Strömungsverlust in der Filterschüttung Δh_K wird nach den Angaben in Kapitel 10 gestützt auf den Ansatz von Forchheimer für nichtlaminare Strömung berechnet, vgl. (10.4) und Figur 10.2.

Der Strömungsverlust Δh_{sk} am Uebergang zwischen Aquifer und Brunnen (Skin-Effekt) ist abhängig vom Bohrverfahren. Im Testareal Aefligen konnte gezeigt werden, dass bei Rotationskernbohrungen und Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung keine nachweisbaren Skin-Effekte auftraten, wohl aber bei der Rotationsspülbohrung mit Dickspülung (Eindringen der Dickspülung in den Aquifer).

(4) Basierend auf dem Grundwasserspiegel im Filterrohr und den Standrohrspiegelhöhen in inneren und/oder äusseren Manometern wird unter Berücksichtigung der Brunnenverluste die vertikale Verteilung der Standrohrspiegelhöhen am Uebergang zwischen Brunnen und Aquifer für alle Strömungszustände berechnet Für einen vertikalen Abschnitt j des Aquifers ergeben sich die massgebende Standrohrspiegelhöhen für den Ruhezustand (Index o) und einen Betriebszustand (Index N) wie folgt:

$$h_{o,j} = \tilde{h}_{F\,o} + \Delta h_{V\,o,j}$$
$$h_{N,j} = \tilde{h}_{F\,N} + \Delta h_{V\,N,j} \qquad (16.5)$$

In Gleichung (16.5) bedeuten $\tilde{h}_{FO}$ und $\tilde{h}_{F\,N}$ die massgebenden, d.h. unter Beachtung aller Kontrollmessungen in den Manometerleitungen ermittelten Grundwasserspiegel im Filterrohr für den Ruhezustand o und den Betriebszustand N.

(5) Durch Superposition des Ruhezustandes (Nullförderung) mit einem Betriebszustand wird die horizontale Durchlässigkeit für jeden vertikalen Abschnitt des Aquifers (Bereichs-k-Werte) nach den Angaben in Abschnitt 8.3.3 wie folgt ermittelt

$$k_{Bj} = \frac{\Delta q_{rN,j}}{2\pi\,\Delta h_{N,j}} \ln R_{s\,ma}/r_o \qquad (16.6)$$

wobei $\Delta h_{N,j} = h_{o,j} - h_{N,j}$

und $\Delta q_{rN,j} = q_{rN,j} - q_{ro,j}$

In (16.6) bedeuten Δq_{rN} die Differenz der radialen Zuströmung zwischen Ruhezustand und Betriebszustand, Δh_N die Differenz der Standrohrspiegelhöhen am Uebergang zwischen Brunnen und Aquifer zwischen Ruhezustand und Betriebszustand, $R_{s\,ma}$ die massgebende scheinbare Reichweite und r_o den Brunnenradius.

(6) Aus den Bereichs-k-Werten wird der Profil-k-Wert nach den Ausführungen in Abschnitt 8.1 folgendermassen berechnet

$$k_p = \frac{1}{z_m - z_o} \sum_{j=1}^{m} k_{Bj}\,(z_j - z_{j-1}) \qquad (16.7)$$

Dabei bedeuten z_j die Höhenkoten der Grenzflächen zwischen den einzelnen vertikalen Abschnitten des Aquifers (Bereiche).

(7) Schlussendlich können ebenfalls die Ruhewasserspiegel im Aquifer für die verschiedenen Bereiche gemäss den Ausführungen in Abschnitt 8.3.4 berechnet werden

$$h_{Rj} = h_{o,j} + \frac{q_{ro,j}}{2\pi\,k_{Bj}} \ln R_{s\,ma}/r_o \qquad (16.8)$$

16.3.2 Kleinpumpversuche mit inneren oder äusseren Manometerleitungen ohne Flowmetermessungen

Kleinpumpversuche in Aufschlussbohrungen mit inneren (mobilen) oder äusseren (ortsfesten) Manometerleitungen stellen eine Möglichkeit für die Abschätzung des Profil-k-Wertes dar, wenn aus irgend einem Grunde keine Flowmetermessungen durchgeführt werden können. Mit den Manometerleitungen werden die Standrohrspiegelhöhen auf verschiedenen Höhenkoten verteilt über das vertikale Profil gemessen. Für die praktische Durchführung und die Auswertung der Versuche ist folgendes Vorgehen angezeigt:

(1) In einem ersten Schritt wird der Grundwasserspiegel im Filterrohr und die Standrohrspiegel in den verschiedenen Manometern innen oder aussen am Filterrohr für den Ruhezustand (Nullförderung) eingemessen.

(2) In einem zweiten Schritt werden dieselben Messungen für einen oder mehrere Betriebszustände (Pumpstufen) wiederholt.

(3) Gestützt auf eine hypothetische Zuströmverteilung basierend auf der Annahme eines konstanten Ruhedruckes über das vertikale Profil und einer Durchlässigkeitsverteilung entsprechend den Ergebnissen der Punkt-k-Wert Versuche werden die Brunnenverluste zwischen Filterrohr und Bohrlochwand abgeschätzt.

(4) Ausgehend vom Wasserspiegel im Filterrohr und von den Standrohrspiegelhöhen in den verschiedenen Manometerleitungen wird die vertikale Verteilung der Standrohrspiegel innen oder aussen am Filterrohr durch Interpolation zwischen den Manometermesspunkten ermittelt. Anschliessend wird die vertikale Verteilung der Standrohrspiegelhöhen am Uebergang zwischen Brunnen und Aquifer unter Berücksichtigung der abgeschätzten Brunnenverluste berechnet.

(5) Basierend auf der hypothetischen Zuströmverteilung und den entsprechenden Standrohrspiegeländerungen wird anschliessend der Profil-k-Wert berechnet.

Kleinpumpversuche mit inneren oder äusseren Manometerleitungen ohne Flowmetermessungen führen nach unseren bisherigen Erfahrungen dort zu brauchbaren Ergebnissen, wo die vertikale Verteilung der Durchlässigkeit aus Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch hinreichend bekannt ist und keine ausgeprägten natürlichen Vertikalströmungen im Filterrohr vorliegen.

16.3.3 Ausbau von Aufschlussbohrungen

Filterrohre: Kleinpumpversuche kombiniert mit Flowmetermessungen, mit den in dieser Arbeit vorgestellten Messgeräten, erfordern einen Filterrohrdurchmesser von mind. 4" (NW 100 mm) wenn Saugpumpen und mind. 4½" (NW 115 mm) wenn Unterwasserpumpen verwendet werden.

In der Praxis hat sich gezeigt, dass insbesondere bei tiefliegendem Grundwasserspiegel Platzprobleme mit Unterwasserpumpe, Bohrlochmesskabel und Manometerleitung in 4½"-Rohren auftreten können. Es empfiehlt sich deshalb, in diesen Fällen Filterrohre mit einem Durchmesser von mind. 5" (NW 125 mm) zu verwenden.

Manometerleitungen: Äussere und innere Manometerleitungen wurden im Testareal Aefligen zur Kontrolle der rechnerisch ermittelten Standrohrspiegelhöhen eingesetzt. Es zeigte sich in allen Fällen eine gute Uebereinstimmung zwischen Messwerten und Theorie.

Sofern Kleinpumpversuche kombiniert mit Flowmetermessungen ausgeführt werden, sind wir deshalb heute der Meinung, dass bei Verwendung glattwandiger, horizontal geschlitzter Kunststoffilterrohre Beobachtungen des Grundwasserspiegels im Filterrohr sowie in einer Manometerleitung unterhalb der Wasserentnahmestelle genügen.

Sofern Kleinpumpversuche ohne Flowmetermessungen ausgeführt werden, erachten wir mind. drei Manometerleitungen verteilt über das Bohrprofil als notwendig.

Bei geringer Grundwassermächtigkeit ($H < 10$ m) bzw. bei Filterdurchmessern ≥ 150 mm und Pumpmengen < 5 l/s kann wegen der geringen Bedeutung der Brunnenverluste auf Manometerleitungen verzichtet werden.

16.4 Ausblick

Korrelation zwischen Durchlässigkeit und geotechnischer resp. lithologischer Beschreibung von Schotterablagerungen

Flowmetermessungen und Kleinpumpversuche in verfilterten Aufschlussbohrungen, wie in dieser Arbeit vorgestellt, geben erstmals die Möglichkeit, in grobkörnigen, heterogen aufgebauten und anisotropen Grundwasserleitern ein detailliertes Bild über die vertikale Verteilung der horizontalen Durchlässigkeiten im Bohrprofil zu gewinnen. Es scheint uns vielversprechend, mit Vergleichsuntersuchungen in verschiedenen Schottertypen zu erhärten, ob, wie im Testareal Aefligen, signifikante Beziehungen zwischen der geotechnischen und lithologischen Beschreibung der Schotter einerseits und der Durchlässigkeit anderseits nachgewiesen werden können. Dabei wäre es von besonderem Interesse, die im Testareal Aefligen nicht in ausreichendem Umfang vorzufindenden stark siltigen, tonigen und stark tonigen Kiese einzubeziehen.

Derartige Vergleichsuntersuchungen könnten eine wichtige Basis für die Umsetzung hydrogeologischer Modellvorstellungen von einem Grundwasserleiter in ein hydraulisches Grundwassermodell darstellen (Stichwort: Anfangsabschätzung der räumlichen Verteilung der Durchlässigkeit).

Bohrverfahren

Die vorliegenden Untersuchungen haben gezeigt, dass sich sowohl Rotationskernbohrungen als auch Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung eignen, wenn die Durchlässigkeit des Aquifers ermittelt werden soll. Demgegenüber führen unverrohrte Rotationsspülbohrungen mit Dickspülung zu einer wesentlichen Verfälschung der

Durchlässigkeitswerte infolge der im Aquifer verbleibenden Spülung. Für die zukünftige Anwendung der beiden erstgenannten Bohrverfahren im Rahmen der Grundwassererkundung stellt die Ermittlung der Durchlässigkeit kein Entscheidungskriterium dar. Andere Aspekte, wie z.B. die Möglichkeiten der Interpretation des Bohrgutes oder die Bohrkosten dürften deshalb zukünftig ausschlaggebend sein.

Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch

Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch werden durch zahlreiche Faktoren beeinflusst und geben auch bei einer geeigneten Versuchsdurchführung und -auswertung lediglich Relativwerte für die vertikale Verteilung der Durchlässigkeit im Bohrprofil. Mit der vorgeschlagenen verbesserten Versuchsmethodik kann zwar die Genauigkeit der Versuchsresultate erhöht werden, gleichzeitig werden die Versuche aber auch aufwendiger als die früher üblichen Versuche mit meist nur einer Pumpmenge.

Als Alternative zu den Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch kann die vertikale Verteilung der horizontalen Durchlässigkeit mit der in dieser Arbeit entwickelten Methode der Kleinpumpversuche kombiniert mit Flowmetermessungen wesentlich zuverlässiger, detaillierter und erst noch kostengünstiger ermittelt werden.

Wie die Erfahrungen im Rahmen dieser Arbeit gezeigt haben, liegen die Kosten für einen Kleinpumpversuch mit Flowmetermessungen in der gleichen Grössenordnung wie diejenigen für zwei bis vier Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch. Wir sind deshalb der Meinung, dass Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch zukünftig weitgehend durch Kleinpumpversuche und Flowmetermessungen ersetzt werden können.

Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch sind jedoch nach wie vor dort angezeigt, wo Informationen über die vertikale Verteilung der Durchlässigkeit bereits während den Bohrarbeiten benötigt werden. Dies trifft z.B. zu, wenn der Entscheid über den Abbruch einer Bohrung von der Durchlässigkeit der erbohrten Sedimente abhängig ist (Brunnenbau).

Kleinpumpversuche in verfilterten Aufschlussbohrungen

Kleinpumpversuche kombiniert mit Flowmetermessungen in verfilterten Aufschlussbohrungen stellen eine Möglichkeit dar, zukünftig wesentlich zuverlässigere und detailliertere Informationen über die räumliche Verteilung lokaler Durchlässigkeitswerte in einem Aquifer zu gewinnen.

Dabei besteht nicht etwa die Absicht, diese detaillierten Durchlässigkeitswerte bei der Berechnung regionaler Grundwasserprobleme in deterministischer Art in Grundwassermodelle einzuführen. Vielmehr geht es darum, mit Hilfe stochastischer Modellansätze hydraulisch repräsentative Mittelwerte der Durchlässigkeit für grössere Abschnitte des Aquifers zu ermitteln. Im Rahmen dieser Arbeit wurde eine Möglichkeit für diese Mittelwertbildung vorgestellt. Weitere Untersuchungen in dieser Richtung scheinen uns jedoch noch notwendig.

Mit der neuen Versuchsmethodik kann zusätzlich die ungestörte Standrohspiegelverteilung über das vertikale Profil des Aquifers berechnet werden. Für die Dimensionierung von Vertikalfilterbrunnen und eine Reihe anderer grundwasserhydraulischer Fragestellungen ergeben sich damit neue, vielversprechende Grundlagen. Es scheint uns z.B. evident, dass das häufig zu beobachtende "Abreissen" des Brunnenwasserspiegels bei Leistungspumpversuchen nicht unbedingt auf eine schlechte Brunnenentsandung zurückzuführen sein muss. Die Ursache kann auch in einer ungleichen Verteilung der Durchlässigkeit und der Standrohrspiegel über das Bohrprofil liegen.

Wir können uns weiter vorstellen, dass Kleinpumpversuche und Flowmetermessungen zukünftig eine wertvolle Versuchsmethode für die Ermittlung verschiedener notwendiger Parameter zur Beschreibung der Makrodispersion im Zusammenhang mit dem Stofftransport in heterogenen Grundwasserleitern darstellen.

Zuverlässige Flowmetermessungen setzen voraus, dass Flowmetersonden auf den Volumenstrom im Filterrohr geeicht werden können. Für die Ersteichung von Flowmetersonden und periodische Nacheichungen entspricht eine permanente Eichanlage einem dringenden Bedürfnis. Dabei wäre es von grossem Vorteil, wenn parallel zur Volumenstromeichung gleichzeitig auch die sondenbedingten Druckverluste ermittelt werden könnten.

ZUSAMMENFASSUNG

Für die Ermittlung der Durchlässigkeit von Lockergesteins-Grundwasserleitern sind zahlreiche Feldmethoden bekannt. Welche dieser Methoden sich unter den komplexen Randbedingungen der heterogen aufgebauten und stark anisotropen alpenrandnahen Lockergesteinsablagerungen der Schweiz eignet, war umstritten. Vergleiche zwischen den mit unterschiedlichen Methoden erhobenen Durchlässigkeitswerten zeigten in der Vergangenheit immer wieder erhebliche Differenzen bis in die Grössenordnung von Zehnerpotenzen.

Im Rahmen dieser Untersuchung wurden verschiedene Pumpversuchsmethoden in dem für durchschnittliche schweizerische Verhältnisse charakteristischen Testareal im Detail untersucht und miteinander verglichen. In den Vergleich einbezogen wurden die wichtigsten Bohrverfahren, welche beim Abteufen von Aufschlussbohrungen in der Schweiz zur Anwendung gelangen.

Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch: Die Resultate von Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch (Punkt-k-Werte) sind in hohem Masse vom Bohrverfahren und zusätzlich von der individuellen Methodik des Bohrmeisters abhängig. Zuverlässige Werte lassen sich nur mit Pumpversuchen ermitteln. Einspülversuche ergeben bei Kernbohrungen zu kleine, bei Rotationsspülbohrungen mit Klarspülung vergleichbare Durchlässigkeitswerte. Die Vorbohrung muss mit einem Filterkorb abgestützt werden. Bei Durchlässigkeiten über ca 2 10^{-3} m/s treten in der Umgebung des Bohrloches zwangsläufig turbulente Strömungsverhältnisse auf. Die Auswertung der Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch hat sich deshalb auf die Theorie nichtlaminarer Filterströmung abzustützen. Für die praktische Durchführung und die Auswertung der Versuche werden neue Vorschläge gemacht. Auch bei einer sachgemässen Versuchsdurchführung und -auswertung sind Punkt-k-Werte jedoch lediglich Relativwerte und bedürfen der Eichung an der mittleren Durchlässigkeit des Aquifer-Profiles.

Kleinpumpversuche in verfilterten Aufschlussbohrungen: Herrührend von der Heterogenität und Anisotropie sowie den Speisungs- und Zehrungsmechanismen finden sich im Aquifer häufig unterschiedliche Standrohrspiegelhöhen über das vertikale Profil. Als Folge finden in den Filterrohren von Aufschlussbohrungen und Brunnen vertikale Ausgleichsströmungen zwischen den verschiedenen Aquifer-Schichten statt. Das traditionelle Konzept für die Ermittlung der Durchlässigkeit eines Aquifer-Profiles (Profil-k-Wert), welches von einem strömungslosen Ruhezustand ausgeht, musste fallengelassen werden.

Eine neue Versuchsmethodik wurde entwickelt, indem Kleinpumpversuche mit Flowmetermessungen kombiniert wurden. Der vertikale Volumenstrom im Filterrohr wird mit einer speziell für diese Bedürfnisse entwickelten,hochempfindlichen Flowmetersonde gemessen. Durch Superposition von zwei Strömungszuständen kann mit der neuen Versuchsmethodik sowohl der Profil-k-Wert als auch die vertikale Verteilung der Durchlässigkeit (Bereichs-k-Werte) über das Aquifer-Profil ermittelt werden.
Basierend auf dem vertikalen Volumenstrom im Filterrohr sowie auf Standrohrspiegelmessungen in Manometerleitungen wurde ein Verfahren aufgestellt für die Berechnung und Elimination der Brunnenverluste, insbesondere der Strömungsverluste

in der Filterschüttung, beim Durchtritt durch die Filteröffnungen und bei der Strömung entlang der Rohrachse. Mit speziellen Untersuchungen an einem Halbraummodell wurden die Strömungsverhältnisse im Bereich der Wasserentnahmestelle im Filterrohr (Pumpe) studiert und ein Verfahren für die Abschätzung der Ringraumverluste zwischen Pumpe und Filterrohr entwickelt.

Durch die Berücksichtigung der Brunnenverluste liegen die mit der neuen Versuchsmethodik ermittelten Profil-k-Werte durchschnittlich um den zwei- bis dreifachen Betrag höher als die alten Werte. Besonders grosse Fehler wurden dort festgestellt, wo Kleinpumpversuche mit Unterwasserpumpen in Filterrohren der Nennweite 100 mm durchgeführt worden sind: Abweichungen von den alten Werten um mehr als den zehnfachen Betrag sind möglich.

Die vertikale Verteilung der horizontalen Durchlässigkeit über das Aquifer-Profil (Bereichs-k-Werte) kann mit Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen kostengünstiger und erst noch zuverlässiger ermittelt werden als mit Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch. Aufwendige Punkt-k-Wert Versuche können durch die neue Versuchsmethodik weitgehend ersetzt werden. Zudem erlaubt die neue Versuchsmethodik, die vertikale Verteilung der Standrohrspiegelhöhen in den einzelnen Schichten des Aquifers zu berechnen.

Grosspumpversuch: Als Vergleichsbasis für die Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch und die Kleinpumpversuche im Filterrohr wurde im Testareal auch ein Grosspumpversuch durchgeführt. Für die Versuchsauswertung dienten verschiedene Typkurvendeckungsverfahren, Geradlinienverfahren und ein automatisches Optimierungsverfahren. Neben den Informationen über die Gebietsdurchlässigkeit (Gebiets-k-Wert) ergaben sich vor allem neue Erkenntnisse über den zeitlichen Ablauf der Porenentwässerung, d.h. über die Zeitabhängigkeit des Speicherkoeffizienten.

Mit Hilfe stochastischer Modellansätze wurden die verschiedenen Durchlässigkeitswerte aus Bohrlochversuchen und Kleinpumpversuchen im Filterrohr auf Gebietsmittelwerte umgerechnet und mit dem Gebiets-k-Wert verglichen. Dabei zeigte sich eine sehr gute Uebereinstimmung.

Abstract

Several field methods to determine the horizontal hydraulic conductivity of saturated aquifers consisting of unconsolidated gravelly sediments were investigated in detail and subsequently compared. The aquifers of the test area are representative for most comparable aquifers in Switzerland. The study also includes a comparison of several drilling methods.

Hydraulic conductivity measured in cased boreholes: The results of local hydraulic conductivity tests carried out at the bottom of cased boreholes are greatly influenced by the drilling method used. Only pumping tests will yield reliable results. Recharging tests, slug tests and recovery tests result in low values. Frequently non laminar flow conditions prevail in the immediate vicinity of the borehole. For this reason the evaluation of hydraulic conductivity tests must be based on the theory of non-Darcy flow. Appropriately executed and evaluated local hydraulic conductivity tests carried out in cased boreholes result in only relative values. These values need to be calibrated relative to the average horizontal hydraulic conductivity of the vertical aquifer profile.

Single well pumping tests in small diameter wells: A new testing method to determine the local horizontal hydraulic conductivity of the aquifer has been developed, whereby pumping tests are combined with flowmeter measurements. The vertical volumetric discharge in the well screen is measured by means of a highly sensitive flowmeter. Using the principle of superposition, the average value of horizontal hydraulic conductivity as well as their distribution over the vertical aquifer profile can be determinated from head and discharge measurements of two flow states.
Based on measurements of the volumetric discharge in the well screen as well as simultaneous measurements of hydraulic head in piezometers, a new method was developed to evaluate the well losses. Special interest was focussed on flow losses in the vicinity of the water capture point (pump) in the well. For this purpose a test model, half cylindrical in shape, was developed. Hydraulic conductivity values measured with the proposed new method results in two to three fold higher values, provided the well losses are taken into proper consideration. The results indicate that the proposed single well pumping test method combined with flowmeter measurements can largely replace the hertofor used local hydraulic conductivity tests: single well pumping tets without flowmeter measurements as well as the tests in cased boreholes.

Large scale multiwell pumping tests: A large scale multiwell pumping test with many observation wells was also carried out in the test area. It served as a comparison to the local hydraulic conductivity tests. Aside from information concerning the average hydraulic conductivity of the aquifer presented in the test area, it provided new insight into the dynamic process of pore drainage.

Using stochastic analysis, the various local values of hydraulic conductivity obtained from tests in boreholes, as well as by single well pumping tests were converted to average values of the test area and compared with the results of large scale multiwell tests. The data from both groups showed excellent concurrence.

Anhang A-3-1: Testareal Aefligen. Gewichtsprozente der ursprünglichen Kornverteilung von 56 Bodenproben aus 8 Rotationskernbohrungen

Bohrung Nr.	Bodenprobe Nr.	Korngrösse in mm													
		0.006	0.020	0.060	0.100	0.200	0.500	1.000	2.000	4.000	8.000	20.00	31.50	63.00	80.00	max. Korn
RB01	0	4.30	7.44	10.91	12.55	17.02	22.13	26.12	31.35	36.28	51.45	69.82	76.89	92.33	97.31	91
	1	1.26	2.17	3.37	4.53	6.37	11.88	15.07	20.06	28.48	42.32	71.28	83.64	95.24		80
	2	0.79	1.42	2.39	3.62	5.73	12.37	15.09	18.11	24.50	36.62	64.50	78.46	94.32	96.98	105
	3	4.37	6.58	8.57	11.06	14.64	20.82	25.21	30.54	38.79	51.98	75.00	86.90			50
	4	2.08	3.28	4.40	6.82	9.73	13.64	15.59	19.16	25.67	37.95	61.95	71.23	97.66	99.88	81
	5	1.47	2.33	3.53	4.51	5.95	9.48	11.95	16.37	24.30	37.61	63.28	73.25	86.45	91.35	122
	6	2.21	3.28	4.89	6.50	8.94	15.29	18.43	23.05	30.06	41.32	66.44	77.48	90.75	97.12	94
RB05	0	3.25	6.08	7.66	8.34	11.13	18.21	24.50	28.67	38.13	52.45	75.24	88.12	96.76	98.37	94
	1		2.50	4.00	5.29	7.36	14.26	19.38	25.95	30.45	39.60	57.21	68.25	84.20	90.21	118
	2		2.29	4.02	5.46	8.00	17.55	24.31	29.55	37.00	47.97	70.04	81.95	97.39	99.14	90
	3		2.09	3.45	4.58	6.58	13.12	19.35	23.57	30.27	43.92	66.76	76.98	96.09	99.81	81
	4	2.48	4.18	6.06	7.65	9.98	16.95	21.37	25.52	32.68	47.47	77.56	90.12	99.99		63
	5		2.69	3.77	4.95	6.90	12.11	15.10	17.85	27.66	41.61	65.14	75.03	92.40	99.99	80
	6	2.04	4.79	5.64	7.86	11.66	21.43	25.18	33.16	44.79	60.56	80.71	87.38	94.72	97.45	100
RB07	0			3.90	5.75	8.53	17.66	19.78	22.42	26.57	34.79	58.09	70.56	97.84		67
	1			3.80	5.21	7.15	14.04	14.83	17.55	22.35	31.59	55.67	67.83	91.95	97.76	88
	2		3.02	3.96	6.64	8.96	17.18	19.70	25.02	27,33	38.69	60.63	74.22	90.30	98.38	85
	3	3.15	6.12	10.02	12.83	16.36	21.64	23.50	25.51	29.49	36.32	52.97	62.31	83.78	98.53	83
	4	3.17	5.25	7.22	8.90	11.04	17.40	20.18	23.55	27.99	36.17	58.22	70.15	87.78	93.60	107
	5	3.08	4.86	6.87	8.69	11.06	15.71	18.31	22.19	28.44	37.31	56.39	67.40	87.25	92.76	110
	6		2.93	4.37	5.62	7.25	10.98	12.55	13.91	17.26	24.65	46.11	60.71	89.19	94.80	102
RB09	0			1.47	2.89	5.57	14.61	15.36	18.03	19.76	25.97	43.26	54.90	78.55	90.15	98
	1		1.38	2.37	3.54	5.58	11.44	13.51	19.28	21.67	29.76	51.67	63.34	84.60	97.39	84
	2	2.26	3.88	6.21	8.26	11.27	19.22	21.72	25.65	27.61	35.03	56.85	69.18	93.30	97.01	97
	3		2.91	4.66	5.98	7.97	13.39	15.18	19.48	23.56	32.49	48.75	57.33	83.29	89.19	124
	4	3.58	5.50	7.71	9.47	11.95	18.01	20.97	23.95	24.81	31.36	49.82	62.99	91.71	95.66	104
	5		3.64	5.28	7.17	10.28	20.91	23.36	28.70	32.86	44.02	66.01	74.66	92.61	95.68	112
	6		3.85	6.02	8.14	11.02	13.34	15.28	19.61	20.14	25.32	37.24	44.02	66.08	77.91	125
RB13	0		1.40	2.44	3.76	6.40	13.87	16.03	18.01	22.53	32.27	60.23	72.05	83.57	90.19	114
	1		1.79	2.84	3.69	4.95	9.41	10.72	12.81	16.01	21.82	40.33	55.74	79.37	87.94	112
	2		2.15	3.38	4.55	6.51	15.21	18.76	21.32	23.67	31.84	65.94	84.89	98.51		68
	3		2.40	3.90	5.19	7.13	14.86	18.71	22.29	26.39	33.25	53.68	67.90	90.78	99.14	82
	4	3.52	5.04	6.85	7.74	9.95	12.66	13.57	15.64	19.12	25.70	42.50	52.86	66.02	79.23	110
	5	2.86	5.10	7.12	8.69	10.82	13.63	15.33	17.91	19.24	24.71	43.95	57.11	88.87		75
	6	3.10	4.82	6.93	9.41	12.78	16.89	18.58	21.99	24.92	34.96	58.31	69.13	90.93	97.00	90
RB15	0	3.31	5.78	6.65	9.67	10.32	20.94	23.51	26.13	31.26	42.18	61.34	74.23	96.50	98.21	86
	1		2.95	3.97	5.12	9.50	16.24	19.37	23.54	27.14	41.28	58.58	69.16	89.31	95.33	100
	2		2.52	4.02	5.30	7.44	14.23	19.35	25.97	29.98	39.55	57.23	67.87	82.20	91.42	112
	3		2.15	3.12	3.96	5.20	8.93	12.21	18.88	27.95	42.62	69.51	79.12	90.07	96.21	100
	4		3.64	4.88	6.31	8.57	18.81	22.59	28.50	36.12	43.93	59.47	67.63	93.79	99.13	85
	5		4.23	6.10	7.89	10.60	18.23	23.78	28.99	38.46	52.47	74.87	79.87	87.41	91.36	135
	6		2.00	3.53	4.50	6.05	11.67	18.46	21.45	28.87	42.12	67.34	77.47	99.99		62
RB17	0	3.36	6.08	9.98	12.55	15.87	20.68	24.67	27.12	31.54	39.41	55.99	63.63	76.93	94.15	117
	1		2.22	3.57	4.94	7.26	13.92	18.39	23.55	34.03	50.20	77.33	89.65	98.05	99.36	90
	2	2.66	4.71	7.15	9.05	11.76	19.33	21.82	27.81	36.14	48.68	70.85	79.84	91.50	96.86	92
	3		2.45	3.25	4.45	6.61	13.28	24.11	26.84	35.49	48.28	77.00	87.85	96.78		70
	4		4.23	6.05	7.65	9.86	14.74	17.08	20.42	27.55	40.64	68.59	82.05	99.99		63
	5		2.57	3.80	5.12	7.30	13.88	17.46	24.45	36.03	52.40	75.84	82.33	89.32	96.47	90
	6		1.73	2.52	3.38	4.71	8.32	11.46	18.00	28.54	45.89	76.97	88.17			60
RB19	0		1.42	2.41	3.78	6.38	13.55	15.38	18.02	20.21	31.43	63.56	71.88	81.95	90.20	112
	1		2.25	3.52	4.88	7.35	13.87	17.98	24.02	33.45	51.67	75.18	90.91	96.75		73
	2		2.40	4.05	6.21	8.66	18.02	20.53	22.23	26.51	35.46	58.03	70.50	95.56		78
	3		1.77	2.86	3.65	6.87	11.13	13.05	14.56	18.89	26.27	48.55	64.18	83.48	98.67	95
	4	3.25	5.09	7.55	8.89	12.14	17.21	21.35	24.17	28.00	38.35	67.80	81.53	93.18	97.33	105
	5	1.74	2.76	4.19	7.34	13.28	20.20	21.85	25.05	27.88	37.15	54.48	68.24	85.86	96.14	98
	6	3.14	5.58	7.17	10.24	13.55	19.46	23.33	27.14	35.29	44.17	63.66	75.56	88.12	99.25	85

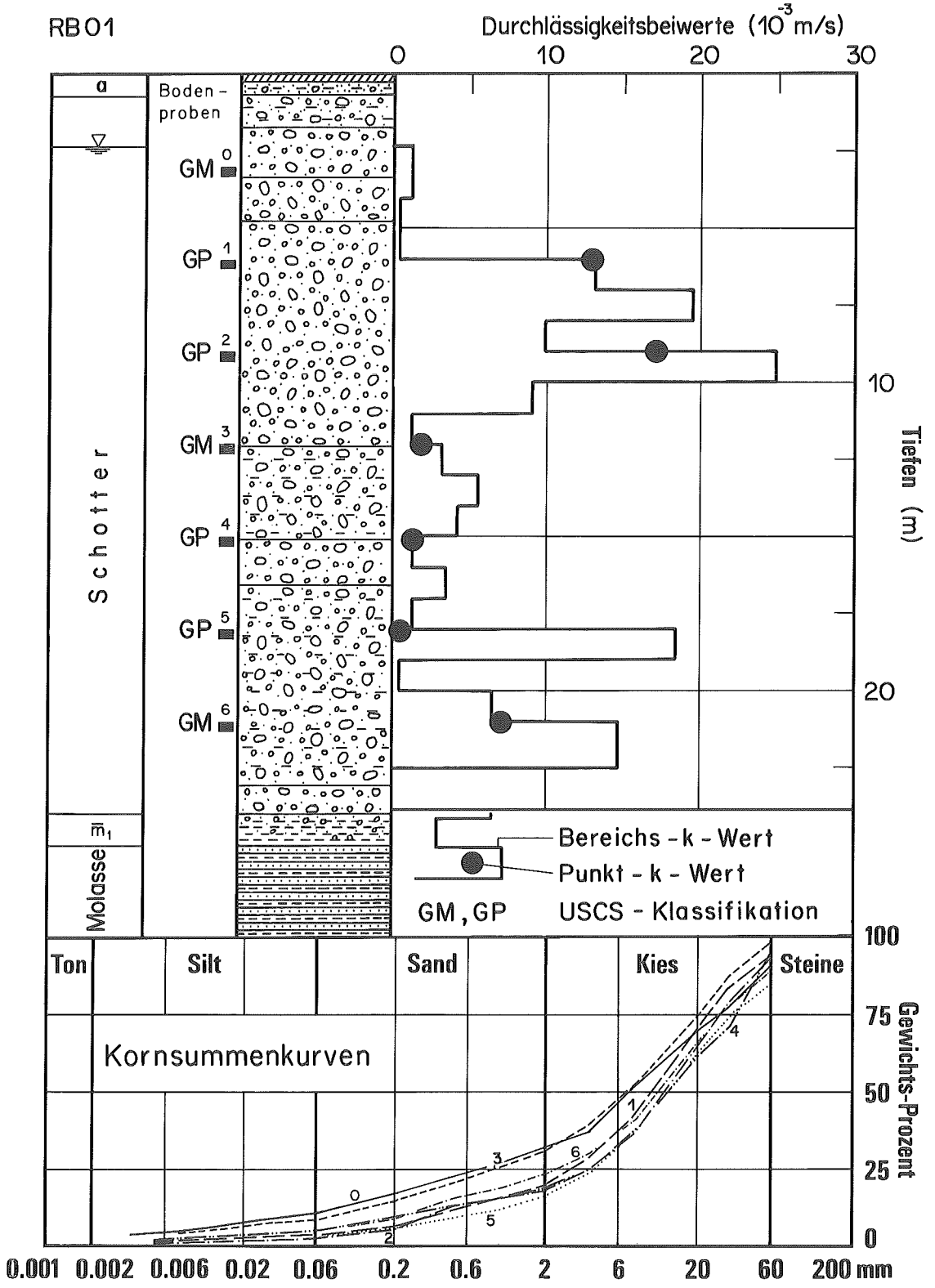
Anhang A-3-2: Testareal Aefligen. Gewichtsprozente der reduzierten Kornverteilung von 56 Bodenproben aus 8 Rotationskernbohrungen

Bohrung Nr.	Bodenprobe Nr.	Korngrösse in mm												
		0.006	0.020	0.060	0.100	0.200	0.500	1.000	2.000	4.000	8.000	20.00	31.50	63.00
RB01	0	4.66	8.06	11.82	13.59	18.43	23.97	28.29	33.95	39.29	55.72	75.62	83.28	100.0
	1	1.32	2.28	3.54	4.76	6.69	12.47	15.82	21.06	29.90	44.44	74.82	87.82	100.0
	2	0.84	1.51	2.53	3.84	6.08	13.11	16.00	19.20	25.98	38.83	68.38	83.18	100.0
	3	4.37	6.58	8.57	11.06	14.64	20.82	25.21	30.54	38.79	51.98	75.00	86.90	100.0
	4	2.13	3.36	4.51	6.98	9.96	13.97	15.96	19.62	26.29	38.86	63.43	72.94	100.0
	5	1.70	2.70	4.08	5.22	6.88	10.97	13.82	18.94	28.11	43.50	73.20	84.73	100.0
	6	2.44	3.61	5.39	7.16	9.85	16.85	20.31	25.40	33.12	45.53	73.21	85.38	100.0
RB05	0	3.36	6.28	7.92	8.62	11.50	18.82	25.32	29.63	39.41	54.21	77.76	91.07	100.0
	1		2.97	4.75	6.28	8.74	16.94	23.02	30.82	36.16	47.03	67.95	81.06	100.0
	2		2.35	4.13	5.61	8.21	18.02	24.96	30.34	37.99	49.26	71.92	84.15	100.0
	3		2.18	3.59	4.77	6.85	13.65	20.14	24.53	31.50	45.71	69.48	80.11	100.0
	4	2.48	4.18	6.06	7.65	9.98	16.95	21.37	25.52	32.68	47.47	77.56	90.12	100.0
	5		2.91	4.08	5.36	7.47	13.11	16.34	19.32	29.94	45.03	70.50	81.20	100.0
	6	2.15	5.06	5.95	8.30	12.31	22.62	26.58	35.01	47.29	63.94	85.21	92.25	100.0
RB07	0			3.99	5.88	8.72	18.05	20.22	22.91	27.16	35.56	59.37	72.12	100.0
	1			4.13	5.67	7.78	15.27	16.13	19.09	24.31	34.36	60.54	73.77	100.0
	2		3.34	4.39	7.35	9.92	19.03	21.82	27.71	30.27	42.85	67.14	82.19	100.0
	3	3.76	7.30	11.96	15.31	19.53	25.83	28.05	30.45	35.20	43.35	63.23	74.37	100.0
	4	3.61	5.98	8.23	10.14	12.58	19.82	22.99	26.83	31.89	41.21	66.32	79.92	100.0
	5	3.53	5.57	7.87	9.96	12.68	18.01	20.99	25.43	32.60	42.76	64.63	77.25	100.0
	6		3.29	4.90	6.30	8.13	12.31	14.07	15.60	19.35	27.64	51.70	68.07	100.0
RB09	0			1.87	3.68	7.09	18.60	19.55	22.95	25.16	33.06	55.07	69.89	100.0
	1		1.63	2.80	4.18	6.60	13.52	15.97	22.79	25.61	35.18	61.08	74.87	100.0
	2	2.42	4.16	6.66	8.85	12.08	20.60	23.28	27.49	29.59	37.55	60.93	74.15	100.0
	3		3.49	5.59	7.18	9.57	16.08	18.23	23.39	28.29	39.01	58.53	68.83	100.0
	4	3.90	6.00	8.41	10.33	13.03	19.64	22.87	26.11	27.05	34.19	54.32	68.68	100.0
	5		3.93	5.70	7.74	11.10	22.58	25.22	30.99	35.48	47.53	71.28	80.62	100.0
	6		5.83	9.11	12.32	16.68	20.19	23.12	29.68	30.48	38.32	56.36	66.62	100.0
RB13	0		1.68	2.92	4.50	7.66	16.60	19.18	21.55	26.96	38.61	72.07	86.22	100.0
	1		2.26	3.58	4.65	6.24	11.86	13.51	16.14	20.17	27.49	50.81	70.23	100.0
	2		2.18	3.43	4.62	6.61	15.44	19.04	21.64	24.03	32.32	66.94	86.17	100.0
	3		2.64	4.30	5.72	7.85	16.37	20.61	24.55	29.07	36.63	59.13	74.80	100.0
	4	5.33	7.63	10.38	11.72	15.07	19.18	20.55	23.69	28.96	38.93	64.37	80.07	100.0
	5	3.22	5.74	8.01	9.78	12.18	15.34	17.25	20.15	21.65	27.80	49.45	64.26	100.0
	6	3.41	5.30	7.62	10.35	14.05	18.57	20.43	24.18	27.41	38.45	64.13	76.03	100.0
RB15	0	3.43	5.99	6.89	10.02	10.69	21.70	24.36	27.08	32.39	43.71	63.56	76.92	100.0
	1		3.30	4.45	5.73	10.64	18.18	21.69	26.36	30.39	46.22	65.59	77.44	100.0
	2		3.07	4.89	6.45	9.05	17.31	23.54	31.59	36.47	48.11	69.62	82.57	100.0
	3		2.39	3.46	4.40	5.77	9.91	13.56	20.96	31.03	47.32	77.17	87.12	100.0
	4		3.88	4.82	6.73	9.14	20.06	24.09	30.39	38.51	46.84	63.41	72.11	100.0
	5		4.84	6.98	9.03	12.13	20.86	27.21	33.17	44.00	60.03	85.65	91.37	100.0
	6		2.00	3.53	4.50	6.05	11.67	18.46	21.45	28.87	42.12	67.34	77.47	100.0
RB17	0	4.37	7.90	12.97	16.31	20.63	26.88	32.07	35.25	41.00	51.23	72.78	82.71	100.0
	1		2.26	3.64	5.04	7.40	14.20	18.76	24.02	34.71	51.20	78.87	91.43	100.0
	2	2.91	5.15	7.81	9.89	12.85	21.13	23.85	30.39	39.50	53.20	77.43	87.26	100.0
	3		2.53	3.36	4.60	6.83	13.72	24.91	27.73	36.67	49.89	79.56	90.77	100.0
	4		4.23	6.05	7.65	9.86	14.74	17.08	20.42	27.55	40.64	68.59	82.05	100.0
	5		2.88	4.25	5.73	8.17	15.54	19.55	27.37	40.34	58.67	84.91	92.17	100.0
	6		1.73	2.52	3.38	4.71	8.32	11.46	18.00	28.54	45.89	76.97	88.17	100.0
RB19	0		1.73	2.94	4.61	7.79	16.53	18.77	21.99	24.66	38.35	77.56	87.71	100.0
	1		2.33	3.64	5.04	7.60	14.34	18.58	24.83	34.57	53.41	77.71	93.96	100.0
	2		2.51	4.24	6.50	9.06	18.86	21.48	23.26	27.74	37.11	60.73	73.78	100.0
	3		2.12	3.43	4.37	8.23	13.33	15.63	17.44	22.63	31.47	58.16	76.88	100.0
	4	3.49	5.46	8.10	9.54	13.03	18.47	22.91	25.94	30.05	41.16	72.76	87.50	100.0
	5	2.03	3.21	4.88	8.55	15.47	23.53	25.45	29.18	32.47	43.27	63.45	79.48	100.0
	6	3.56	6.33	8.14	11.62	15.38	22.08	26.48	30.80	40.05	50.12	72.24	85.75	100.0

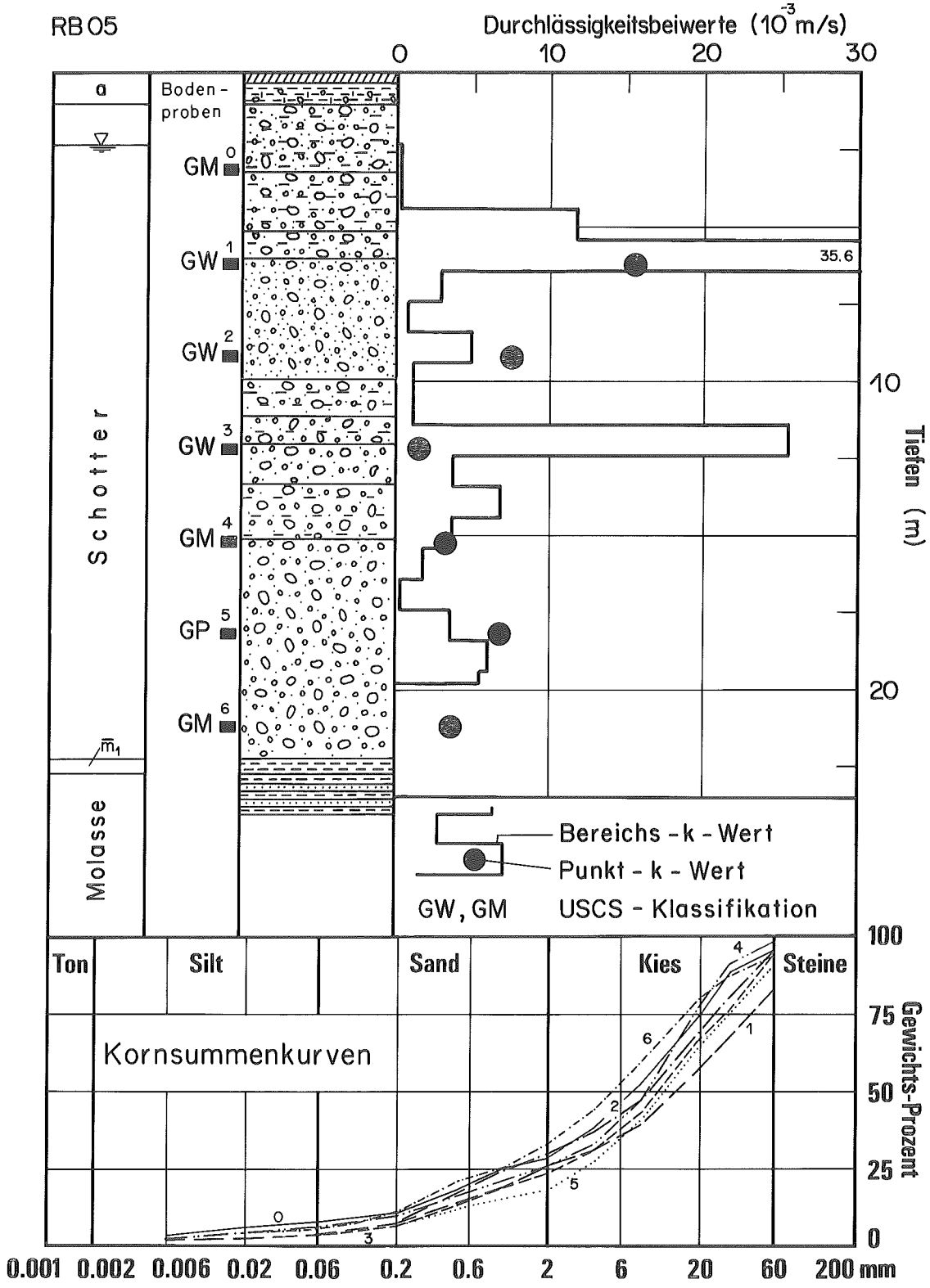
Anhang A-3-3: Testareal Aefligen. Gewichtsprozente der Kornfraktionen, massgebende Korndurchmesser, Steilheit C_u, Krümmung C_c und Kurzbezeichnung nach USCS von 56 Bodenproben aus 8 Rotationskernbohrungen

Bohrung Nr.	Bodenprobe Nr.	Kornfraktion in Gewichtsprozent				massg. Korndurchm. in mm					Kurzb. USCS
		Ton	Silt	Sand	Kies	d_{10}	d_{30}	d_{60}	C_u	C_c	
RB01	0	2	9.82	22.13	66.05	0.035	1.23	9.74	278.	4.44	GM
	1		3.54	17.52	78.94	0.338	4.02	12.8	37.9	3.74	GP
	2		2.53	16.67	80.80	0.333	4.97	15.4	46.2	4.82	GP
	3	2	6.57	21.97	69.46	0.081	1.86	11.0	136.	3.88	GM
	4		4.51	15.11	80.38	0.202	4.91	17.6	87.1	6.78	GP
	5		4.08	14.86	81.06	0.402	4.36	13.3	33.1	3.56	GP
	6		5.39	20.01	74.60	0.204	3.02	12.9	63.2	3.47	GM
RB05	0		7.92	21.71	70.37	0.139	2.05	10.0	71.9	3.02	GM
	1		4.75	26.07	69.18	0.230	1.86	14.1	61.3	1.07	GW
	2		4.13	26.21	69.66	0.236	1.91	12.4	52.5	1.25	GW
	3		3.59	20.94	75.47	0.306	3.45	13.9	45.4	2.80	GW
	4		6.06	19.46	74.48	0.201	3.09	11.7	58.2	4.06	GM
	5		4.08	15.24	80.68	0.302	4.01	13.9	46.0	3.83	GP
	6		5.95	29.06	64.99	0.134	1.33	6.79	50.7	1.94	GM
RB07	0		3.99	18.92	77.09	0.227	5.06	20.5	90.3	5.50	GP
	1		4.13	14.96	80.91	0.262	5.92	19.6	74.8	6.83	GP
	2		4.39	23.32	72.29	0.202	3.72	15.3	75.7	4.48	GP
	3	2	9.96	18.49	69.55	0.038	1.76	17.2	453.	4.74	GM
	4	1	7.23	18.60	73.17	0.096	3.09	15.9	166.	6.26	GM
	5		7.87	17.56	74.57	0.101	3.11	16.5	163.	5.80	GM
	6		4.90	10.70	84.40	0.301	8.75	25.2	83.7	10.1	GP
RB09	0		1.87	21.08	77.05	0.252	6.12	23.3	92.5	6.38	GP
	1		2.80	19.99	77.21	0.314	5.50	19.3	61.5	4.99	GP
	2		6.66	20.83	72.51	0.128	4.15	19.3	151.	6.97	GM
	3		5.59	17.80	76.61	0.212	4.47	21.3	100.	4.42	GM
	4	1	7.41	17.70	73.89	0.092	5.33	23.9	260.	12.9	GM
	5		5.70	25.29	69.01	0.159	1.78	12.9	81.1	1.54	GM
	6	2	7.11	20.57	70.32	0.069	2.64	23.5	341.	4.30	GM
RB13	0		2.92	18.63	78.45	0.254	4.79	14.4	56.7	6.27	GP
	1		3.58	12.56	83.86	0.369	8.83	24.8	67.2	8.52	GP
	2		3.43	18.21	78.36	0.284	6.59	16.6	58.5	9.21	GP
	3		4.30	20.25	75.45	0.252	4.36	20.5	81.3	3.68	GP
	4	2	8.38	13.31	76.31	0.052	4.30	17.1	329.	20.8	GM
	5	1	7.01	12.14	79.85	0.107	8.78	27.6	258.	26.1	GM
	6	1	6.62	16.56	75.82	0.094	4.71	17.3	184.	13.6	GM
RB15	0		6.89	20.19	72.92	0.100	2.93	17.0	170.	5.05	GM
	1		4.45	21.91	73.64	0.183	3.74	15.4	84.2	4.96	GP
	2		4.89	26.70	68.41	0.222	1.74	13.3	59.9	1.03	GW
	3		3.46	17.50	79.04	0.509	3.73	11.8	23.2	2.32	GW
	4		4.82	25.57	69.61	0.215	1.92	16.6	77.2	1.03	GW
	5		6.98	26.19	66.83	0.124	1.38	7.99	64.4	1.92	GM
	6		3.53	17.92	78.55	0.381	4.24	15.3	40.2	3.08	GP
RB17	0	3	9.97	22.28	64.75	0.032	0.758	11.6	362.	1.55	GM
	1		3.64	20.38	75.98	0.284	2.95	10.7	37.7	2.86	GW
	2		7.81	22.58	69.61	0.103	1.92	10.4	101.	3.44	GM
	3		3.36	24.37	72.27	0.305	2.38	10.9	35.7	1.70	GW
	4		6.05	14.37	79.58	0.205	4.55	15.1	73.7	6.69	GM
	5		4.25	23.12	72.63	0.251	2.30	8.40	33.5	2.51	GW
	6		2.52	15.48	82.00	0.724	4.24	12.1	16.7	2.05	GW
RB19	0		2.94	19.05	78.01	0.252	5.25	13.3	52.8	8.19	GP
	1		3.64	21.19	75.17	0.277	2.89	10.3	37.2	2.93	GW
	2		4.24	19.02	76.74	0.218	4.73	19.4	89.0	5.29	GP
	3		3.43	14.01	82.56	0.275	7.13	20.9	76.0	8.85	GP
	4	1	7.10	17.84	74.06	0.110	3.97	13.8	125.	10.4	GM
	5		4.88	24.30	70.82	0.116	2.38	17.1	147.	2.86	GW
	6	1	7.14	22.66	69.20	0.079	1.76	12.1	153.	3.24	GM

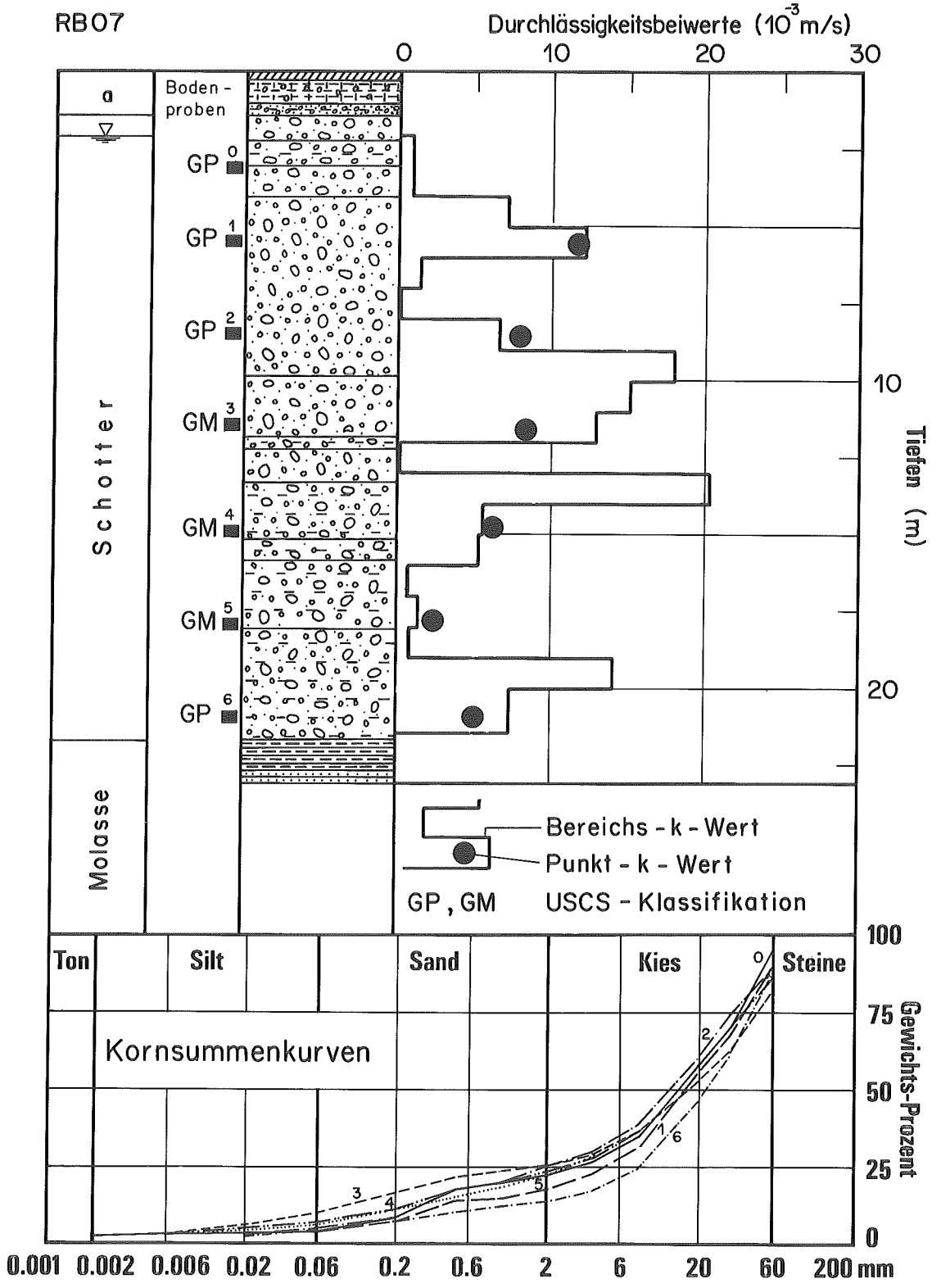
Anhang A-3-4: Testareal Aefligen, Rotationskernbohrung RB 01. Bohrprofil, Kornsummenkurven, Klassifikation der Bodenproben und Durchlässigkeitsbeiwerte



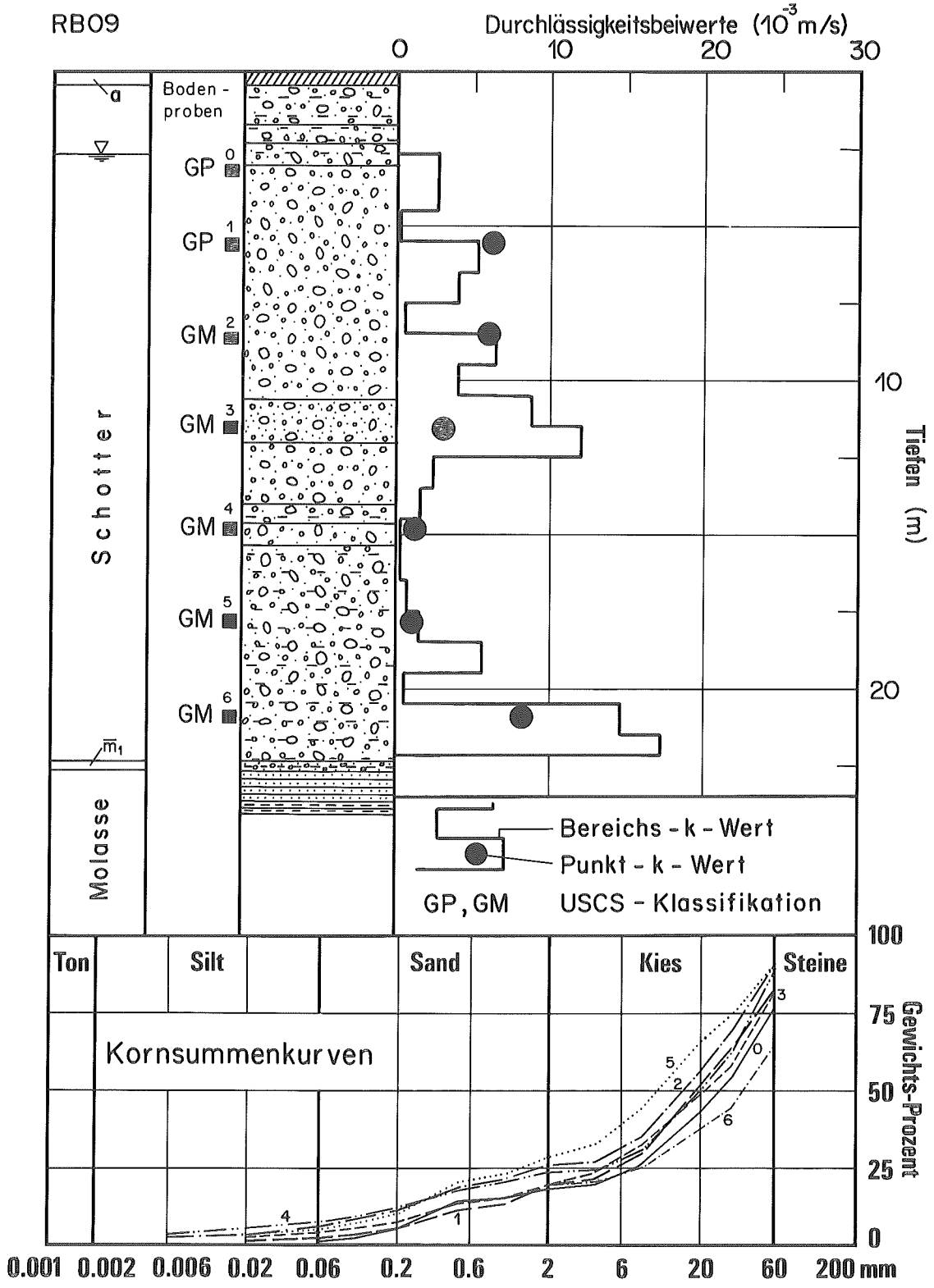
Anhang A-3-5: Testareal Aefligen, Rotationskernbohrung RB 05. Bohrprofil, Kornsummenkurven, Klassifikation der Bodenproben und Durchlässigkeitsbeiwerte



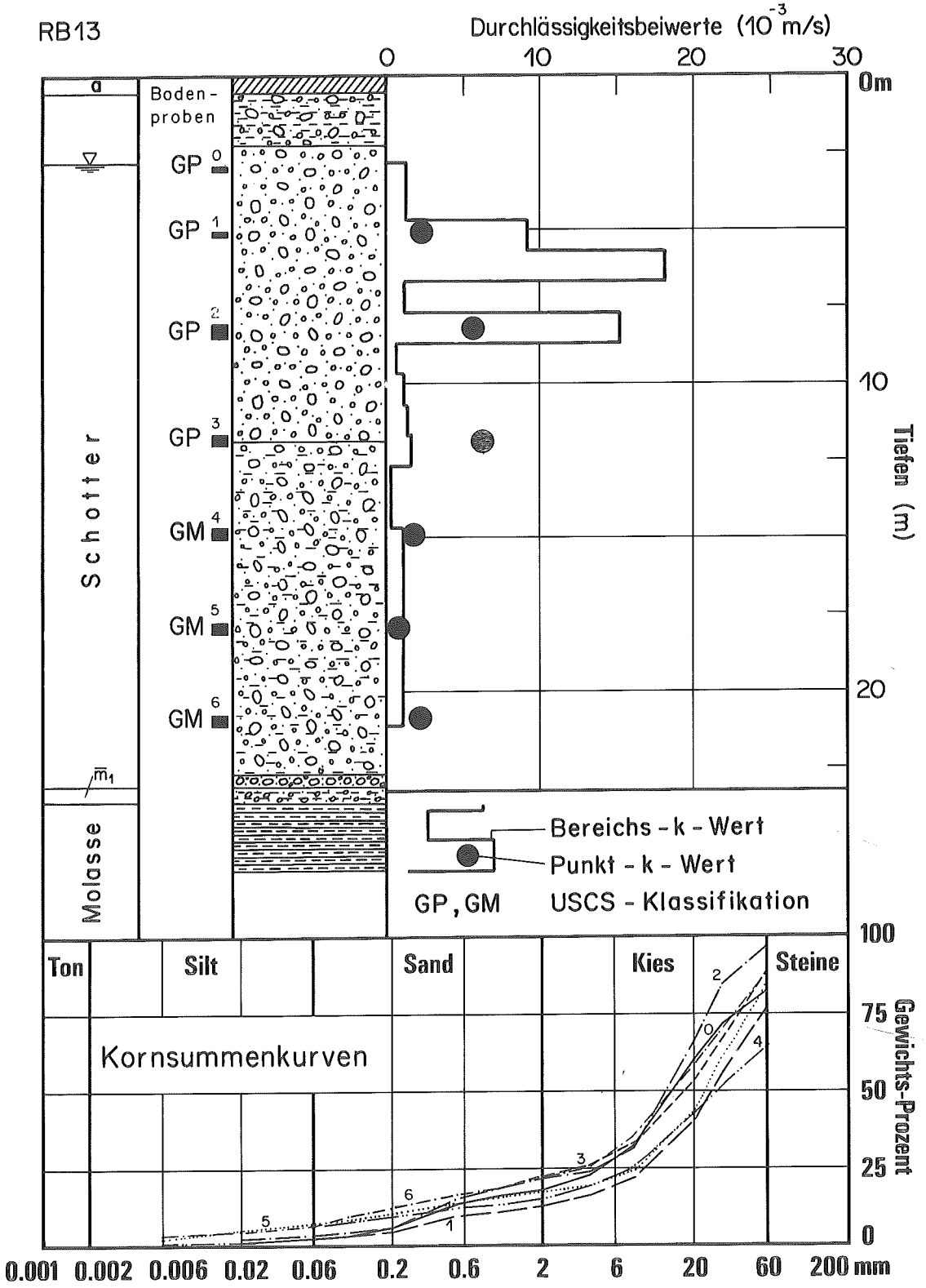
Anhang A-3-6: Testareal Aefligen, Rotationskernbohrung RB 07. Bohrprofil, Kornsummenkurven, Klassifikation der Bodenproben und Durchlässigkeitsbeiwerte



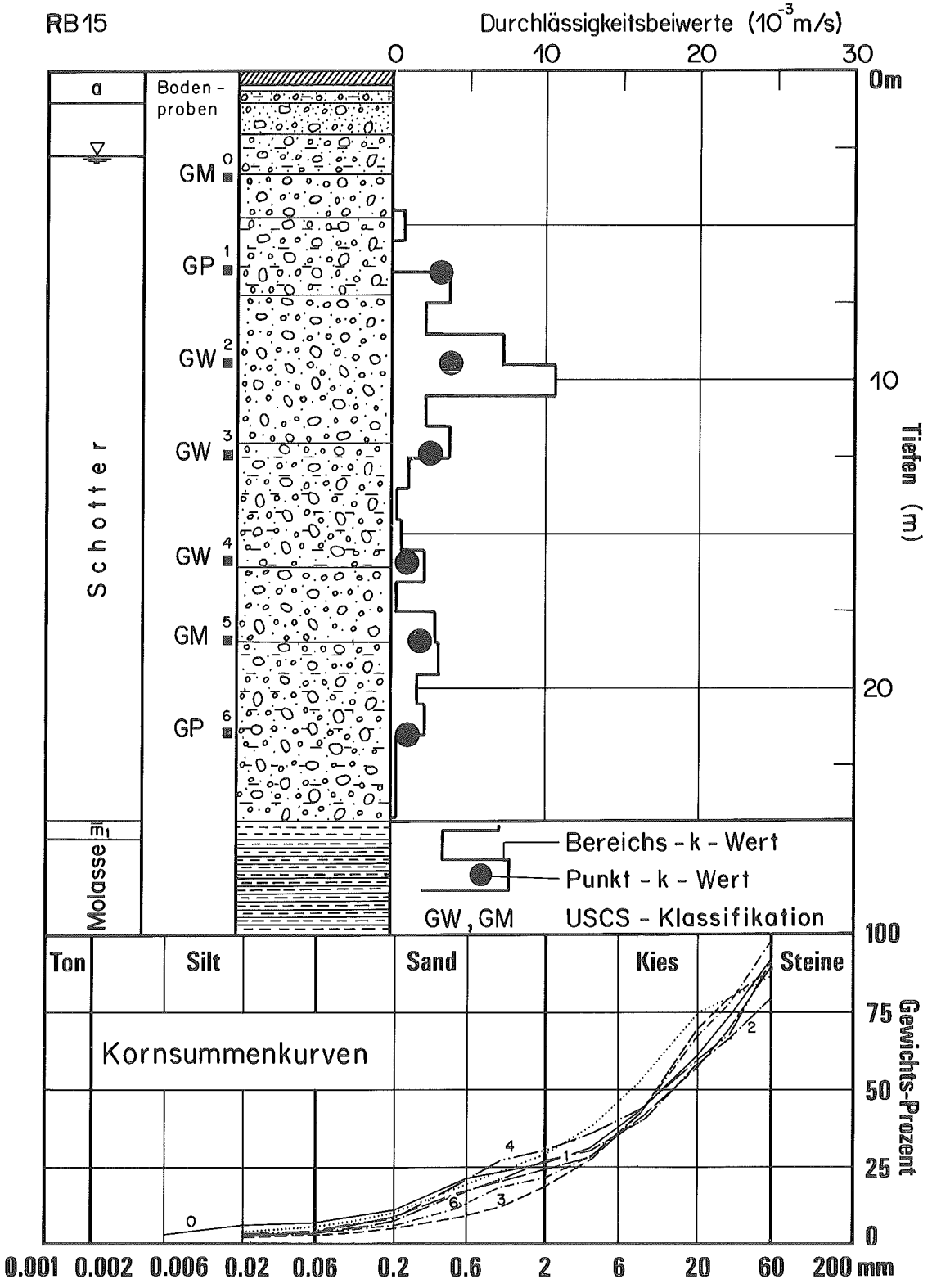
Anhang A-3-7: Testareal Aefligen, Rotationskernbohrung RB 09. Bohrprofil, Kornsummenkurven, Klassifikation der Bodenproben und Durchlässigkeitsbeiwerte



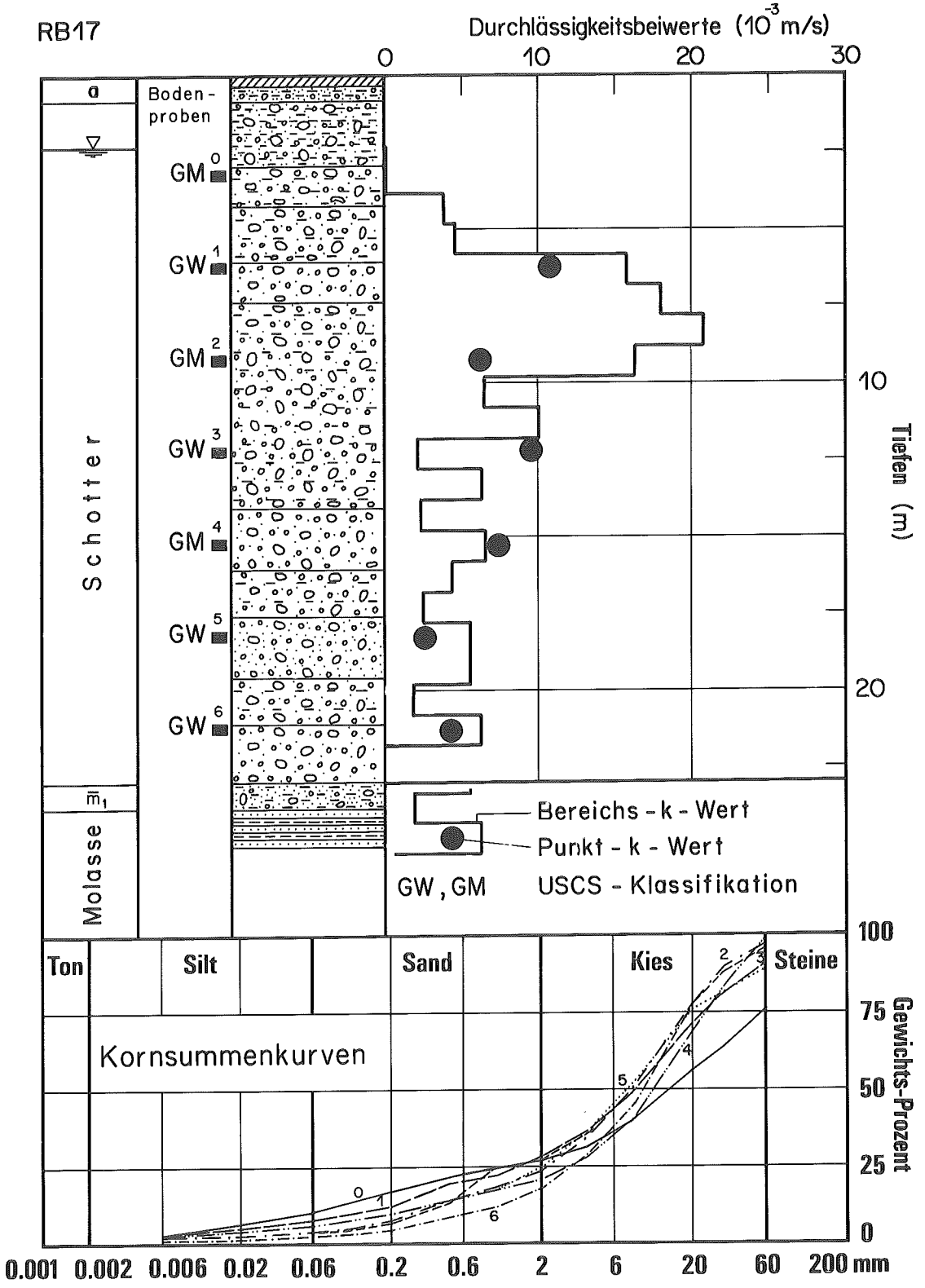
Anhang A-3-8: Testareal Aefligen, Rotationskernbohrung RB 13. Bohrprofil, Kornsummenkurven, Klassifikation der Bodenproben und Durchlässigkeitsbeiwerte



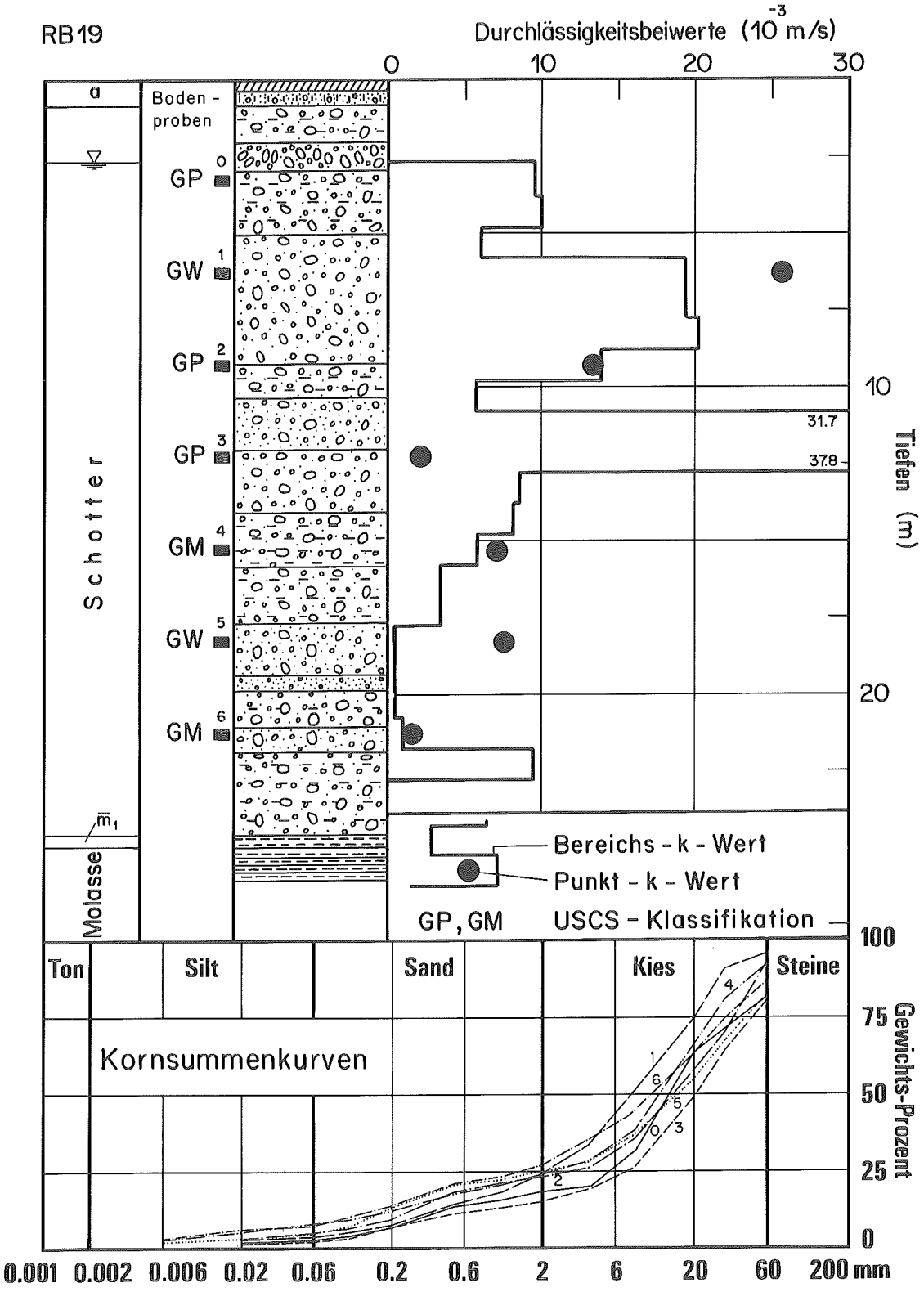
Anhang A-3-9: Testareal Aefligen, Rotationskernbohrung RB 15. Bohrprofil, Kornsummenkurven, Klassifikation der Bodenproben und Durchlässigkeitsbeiwerte



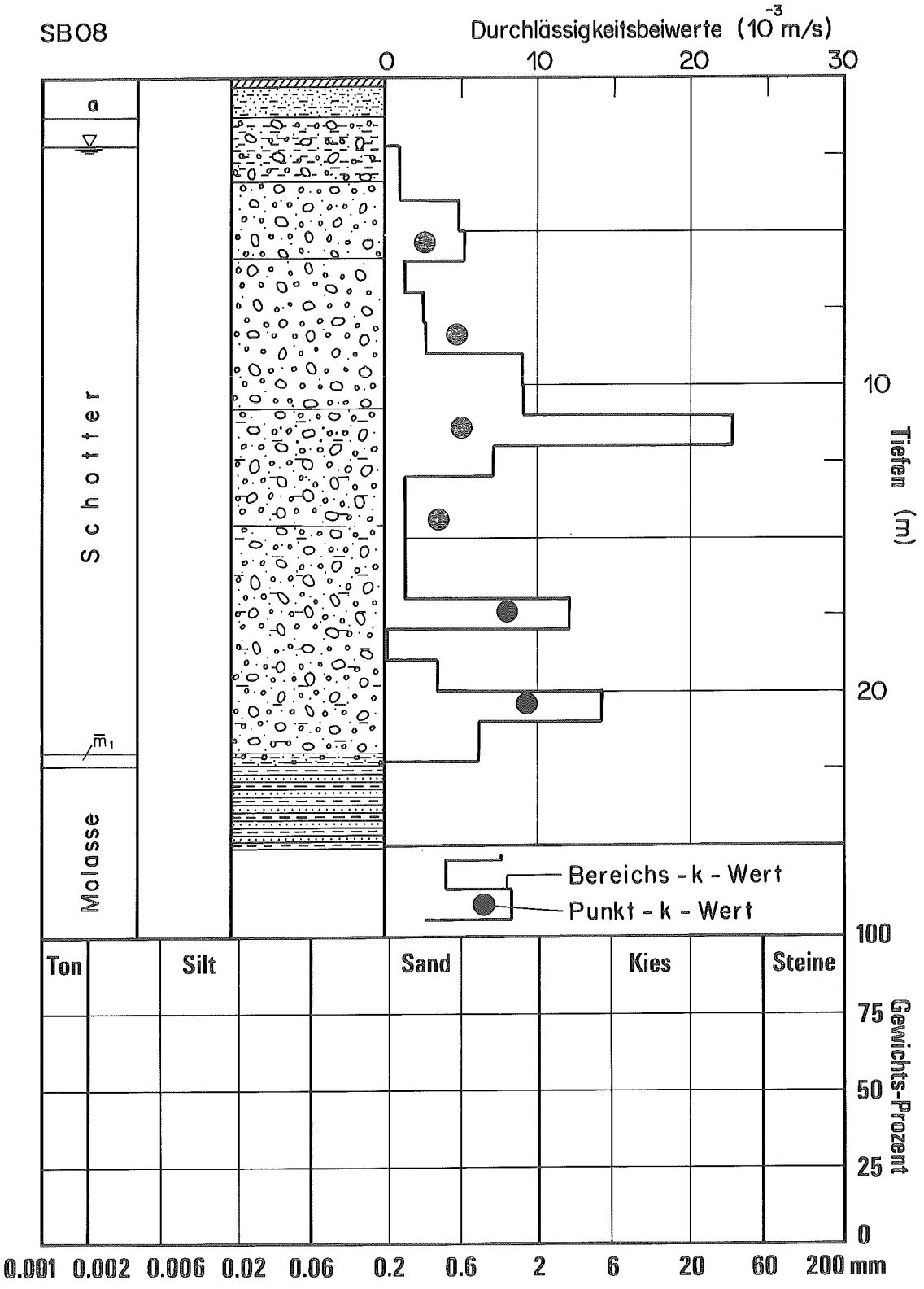
Anhang A-3-10: Testareal Aefligen, Rotationskernbohrung RB 17. Bohrprofil, Kornsummenkurven, Klassifikation der Bodenproben und Durchlässigkeitsbeiwerte



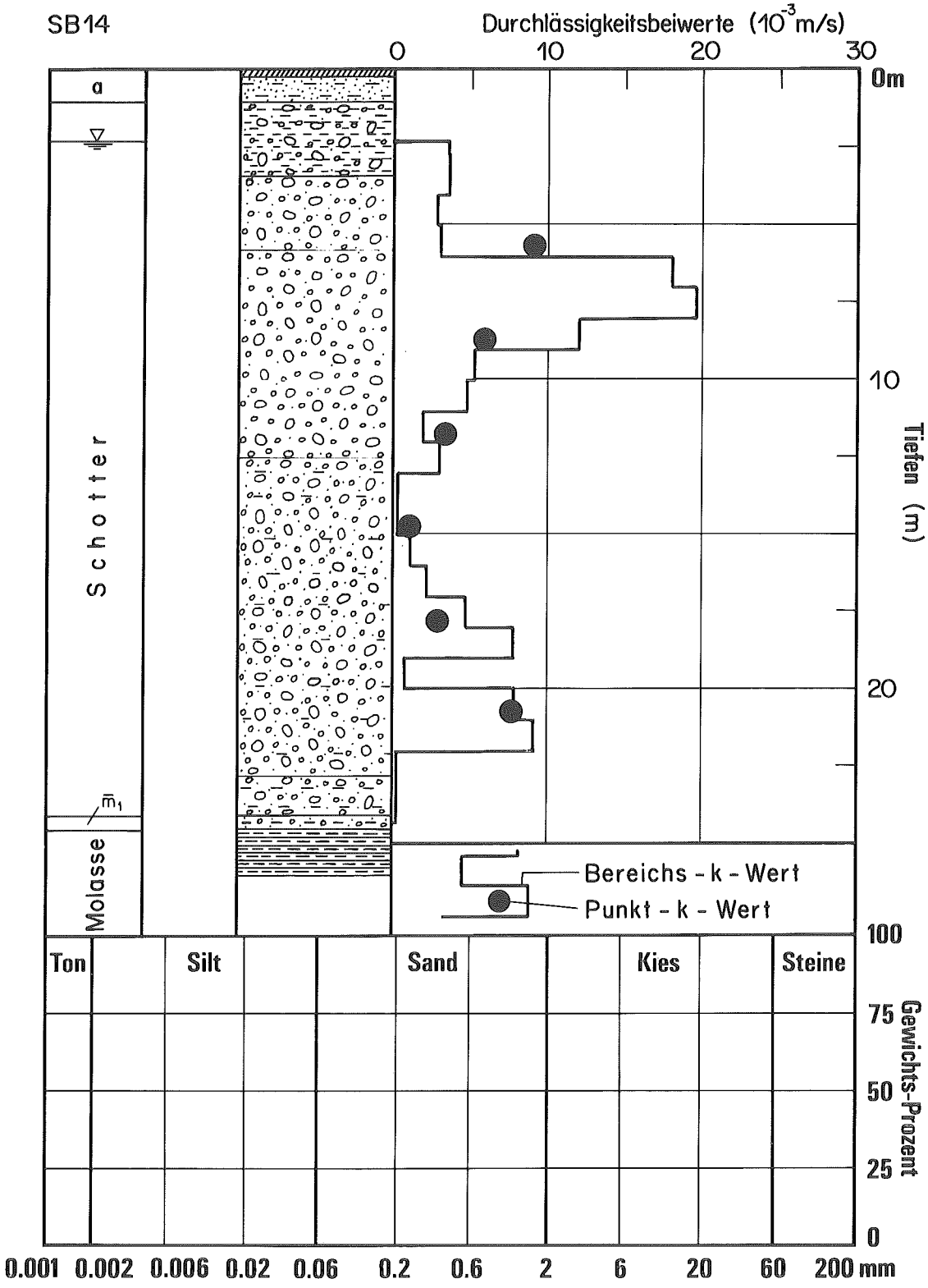
Anhang A-3-11: Testareal Aefligen, Rotationskernbohrung RB 19. Bohrprofil, Kornsummenkurven, Klassifikation der Bodenproben und Durchlässigkeitsbeiwerte



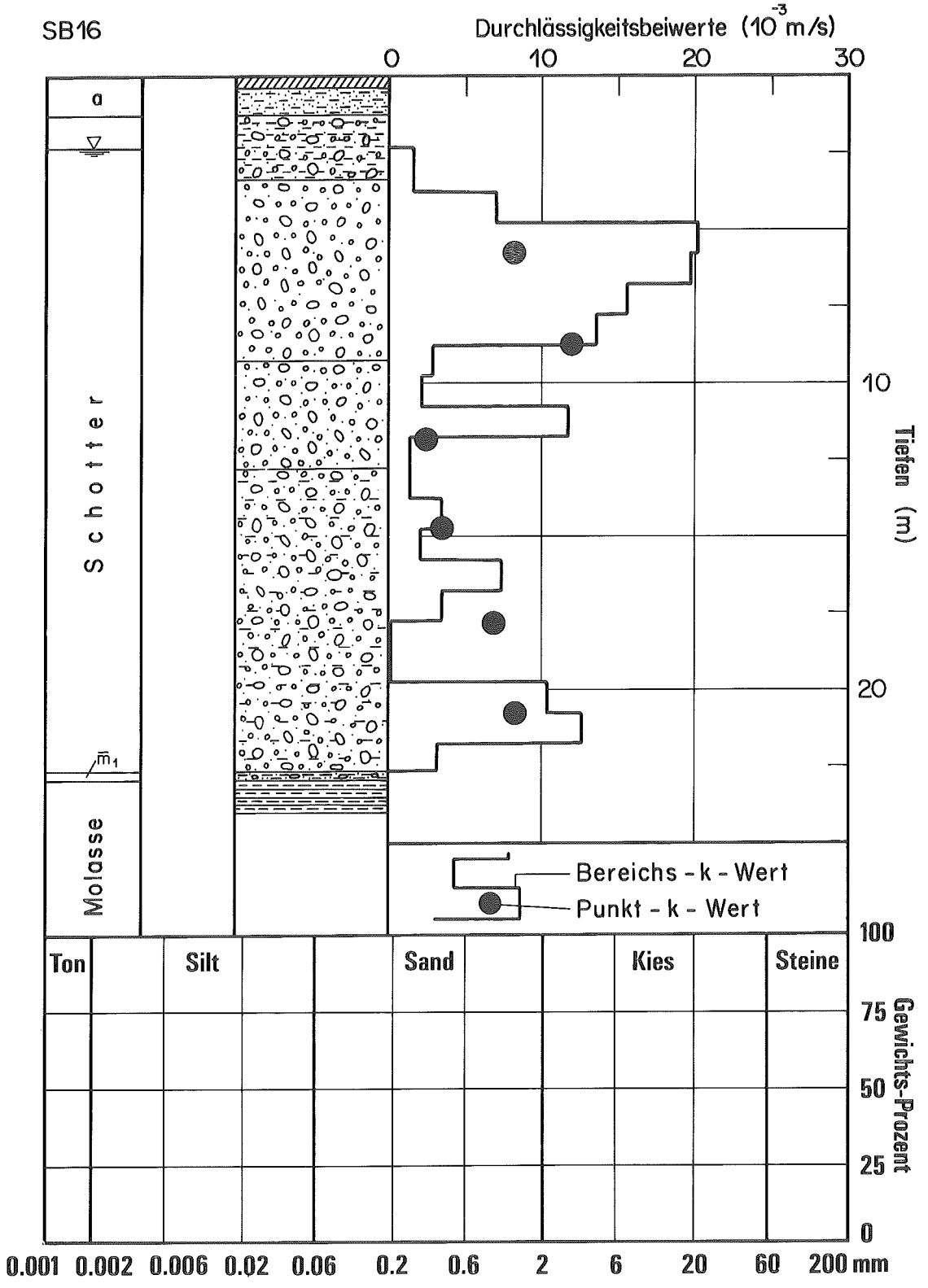
Anhang A-3-12 Testareal Aefligen, Rotationsspülbohrung mit Klarspülung SB 08. Bohrprofil und Durchlässigkeitsbeiwerte



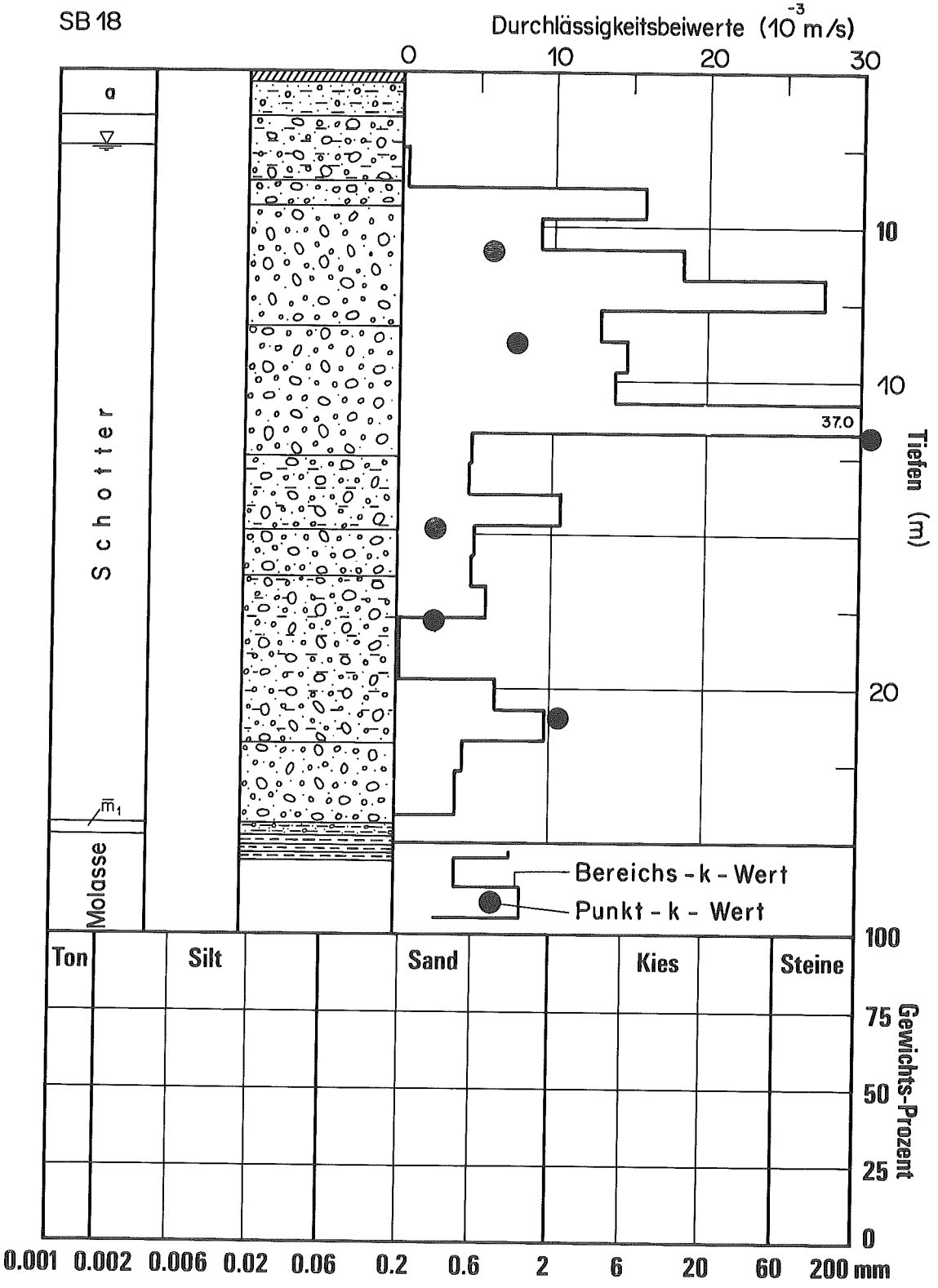
Anhang A-3-13: Testareal Aefligen, Rotationsspülbohrung mit Klarspülung SB 14.
Bohrprofil und Durchlässigkeitsbeiwerte



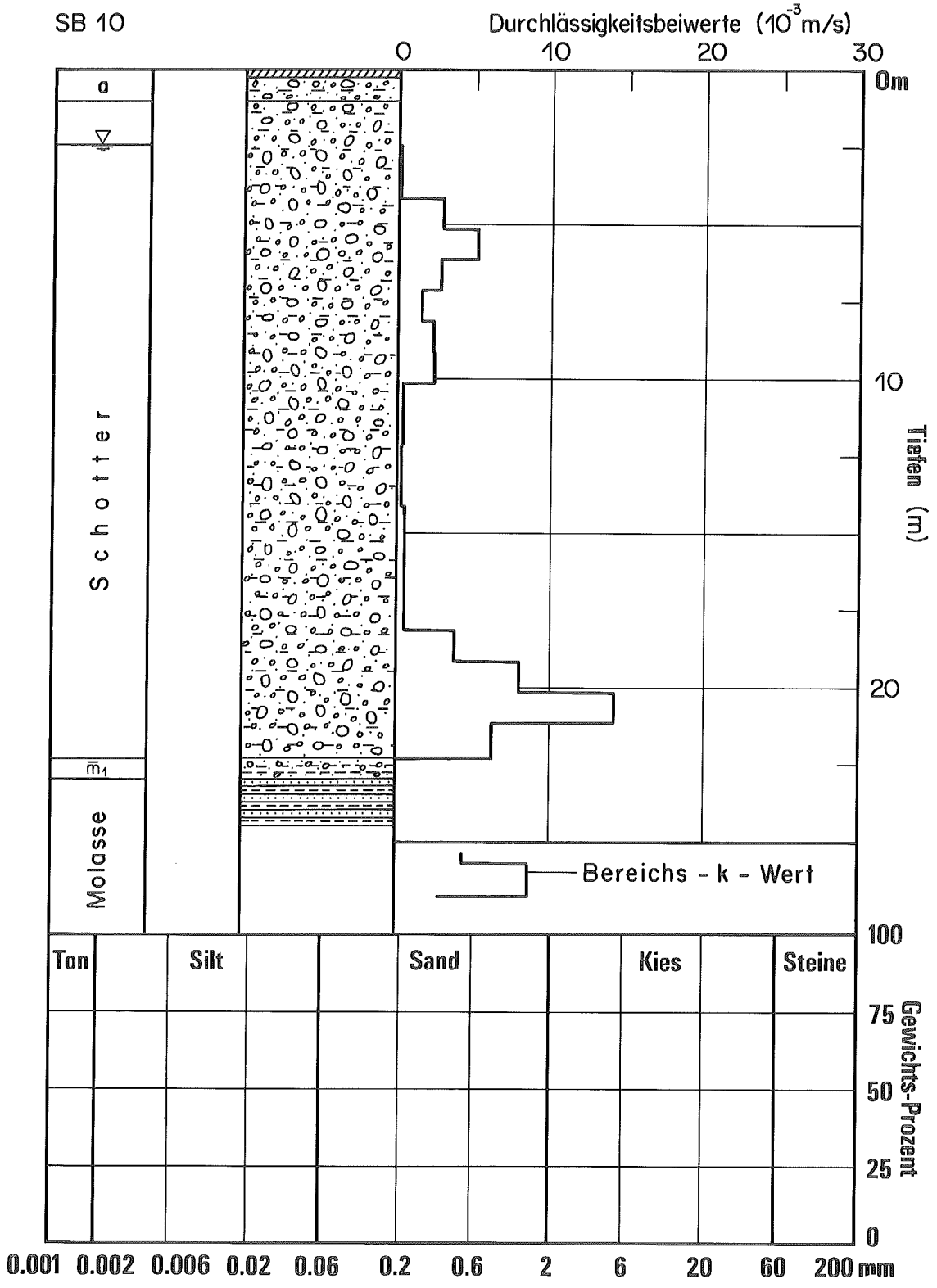
Anhang A-3-14: Testareal Aefligen, Rotationsspülbohrung mit Klarspülung SB 16. Bohrprofil und Durchlässigkeitsbeiwerte



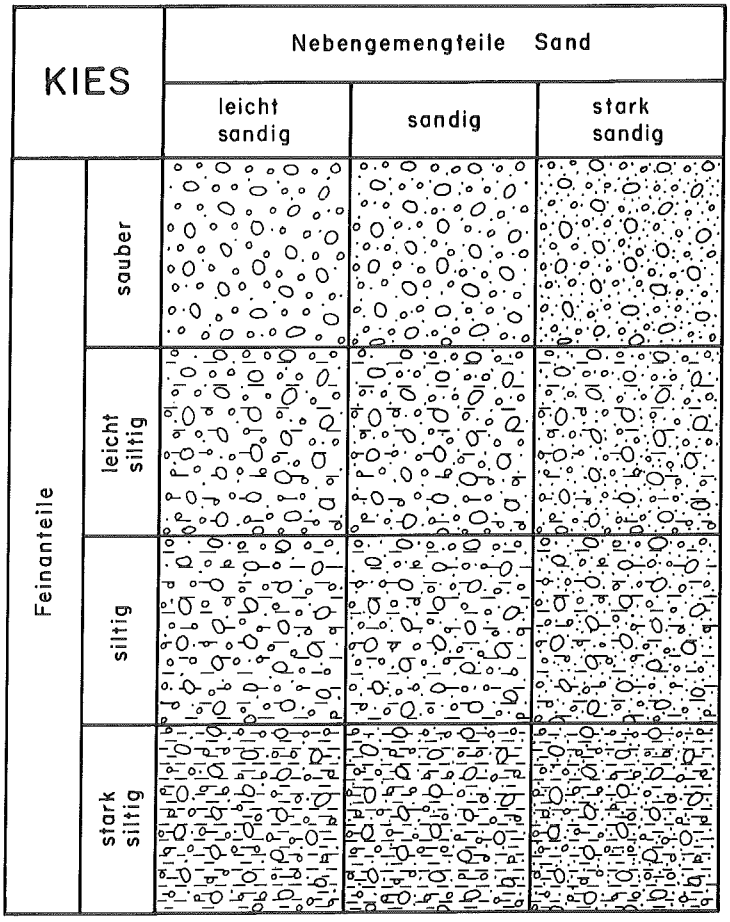
Anhang A-3-15: Testareal Aefligen, Rotationsspülbohrung mit Klarspülung SB 18. Bohrprofil und Durchlässigkeitsbeiwerte



Anhang A-3-16: Testareal Aefligen, Rotationsspülbohrung mit Dickspülung SB 10. Bohrprofil und Durchlässigkeitsbeiwerte



Anhang A-3-17: Signaturen für die Darstellung der Kiese in den Bohrprofilen im Anhang A-3-4 bis A-3-16



Anhang A-4-1: Testareal Aefligen. Verzeichnis der eingebauten Futterrohre, Rotationskernbohrung RB 15

Verzeichnis der eingebauten Futterrohre

Bohrung Nr. ....RB 15

Nationales Forschungsprogramm Wasserhaushalt

Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental

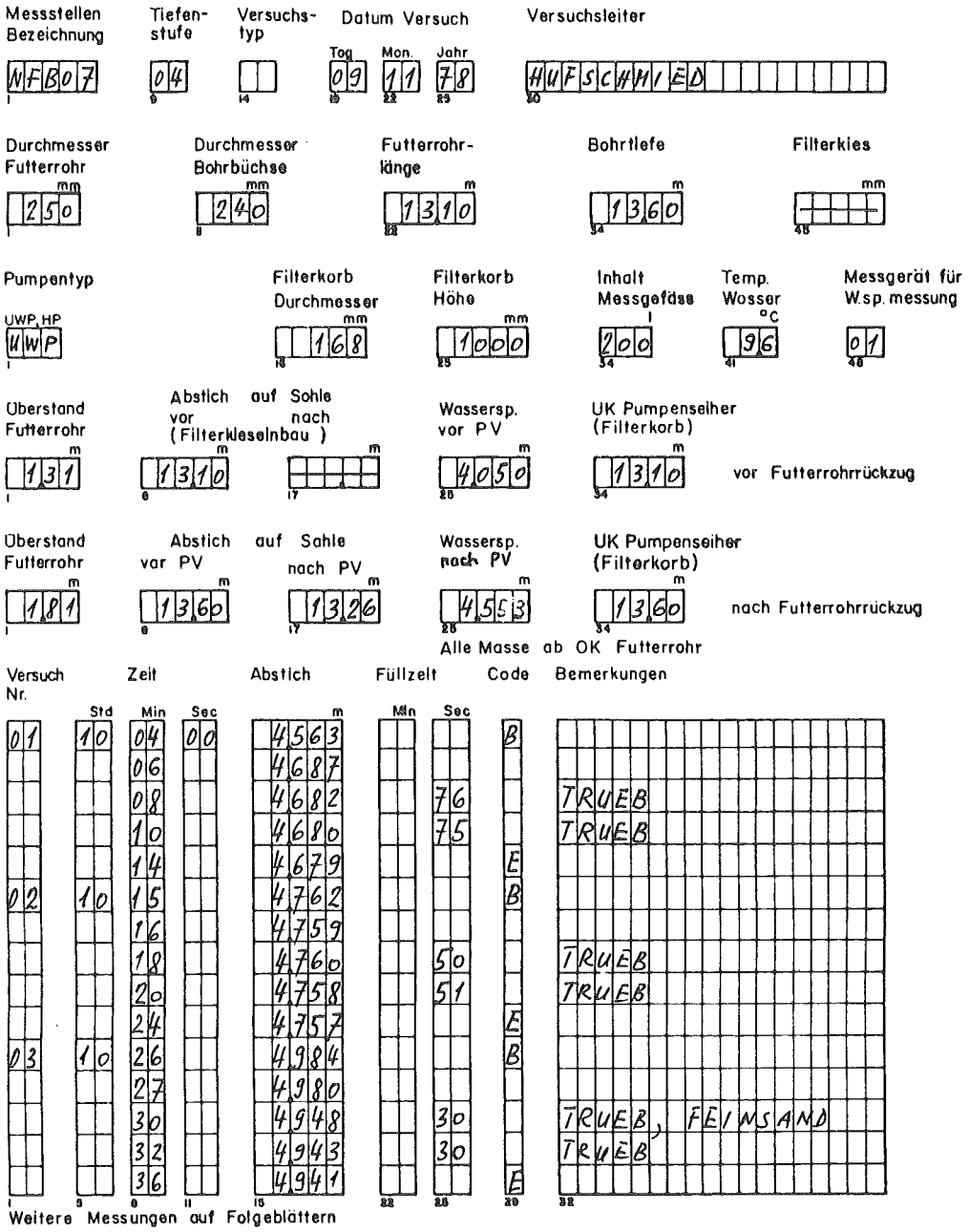
Datum	Zeit	Innen Durchm. (mm)	Einbau-länge (m)	Länge total (m)	Datum	Zeit	Innen Durchm. (mm)	Einbau-länge (m)	Länge total (m)
7.5.79	1100	270	2x 150	3.00					
7.5.79	1330	270	150	4.50					
7.5.79	1600	270	150	6.00					
7.5.79	1700	270	150	7.50					
8.5.79									
9.5.79	1300	270	150	9.00					
9.5.79	1445	270	150	10.50					
10.5.79	1245	240	8x 150	12.00					
10.5.79	1530	240	150	13.50					
11.5.79	15.45	240	150	15.00					
14.5.79	700	240	150	16.50					
14.5.79	1600	240	150	18.00					
15.5.79	715	240	150	19.50					
16.5.79	745	240	150	21.00					
16.5.79	930	240	150	22.50					
17.5.79									
18.5.79	815	240	150	24.00					
18.5.79	1300	240	150	25.50					

Bei abgeschlossener Rohrtour Endüberstand notieren.

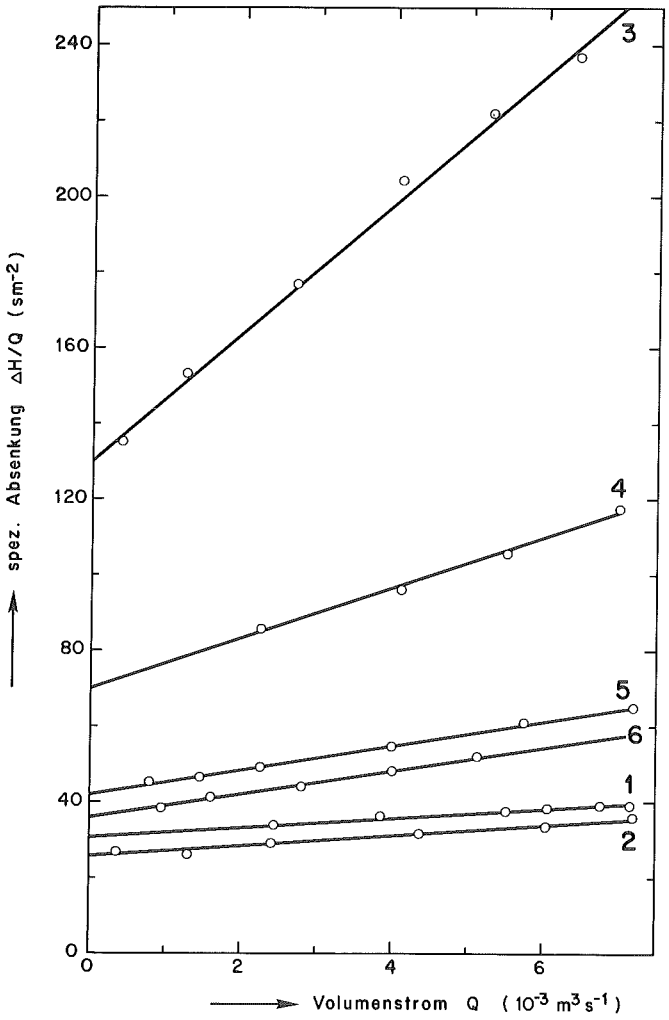
Anhang A-7-1: Testareal Aefligen. Feldprotokoll Punkt-k-Wert Versuche, Aufschlussbohrung NFB 07

Feldprotokoll

Punkt - k - Wert Versuche



Anhang A-7-2: Testareal Aefligen. Spezifische Absenkungen als Funktion des Volumenstromes, Bohrung SB 14 (Zahl = Tiefenstufe)



Anhang A-12-1: Flowmeter-Eichmessungen Sonde FUD in Filterrohr NW 100 mm. Messwerte

Flowmeter-Eichmessungen Eichanlage Aefligen — Datum 30.12.80 — Beobachter Hufschmied

Flowmeter, Hersteller Huferland Hannover, Eigentümer Wasser- und Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern
Sonde FUD 3/4, Schaufel 3 ⌀ 70 mm, Impulse pro Umdrehung 10 Anlaufdurchfluss 0,03 l/s
Filterrohr Typ PB-K, NW 100 mm, SW 4,0 mm, Querschnittsfläche 0,785 dm²
Lage im Filterrohrquerschnitt anliegend, Temperatur des Wassers 9,9 °C

Messung Nr.	Fahrgeschwind.	Anzahl Umdrehungen	Drehrichtung	Drehzahlen: Zeit für N Umdrehungen t	t	t	t	t	$\bar{t}$	$n = \frac{N}{\bar{t}}$	Durchfluss: gewählt	Volumen V	Zeit t	$Q = \frac{V}{t}$	$k = 0{,}355 \cdot 2$ $Q' = k \cdot n$	$\Delta Q = Q - Q'$
	m·min⁻¹	N		s	s	s	s	s	s	s⁻¹	l·s⁻¹	l	s	l·s⁻¹	l·s⁻¹	l·s⁻¹
1	0	10	+	2,347	2,346	2,350	2,355	2,348	2,351	4,254	4,00	400	99,5	4,061	4,061	0
				2,352	2,337	2,354	2,343	2,325								
2	0	10	+	2,505	2,511	2,503	2,516	2,511	2,510	3,984	3,75	375	99,0	3,788	3,803	- 0,015
				2,508	2,512	2,510	2,504	2,513								
3	0	10	+	2,680	2,676	2,679	2,686	2,680	2,682	3,729	3,50	400	113,3	3,530	3,560	- 0,030
				2,681	2,690	2,690	2,691	2,695								
4	0	10	+	2,980	2,932	2,973	2,977	2,971	2,976	3,477	3,25	325	99,8	3,289	3,319	- 0,030
				2,966	2,977	2,976	2,978	2,963								
5	0	10	+	3,076	3,094	3,075	3,090	3,092	3,082	3,245	3,00	300	98,1	3,058	3,098	- 0,040
				3,079	3,092	3,090	3,076	3,094								
6	0	10	+	3,342	3,333	3,293	3,330	3,331	3,332	3,001	2,75	275	97,5	2,821	2,865	- 0,044
				3,328	3,334	3,332	3,328	3,332								
7	0	10	+	3,679	3,678	3,680	3,690	3,681	3,676	2,720	2,50	250	98,0	2,551	2,597	- 0,046
				3,674	3,669	3,665	3,676	3,673								
8	0	10	+	4,033	4,036	4,101	4,100	4,092	4,101	2,438	2,25	225	99,8	2,277	2,327	- 0,050
				4,105	4,102	4,089	4,102	4,109								
9	0	10	+	4,567	4,564	4,576	4,563	4,567	4,567	2,190	2,00	200	98,5	2,030	2,091	- 0,061
				4,556	4,562	4,573	4,563	4,575								
10	0	10	+	5,246	5,248	5,231	5,242	5,253	5,245	1,907	1,75	175	99,4	1,761	1,820	- 0,059
				5,231	5,252	5,247	5,244	5,256								
11	0	10	+	6,067	6,060	6,077	6,076	6,071	6,068	1,647	1,50	150	99,0	1,515	1,573	- 0,058
				6,063	6,067	6,068	6,054	6,072								
12	0	10	+	7,224	7,226	7,231	7,237	7,223	7,224	1,384	1,25	125	99,0	1,263	1,321	- 0,058
				7,212	7,219	7,226	7,220	7,224								
13	0	10	+	8,337	8,303	8,315	8,317	8,323	8,324	1,121	1,00	100	98,9	1,011	1,070	- 0,059
				8,324	8,342	8,303	8,327	8,339								
14	0	10	+	12,017	12,014	12,022	11,993	12,008	12,022	0,932	0,75	75	99,8	0,752	0,794	- 0,042
				12,020	12,013	12,026	12,036	12,068								
15	0	10	+	17,545	17,546	17,561	17,598	17,593	17,573	0,569	0,50	50	98,0	0,510	0,543	- 0,033
				17,562	17,608											
16	0	10	+	22,152	22,111	22,155	22,126	22,176	22,165	0,451	0,40	40	99,0	0,404	0,431	- 0,027
				22,188	22,249											
17	0	10	+	29,940	30,230	29,904	29,477	29,594	29,809	0,336	0,30	30	101,0	0,297	0,321	- 0,024
18	0	10	+	44,502	44,229	44,729	43,918	43,593	44,175	0,226	0,20	20	102,8	0,195	0,216	- 0,021
19	0	0,1	+	1,012	1,035	1,057	1,058	1,105	1,076	0,093	0,10	10	111,0	0,090	0,089	+ 0,001
				1,103	1,075	1,146	1,090	1,063								
				1,096	1,068	1,094	1,094	1,059								
20	0	0,1	+	2,191	2,176	2,445	2,557	2,927	2,760	0,036	0,05	10	220,0	0,045	0,034	+ 0,011
				2,171	2,143	2,294	1,663	2,957								
				2,447	2,393	2,616	2,900	2,957								
				3,578	3,550	3,272	3,582	4,098								
				3,780	3,491	3,235	3,794	3,453								
				2,505	2,565	2,426	2,111	2,259								
				2,259	2,209	2,206	2,400	2,335								
1	0	10	−	2,393	2,388	2,383	2,373	2,382	2,383	4,197	4,00	400	100,0	4,000	4,007	- 0,007
				2,381	2,376	2,387	2,395	2,383								
2	0	10	−	2,545	2,543	2,546	2,545	2,544	2,545	3,929	3,75	375	100,1	3,746	3,751	- 0,005
				2,541	2,547	2,546	2,543	2,544								
3	0	10	−	2,724	2,721	2,730	2,734	2,731	2,729	3,664	3,50	350	100,0	3,500	3,498	+ 0,002
				2,733	2,732	2,724	2,730	2,732								
4	0	10	−	2,926	2,927	2,927	2,925	2,930	2,926	3,419	3,25	325	100,0	3,250	3,263	- 0,013
				2,934	2,929	2,919	2,913	2,925								
5	0	10	−	3,177	3,156	3,180	3,153	3,160	3,163	3,162	3,00	300	99,8	3,006	3,019	- 0,013
				3,163	3,158	3,169	3,149	3,162								
6	0	10	−	3,406	3,333	3,394	3,373	3,354	3,374	2,964	2,75	275	100,2	2,745	2,830	- 0,085
				3,399	3,339	3,341	3,355	3,377								
7	0	10	−	3,671	3,666	3,655	3,666	3,626	3,715	2,692	2,50	250	103,0	2,427	2,570	- 0,143
				3,672	3,529	3,779	3,972	3,915								
8	0	10	−	4,730	4,769	4,791	4,798	4,752	4,775	2,094	2,00	200	101,3	1,974	1,999	- 0,025
				4,786	4,785	4,768	4,790	4,765								
9	0	10	−	5,350	5,455	5,407	5,357	5,403	5,331	1,855	1,75	175	101,2	1,729	1,771	- 0,042
				5,337	5,371	5,368	5,377	5,410								
10	0	10	−	6,046	6,100	6,134	6,083	6,027	6,064	1,649	1,50	150	101,4	1,479	1,574	- 0,095
				6,024	6,023	6,122	6,056	6,016								
11	0	10	−	7,437	7,435	7,431	7,383	7,435	7,441	1,344	1,25	125	101,4	1,230	1,283	- 0,053
				7,454	7,447	7,426	7,447	7,447								
12	0	10	−	9,356	9,362	9,343	9,355	9,327	9,346	1,070	1,00	100	101,4	0,986	1,021	- 0,035
				9,326	9,354	9,303	9,323	9,360								
13	0	10	−	12,693	12,652	12,733	12,775	12,791	12,767	0,793	0,75	75	103,0	0,728	0,747	- 0,019
				12,730	12,789	12,841	12,772	12,935								
14	0	10	−	19,974	19,235	19,505	19,634	19,659	19,391	0,516	0,50	50	104,8	0,477	0,493	- 0,016
15	0	10	−	24,022	24,091	24,224	24,333	24,414	24,230	0,413	0,40	40	107,8	0,371	0,394	- 0,023
16	0	10	−	31,165	31,173	31,305	31,585	31,596	31,364	0,319	0,30	30	104,0	0,289	0,305	- 0,017
17	0	0,1	−	0,465	0,478	0,473	0,475	0,479	0,477	0,210	0,20	20	102,7	0,193	0,200	- 0,007
				0,486	0,476	0,475	0,474	0,495								
18	0	0,1	−	1,057	1,013	1,033	1,095	1,074	1,170	0,086	0,10	10	104,0	0,083	0,092	+ 0,011
				1,049	1,118	1,044	1,403	1,233								
				1,147	1,133	1,225	1,150	1,340								

Anhang A-12-2: Flowmeter-Eichmessungen Sonde FUD in Filterrohr NW 115 mm. Messwerte

Flowmeter-Eichmessungen Eichanlage Aefligen — Datum 29./30. 12. 80 — Beobachter Hufschmied

Flowmeter, Hersteller Haferland, Hannover, Eigentümer Wasser- und Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern
Sonde FUD ½, Schaufel 3 Φ 70 mm, Impulse pro Umdrehung 10, Anlaufdurchfluss 0,08 $l s^{-1}$
Filterrohr, Typ PB-K, NW 115 mm, SW 40 mm, Querschnittsfläche 1,039 dm^2
Lage im Filterrohrquerschnitt anliegend, Temperatur des Wassers 9,8 °C

Messung Nr.	Fahrgeschwind.	Anzahl Umdreh.	Drehrichtung	Drehzahlen: Zeit für N Umdrehungen t	t	t	t	t	$\bar{t}$	$n = \frac{N}{\bar{t}}$	Durchfluss: gewählt	Volumen V	Zeit t	$Q = \frac{V}{t}$	$k = 1{,}257 \cdot 2$ $Q' = k \cdot n$	$\Delta Q = Q - Q'$
	m·min⁻¹	N		s	s	s	s	s	s	s^{-1}	$l \cdot s^{-1}$	l	s	$l \cdot s^{-1}$	$l \cdot s^{-1}$	$l \cdot s^{-1}$
1	0	10	+	3,079	3,088	3,074	3,069	3,072	3,080	3,247	4,00	400	98,5	4,061	4,080	- 0,019
				3,083	3,075	3,088	3,065	3,101								
2	0	10	+	3,296	3,233	3,296	3,297	3,300	3,231	3,038	3,75	375	99,0	3,788	3,917	- 0,029
				3,293	3,233	3,234	3,290	3,293								
3	0	10	+	3,488	3,503	3,501	3,508	3,500	3,501	2,856	3,50	350	99,0	3,571	3,593	- 0,018
				3,516	3,501	3,496	3,502	3,499								
4	0	10	+	3,797	3,793	3,764	3,778	3,775	3,774	2,650	3,25	325	98,7	3,293	3,330	- 0,037
				3,763	3,776	3,772	3,775	3,769								
6	0	10	+	4,071	4,066	4,093	4,072	4,065	4,069	2,458	3,00	300	98,5	3,046	3,089	- 0,043
				4,075	4,065	4,069	4,062	4,061								
6	0	10	+	4,418	4,416	4,420	4,431	4,419	4,421	2,262	2,75	300	107,0	2,804	2,842	- 0,038
				4,422	4,419	4,418	4,430	4,413								
7	0	10	+	4,831	4,818	4,818	4,830	4,815	4,819	2,075	2,50	250	97,7	2,559	2,607	- 0,048
				4,815	4,799	4,802	4,737	4,819								
8	0	10	+	5,380	5,397	5,393	5,393	5,381	5,390	1,855	2,25	225	98,8	2,277	2,331	- 0,054
				5,390	5,383	5,387	5,401	5,408								
9	0	10	+	6,036	6,057	6,026	6,028	6,044	6,037	1,657	2,00	200	98,5	2,030	2,082	- 0,052
				6,056	6,046	6,022	6,027	6,029								
10	0	10	+	6,273	6,305	6,292	6,237	6,230	6,300	1,449	1,75	175	98,8	1,771	1,821	- 0,050
				6,307	6,301	6,306	6,284	6,324								
11	0	10	+	8,069	8,080	8,070	8,095	8,087	8,082	1,237	1,50	150	100,0	1,500	1,554	- 0,054
				8,093	8,077	8,080	8,100	8,079								
12	0	10	+	9,743	9,754	9,725	9,729	9,811	9,770	1,024	1,25	125	100,6	1,250	1,297	- 0,037
				9,739	9,740	9,735	9,731	9,738								
13	0	10	+	12,220	12,203	12,262	12,271	12,226	12,289	0,813	1,00	100	100,3	0,997	1,022	- 0,025
				12,252	12,317	12,390	12,398	12,343								
14	0	10	+	16,869	17,337	17,343	17,231	17,339	17,276	0,579	0,75	75	105,0	0,714	0,728	- 0,014
				17,350	17,406											
15	0	10	+	24,916	24,863	24,892	24,895	24,923	24,920	0,401	0,50	50	100,0	0,500	0,504	- 0,004
16	0	10	+	32,228	31,813	31,906			32,019	0,312	0,40	40	101,2	0,395	0,392	+ 0,003
17	0	10	+	41,851	41,391	41,870			41,701	0,240	0,30	30	123,0	0,310	0,302	+ 0,008
18	0	0,1	+	0,676	0,652	0,655	0,663	0,662	0,669	0,149	0,20	20	153,0	0,196	0,197	+ 0,009
				0,663	0,671	0,693	0,676	0,673								
19	0	0,1	+	0,937	0,896	0,904	0,903	0,884	0,930	0,112	0,15	20	133,0	0,150	0,141	+ 0,009
				0,932	0,971	0,900	0,882	0,893								
20	0	0,1	+	1,939	2,06	2,04	1,87	2,01	1,999	0,050	0,10	10	105,5	0,095	0,063	+ 0,032
				2,04	2,07	1,87	2,06	2,03								
1	0	10	-	4,241	4,249	4,234	4,193	4,261	4,219	2,371	3,00	300	100,0	3,000	2,980	+ 0,020
				4,170	4,245	4,187	4,217	4,199								
2	0	10	-	4,555	4,570	4,518	4,584	4,564	4,549	2,198	2,75	200	73,0	2,740	2,763	- 0,023
				4,506	4,579	4,495	4,584	4,533				100	36,5			
3	0	10	-	4,308	4,326	4,286	4,334	4,339	4,334	2,043	2,50	200	90,2	2,434	2,568	- 0,074
				4,337	4,371	4,330	4,346	4,307								
4	0	10	-	5,339	5,345	5,258	5,244	5,359	5,344	1,871	2,25	200	93,4	2,237	2,352	- 0,115
				5,457	5,353	5,353	5,408	5,278								
5	0	10	-	6,173	6,130	6,208	6,217	6,208	6,203	1,611	2,00	200	100,2	1,996	2,025	- 0,029
				6,139	6,238	6,193	6,229	6,231								
6	0	10	-	7,276	7,217	7,228	7,252	7,293	7,243	1,379	1,75	250	143,5	1,742	1,733	+ 0,009
				7,220	7,289	7,258	7,256	7,205								
7	0	10	-	8,877	8,893	8,893	8,961	8,884	8,897	1,125	1,50	160	107,1	1,434	1,414	+ 0,020
				8,910	8,896	8,979	8,838	8,936								
8	0	10	-	10,358	10,332	10,336	10,445	10,403	10,369	0,964	1,25	150	121,1	1,239	1,212	+ 0,027
				10,358	10,308	10,339	10,343	10,341								
9	0	10	-	12,930	13,031	12,904	13,018	12,977	12,980	0,770	1,00	100	101,4	0,986	0,968	+ 0,018
				12,938	12,934	13,010	12,993	12,944								
10	0	10	-	17,730	17,908	17,715	17,946	17,951	17,903	0,562	0,75	100	136,0	0,735	0,706	+ 0,029
11	0	10	-	26,910	27,125	27,046	27,011	27,037	27,018	0,370	0,50	50	101,0	0,495	0,465	+ 0,030
12	0	10	-	36,324	35,429	35,275	36,036	35,605	35,716	0,280	0,40	40	104,4	0,383	0,352	+ 0,031
13	0	10	-	49,22	50,08	49,78	49,740	49,870	49,738	0,201	0,30	40	135,0	0,296	0,253	+ 0,043
14	0	0,1	-	0,963	0,896	0,962	0,903	0,873	0,301	0,111	0,20	33	173,6	0,190	0,140	+ 0,050
				0,934	0,933	0,893	0,313	0,323								
15	0	0,1	-	1,205	1,207	1,226	1,289	1,239	1,255	0,080	0,15	15	107,3	0,140	0,101	+ 0,039
				1,247	1,256	1,307	1,262	1,250								
16	0	0,1	-	3,208	3,201	3,247	3,414	3,538	3,512	0,029	0,10	10	110,2	0,091	0,036	+ 0,054
				3,329	3,268	3,514	3,888	4,149								
17	0	10	-	3,383	3,412	3,414	3,413	3,406	3,418	2,926	3,75	375	100,2	3,743	3,678	+ 0,065
				3,459	3,406	3,417	3,422	3,440								
18	0	10	-	3,692	3,697	3,643	3,663	3,683	3,690	2,717	3,50	350	99,5	3,518	3,415	+ 0,103
				3,676	3,703	3,679	3,711	3,646								
19	0	10	-	3,933	3,954	3,925	3,974	3,948	3,956	2,528	3,25	325	100,5	3,234	3,177	+ 0,057
				4,001	3,920	4,001	3,969	3,935								

Anhang A-12-3: Flowmeter-Eichmessungen Sonde FUD in Filterrohr NW 125 mm. Messwerte

Flowmeter-Eichmessungen Eichanlage Aefligen — Datum 6.1.81 — Beobachter Hufschmied

Flowmeter, Hersteller Haferland, Hannover, Eigentümer Wasser- und Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern
Sonde FUD 3b, Schaufel 3 ⌀ 70 mm, Impulse pro Umdrehung 10, Anlaufdurchfluss 0,12 l·s⁻¹
Filterrohr, Typ PB-K, NW 125 mm, SW 10 mm, Querschnittsfläche 1,227 dm²
Lage im Filterrohrquerschnitt anliegend, Temperatur des Wassers 9,8 °C

Messung Nr.	Fahrgeschwind.	Anzahl Umdrch.	Drehrichtung	Drehzahl: Zeit für N Umdrehungen t	t	t	t	t	$\bar{t}$	$n = \frac{N}{\bar{t}}$	Durchfluss: gewählt	Volumen V	Zeit t	$Q = \frac{V}{t}$	$k = 1{,}517 \cdot 2$ $Q' = k \cdot n$	$\Delta Q = Q - Q'$
	m·min⁻¹	N		s	s	s	s	s	s	s⁻¹	l·s⁻¹	l	s	l·s⁻¹	l·s⁻¹	l·s⁻¹
1	0	10	+	3,423	3,468	3,447	3,453	3,442	3,441	2,906	4,40	440	99,8	4,409	4,409	0
				3,427	3,424	3,443	3,418	3,454								
2	0	10	+	3,573	3,551	3,600	3,575	3,592	3,592	2,792	4,25	425	100,0	4,250	4,236	+ 0,014
				3,589	3,536	3,575	3,574	3,604								
3	0	10	+	3,917	3,901	3,797	3,797	3,790	3,795	2,635	4,00	400	100,2	3,992	3,998	- 0,006
				3,912	3,777	3,795	3,792	3,795								
4	0	10	+	4,050	4,071	4,037	4,056	4,053	4,052	2,468	3,75	375	101,0	3,713	3,744	- 0,031
				4,050	4,049	4,029	4,052	4,076								
5	0	10	+	4,347	4,325	4,334	4,317	4,373	4,328	2,311	3,50	350	101,0	3,465	3,506	- 0,041
				4,333	4,314	4,293	4,327	4,308								
6	0	10	+	4,631	4,645	4,663	4,646	4,642	4,647	2,152	3,25	325	100,8	3,224	3,265	- 0,041
				4,643	4,616	4,658	4,674	4,645								
7	0	10	+	5,057	5,062	5,045	5,013	5,050	5,040	1,984	3,00	300	100,3	2,973	3,010	- 0,037
				5,021	5,044	5,025	5,069	5,033								
8	0	10	+	5,515	5,508	5,500	5,516	5,515	5,509	1,815	2,75	275	100,6	2,734	2,754	- 0,020
				5,493	5,585	5,503	5,503	5,497								
9	0	10	+	6,100	6,055	6,051	6,027	6,041	6,046	1,654	2,50	250	100,4	2,495	2,509	- 0,024
				6,020	6,041	6,042	6,055	6,029								
10	0	10	+	6,751	6,766	6,752	6,737	6,773	6,762	1,479	2,25	225	101,5	2,217	2,244	- 0,027
				6,797	6,771	6,727	6,793	6,761								
11	0	10	+	7,543	7,553	7,558	7,513	7,560	7,562	1,322	2,00	250	126,0	1,984	2,006	- 0,022
				7,563	7,555	7,572	7,585	7,553								
12	0	10	+	8,590	8,621	8,602	8,623	8,593	8,601	1,163	1,75	175	99,8	1,754	1,765	- 0,011
				8,627	8,536	8,602	8,568	8,602								
13	0	10	+	10,125	10,163	10,161	10,124	10,168	10,191	0,982	1,50	150	101,5	1,478	1,490	- 0,012
				10,193	10,243	10,133	10,199	10,267								
14	0	10	+	12,204	12,281	12,290	12,293	12,322	12,312	0,812	1,25	125	103,0	1,225	1,232	- 0,007
				12,341	12,252	12,313	12,417	12,396								
15	0	10	+	15,384	15,445	15,580	15,472	15,585	15,538	0,644	1,00	100	101,4	0,986	0,977	+ 0,009
				15,611	15,486											
16	0	10	+	21,111	21,024	21,057	21,176	21,191	21,112	0,474	0,75	75	102,6	0,731	0,719	+ 0,012
17	0	10	+	32,319	32,403	32,490	33,000	33,033	32,647	0,306	0,50	50	102,5	0,489	0,464	+ 0,024
18	0	0,1	+	0,422	0,403	0,415	0,419	0,406	0,415	0,241	0,40	40	102,6	0,390	0,366	+ 0,024
				0,421	0,428	0,422	0,410	0,407								
19	0	0,1	+	0,595	0,587	0,598	0,622	0,611	0,596	0,169	0,30	30	104,0	0,288	0,255	+ 0,033
				0,617	0,593	0,576	0,596	0,575								
20	0	0,1	+	0,934	1,128	1,117	1,031	1,068	1,062	0,094	0,20	20	105,0	0,190	0,143	+ 0,047
				1,126	1,193	0,990	1,014	0,955								
21	0	0,1	+	4,20	4,515	5,196	2,848		4,189	0,024	0,10	10	111,1	0,090	0,036	+ 0,054
1	0	10	-	4,239	4,218	4,221	4,263	4,223	4,233	2,359	3,70	370	102,0	3,627	3,579	+ 0,049
				4,250	4,247	4,261	4,248	4,221								
2	0	10	-	4,415	4,440	4,390	4,457	4,433	4,432	2,256	3,50	360	103,0	3,495	3,422	+ 0,073
				4,408	4,515	4,394	4,488	4,389								
3	0	10	-	4,763	4,797	4,811	4,756	4,732	4,763	2,087	3,25	325	100,3	3,240	3,181	+ 0,059
				4,823	4,766	4,762	4,810	4,713								
4	0	10	-	5,114	5,162	5,125	5,183	5,176	5,125	1,940	3,00	300	100,4	2,988	2,943	+ 0,045
				5,193	5,157	5,136	5,130	5,109								
5	0	10	-	5,620	5,610	5,613	5,624	5,536	5,614	1,781	2,75	275	100,0	2,750	2,702	+ 0,048
				5,643	5,621	5,601	5,593	5,620								
6	0	10	-	6,200	6,201	6,142	6,153	6,209	6,191	1,618	2,50	250	100,5	2,488	2,455	+ 0,033
				6,153	6,197	6,223	6,170	6,151								
7	0	10	-	6,901	6,928	6,901	6,887	6,866	6,905	1,448	2,25	225	100,9	2,232	2,197	+ 0,036
				6,937	6,905	6,935	6,930	6,935								
8	0	10	-	7,723	7,719	7,743	7,782	7,754	7,773	1,295	2,00	200	100,9	1,984	1,949	+ 0,035
				7,797	7,729	7,718	7,768	7,798								
9	0	10	-	9,450	9,893	9,893	9,853	9,818	9,895	1,124	1,75	175	100,5	1,741	1,705	+ 0,036
				9,893	9,899	9,888	9,883	9,876								
10	0	10	-	10,597	10,482	10,263	10,306	10,403	10,388	0,963	1,50	150	100,0	1,500	1,461	+ 0,039
				10,375	10,392	10,357	10,347	10,365								
11	0	10	-	12,667	12,712	12,613	12,676	12,718	12,611	0,793	1,25	125	100,2	1,248	1,203	+ 0,045
				12,592	12,599	12,566	12,454	12,520								
12	0	10	-	16,040	16,059	15,934	15,984	15,934	15,994	0,625	1,00	100	101,2	0,988	0,948	+ 0,040
				15,960	15,936	16,008	16,033	15,990								
13	0	10	-	21,937	21,905	21,903	21,945	21,907	21,919	0,456	0,75	100	102,0	0,735	0,692	+ 0,043
14	0	10	-	34,234	34,113	34,200	55,210	35,257	34,604	0,289	0,50	50	103,8	0,482	0,438	+ 0,043
15	0	10	-	45,262	45,256	45,057	45,002		45,163	0,221	0,40	40	103,7	0,386	0,335	+ 0,050
16	0	0,1	-	0,665	0,691	0,693	0,674	0,630	0,675	0,148	0,30	30	104,5	0,287	0,225	+ 0,063
				0,691	0,664	0,671	0,660	0,675								
17	0	0,1	-	1,369	1,374	1,371	1,340	1,431	1,366	0,073	0,20	20	106,0	0,189	0,111	+ 0,078
				1,358	1,263	1,322	1,438	1,390								
18	0	0,1		3,376	3,026	3,460	3,944	3,393	3,580	0,028	0,14	15	111,0	0,135	0,042	+ 0,093

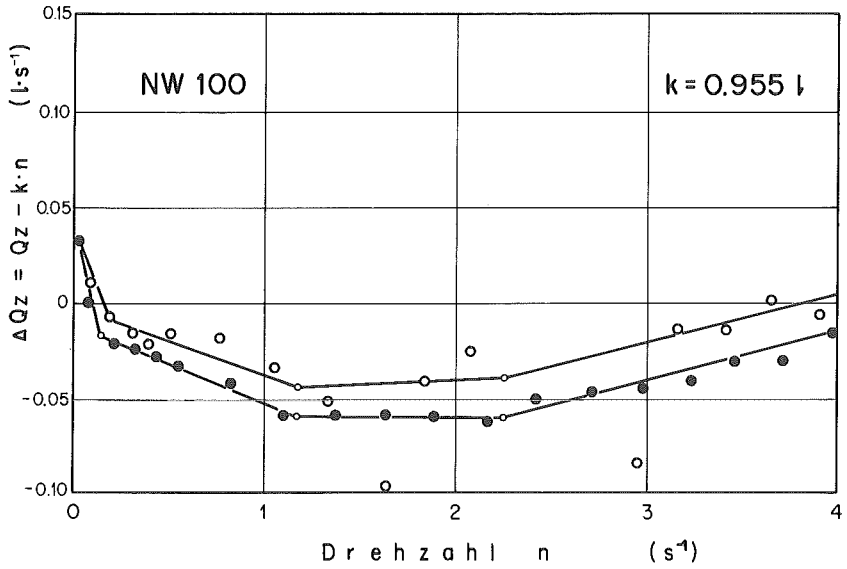
Anhang A-12-4: Flowmeter-Eichmessungen Sonde FUD in Filterrohr NW 150 mm. Messwerte

Flowmeter-Eichmessungen Eichanlage Aefligen — Datum 29.12.90 — Beobachter Hufschmied

Flowmeter, Hersteller Haferland, Hannover, Eigentümer Wasser- und Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern
Sonde FUD 4½, Schaufel 3, ϕ 75 mm, Impulse pro Umdrehung 10, Anlaufdurchfluss 0,18 $l \cdot s^{-1}$
Filterrohr, Typ PB-K, NW 150 mm, SW 4,0 mm, Querschnittsfläche 1,767 dm^2
Lage im Filterrohrquerschnitt anliegend, Temperatur des Wassers 9,8 °C

Messung Nr	Fahrgeschwind.	Anzahl Umdrehungen N	Drehrichtung	Zeit für N Umdrehungen t	t	t	t	t	$\bar{t}$	$n = \frac{N}{\bar{t}}$	Durchfluss gewählt	Volumen V	Zeit t	$Q = \frac{V}{t}$	$Q' = k \cdot n$	$\Delta Q = Q - Q'$
	$m \cdot min^{-1}$			s	s	s	s	s	s	s^{-1}	$l \cdot s^{-1}$	l	s	$l \cdot s^{-1}$	$l \cdot s^{-1}$	$l \cdot s^{-1}$
															$k = 2{,}496 \cdot 2$	
1	0	10	+	6,140	6,173	6,156	6,080	6,033	6,138	1,629	4,04	400	98,8	4,049	4,049	0
				6,191	6,106	6,065	6,209	6,170								
2	0	10	+	6,663	6,742	6,519	6,635	6,680	6,631	1,508	3,75	375	99,0	3,788	3,748	+ 0,040
				6,759	6,593	6,586	6,520	6,613								
3	0	10	+	7,105	7,162	7,079	7,061	6,998	7,082	1,412	3,50	350	100,6	3,479	3,510	- 0,031
				7,008	7,049	7,155	7,062	7,139								
4	0	10	+	7,637	7,536	7,571	7,596	7,692	7,658	1,306	3,25	325	100,0	3,250	3,246	+ 0,004
				7,681	7,682	7,731	7,728	7,662								
5	0	10	+	8,337	8,440	8,342	8,252	8,285	8,342	1,199	3,00	300	100,2	2,994	2,980	+ 0,014
				8,275	8,286	8,330	8,373	8,443								
6	0	10	+	9,203	9,125	9,174	9,121	9,036	9,106	1,098	2,75	275	100,2	2,745	2,729	+ 0,016
				9,091	9,100	9,054	9,047	9,099								
7	0	10	+	9,992	9,953	10,054	9,908	9,951	9,978	1,002	2,50	250	100,5	2,488	2,491	- 0,003
				10,077	9,951	9,962	10,022	9,905								
8	0	10	+	11,673	11,276	11,166	11,339	11,294	11,379	0,879	2,25	225	100,7	2,234	2,195	+ 0,049
				11,500	11,254	11,364	11,365	11,565								
9	0	10	+	12,610	12,443	12,776	12,657	12,557	12,787	0,782	2,00	200	100,7	1,986	1,944	+ 0,042
				12,908	12,932	12,829	12,767	12,798								
10	0	10	+	14,443	14,684	14,615	14,695	14,456	14,624	0,684	1,75	175	100,8	1,736	1,700	+ 0,036
				14,526	14,763	14,714	14,739	14,653								
11	0	10	+	17,488	17,407	17,537	17,611	17,357	17,484	0,572	1,50	150	101,0	1,485	1,422	+ 0,063
				17,366	17,252	17,543	17,509	17,709								
12	0	10	+	20,941	20,937	21,428	21,115	21,319	21,060	0,475	1,25	125	99,5	1,256	1,181	+ 0,075
13	0	10	+	27,583	27,365	27,365	27,539	27,370	27,530	0,363	1,00	100	100,9	0,991	0,902	+ 0,089
14	0	10	+	38,510	38,662	38,977	38,678		38,682	0,259	0,75	75	100,0	0,750	0,644	+ 0,106
15	0	0,1	+	0,643	0,744	0,655	0,732		0,707	0,141	0,50	50	102,0	0,490	0,350	+ 0,140
				0,676	0,733	0,706	0,716									
				0,715	0,718	0,741	0,703									
16	0	0,1	+	6,324	4,033	4,612	3,481		5,029	0,020	0,25	25	104,6	0,239	0,050	+ 0,189
				4,019	7,610	5,061	5,177									
17	0	0,1	+	1,700	2,144	1,974	2,478		1,904	0,053	0,30	30	104,8	0,286	0,132	+ 0,154
				1,973	2,103	1,777	1,965									
				1,833	1,817	1,731	1,796									
				1,743	1,902	1,734	1,875									
18	0	0,1	+	0,300	0,929	0,930	0,969		0,899	0,113	0,40	40	104,6	0,382	0,281	+ 0,101
				0,909	0,957	0,995	0,888									
				0,965	0,864	0,900	0,872									
1	0	10	−	9,422	8,777	9,640	9,520	8,608	9,542	1,171	3,00	300	100,7	2,979	2,991	+ 0,049
				9,278	9,664	9,532	9,334	9,525								
2	0	10	−	9,536	9,349	9,517	9,476	9,150	9,346	1,069	2,75	300	109,9	2,732	2,655	+ 0,078
				9,456	9,396	9,242	9,327	9,213								
3	0	10	−	10,022	10,045	10,058	10,287	10,605	10,224	0,979	2,50	300	121,0	2,479	2,431	+ 0,048
				10,192	10,112	10,135	10,214	10,473								
4	0	10	−	11,229	11,430	11,647	11,434	11,664	11,544	0,966	2,25	250	112,0	2,232	2,153	+ 0,080
				11,920	11,466	11,762	11,593	11,333								
5	0	10	−	13,193	12,734	12,939	13,033	12,917	12,948	0,772	2,00	200	101,0	1,980	1,919	+ 0,061
				12,903	13,135	12,903	12,983	12,915								
6	0	10	−	15,153	15,071	14,923	15,015	15,015	15,035	0,665	1,75	175	101,5	1,724	1,653	+ 0,071
7	0	10	−	17,743	17,921	17,972	17,743	18,136	17,965	0,560	1,50	150	100,5	1,493	1,392	+ 0,101
8	0	10	−	22,367	22,556	22,239	22,171	22,304	22,333	0,448	1,25	125	101,7	1,229	1,114	+ 0,116
9	0	10	−	28,016	28,221	28,209	28,263	28,211	28,284	0,354	1,00	100	101,0	0,990	0,880	+ 0,110
10	0	10	−	40,713	41,427	43,647	40,033	41,483	40,662	0,246	0,75	75	101,4	0,740	0,611	+ 0,129
11	0	0,1	−	0,678	0,661	0,681	0,719	0,727	0,699	0,143	0,50	50	102,2	0,489	0,355	+ 0,134
				0,748	0,706	0,710	0,728	0,709								
				0,685	0,655	0,676	0,672	0,637								
12	0	0,1	−	0,997	1,026	0,996	1,026	1,027	1,023	0,098	0,40	40	101,7	0,393	0,244	+ 0,150
				0,999	1,019	1,014	1,027	1,043								
				1,013	1,000	1,055	1,048	1,059								
13	0	0,1	−	2,169	2,442	2,628	2,321	2,353	2,237	0,044	0,30	30	104,0	0,289	0,193	+ 0,173
				2,133	2,113	2,350	2,084	2,373								
14	0	0,1	−	4,044	4,136	3,430	3,920	3,107	3,722	0,027	0,27	25	96,0	0,260	0,067	+ 0,193
				3,766	3,582	3,444	4,048	3,976								
15	0	10	−	6,935	6,929	7,035	6,951	6,923	6,990	1,451	3,75	375	100,0	3,750	3,607	+ 0,143
				6,978	6,963	6,972	6,929	6,993								
16	0	10	−	7,454	7,474	7,436	7,392	7,456	7,397	1,352	3,50	350	100,3	3,490	3,360	+ 0,123
				7,367	7,267	7,360	7,362	7,406								
17	0	10	−	7,336	7,318	7,336	7,935	7,303	7,325	1,262	3,25	325	100,4	3,237	3,137	+ 0,100
				7,303	7,391	7,984	7,893	7,345								

Anhang A-12-5: Flowmeter-Eichmessungen Sonde FUD in Filterrohr NW 100 und 115 mm.
Grafische Auswertung

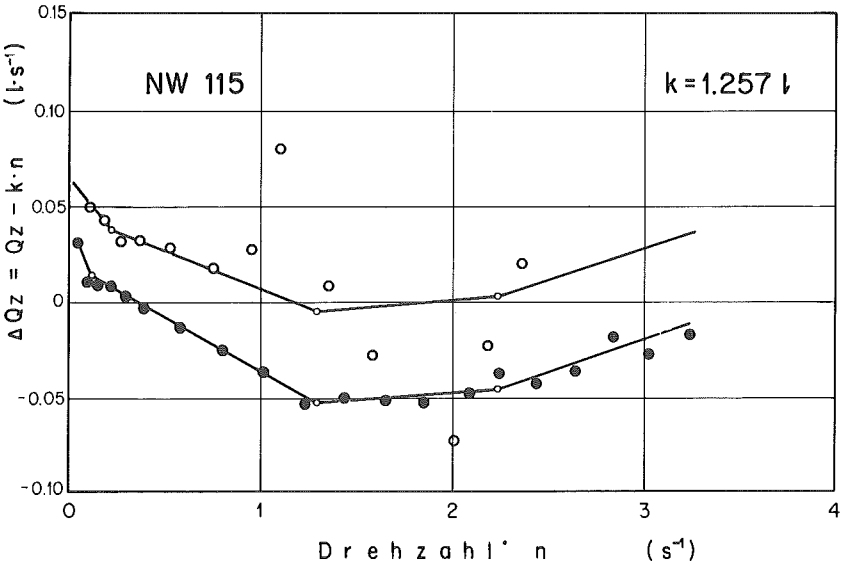


● Normal – Flow $(l \cdot s^{-1})$

A Qz = 0.050 + 0.5550 n n ≤ 0.17
B Qz = -0.010 + 0.9142 n 0.17 < n < 1.18
C Qz = -0.058 + 0.9550 n 1.18 < n < 2.27
D Qz = -0.117 + 0.9810 n 2.27 < n < 4.25
Anlaufdurchfluss 0.03 $l \cdot s^{-1}$

○ Reverse – Flow $(l \cdot s^{-1})$

A Qz = 0.048 + 0.6820 n n ≤ 0.20
B Qz = 0.000 + 0.920 n 0.20 < n < 1.18
C Qz = -0.046 + 0.959 n 1.18 < n < 2.25
D Qz = -0.096 + 0.9810 n 2.25 < n < 4.254
Anlaufdurchfluss 0.06 $l \cdot s^{-1}$



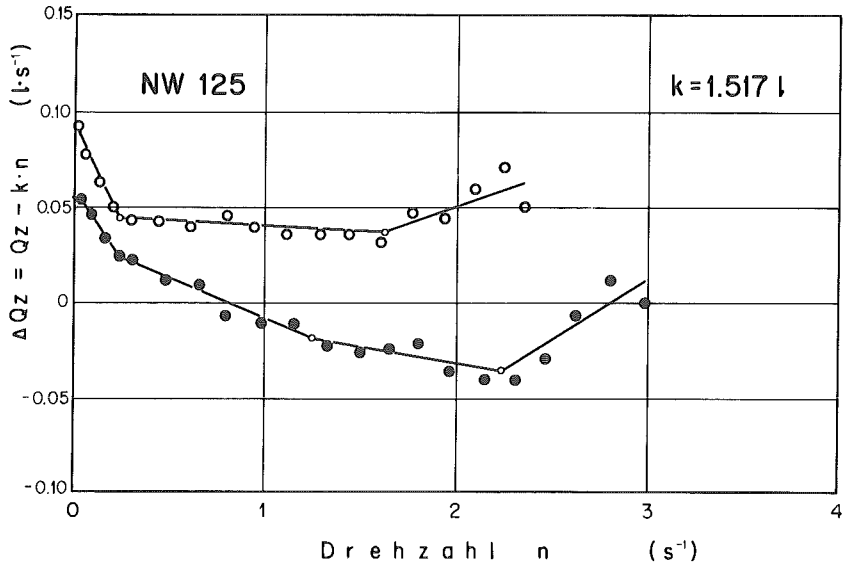
● Normal – Flow $(l \cdot s^{-1})$

A Qz = 0.045 + 1.0170 n n ≤ 0.125
B Qz = 0.022 + 1.2014 n 0.125 < n < 1.300
C Qz = -0.068 + 1.2645 n 1.300 < n < 2.250
D Qz = -0.121 + 1.2915 n 2.250 < n < 3.247
Anlaufdurchfluss 0.080 $l \cdot s^{-1}$

○ Reverse – Flow $(l \cdot s^{-1})$

A Qz = 0.065 + 1.1390 n n ≤ 0.225
B Qz = 0.048 + 1.2160 n 0.225 < n < 1.300
C Qz = -0.015 + 1.2645 n 1.300 < n < 2.250
D Qz = -0.076 + 1.2915 n 2.250 < n < 3.247
Anlaufdurchfluss 0.070 $l \cdot s^{-1}$

Anhang A-12-6: Flowmeter-Eichmessungen Sonde FUD in Filterrohr NW 125 und 150 mm. Grafische Auswertung



● Normal - Flow ($l \cdot s^{-1}$)

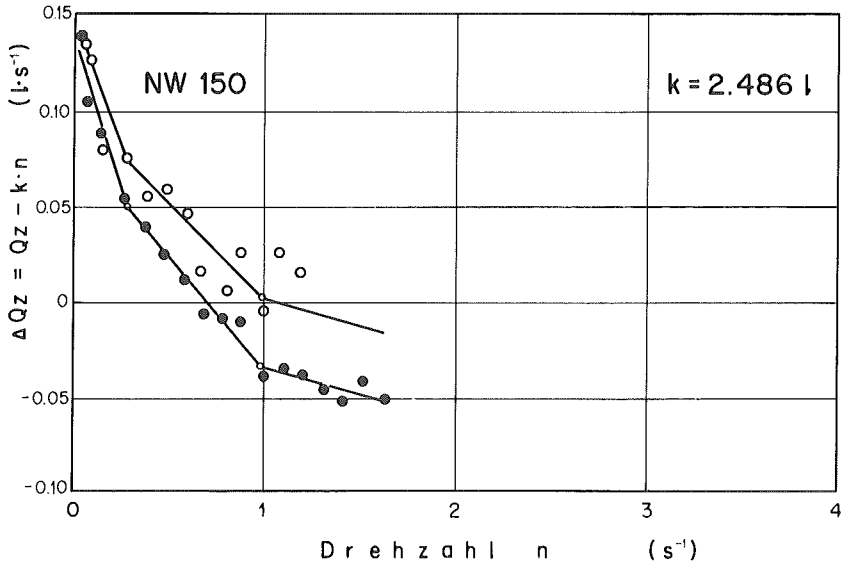
A Qz = 0.061 + 1.3707 n n ≤ 0.250
B Qz = 0.035 + 1.4749 n 0.250 < n < 1.250
C Qz = 0.002 + 1.5003 n 1.250 < n < 2.25
D Qz = -0.178 + 1.5805 n 2.250 < n < 2.906

Anlaufdurchfluss 0.12 $l \cdot s^{-1}$

○ Reverse - Flow ($l \cdot s^{-1}$)

A Qz = 0.094 + 1.3170 n n ≤ 0.25
B Qz = 0.045 + 1.511 n 0.25 < n < 1.65
C Qz = -0.024 + 1.553 n 1.65 < n < 2.35

Anlaufdurchfluss 0.12 $l \cdot s^{-1}$



● Normal - Flow ($l \cdot s^{-1}$)

A Qz = 0.191 + 2.1783 n n ≤ 0.30
B Qz = 0.135 + 2.3666 n 0.30 < n < 0.98
C Qz = 0.045 + 2.4586 n 0.98 < n < 1.63

Anlaufdurchfluss 0.18 $l \cdot s^{-1}$

○ Reverse - Flow ($l \cdot s^{-1}$)

A Qz = 0.201 + 2.219 n n ≤ 0.300
B Qz = 0.150 + 2.389 n 0.30 < n < 0.98
C Qz = 0.082 + 2.4586 n 0.98 < n < 1.63

Anlaufdurchfluss 0.20-0.25 $l \cdot s^{-1}$

Anhang A-12-7: Flowmeter-Eichmessungen Sonde FUD im Schleppkanal der Landeshydrologie. Messwerte

FLÜGELEICHUNG Nr. ..... vorgenommen am 4. 11. 19 80

Flügel Nr. FUD 3/2 **Schaufel Nr.** 3 **Ø** ..... cm HERSTELLER Haferland Hannover

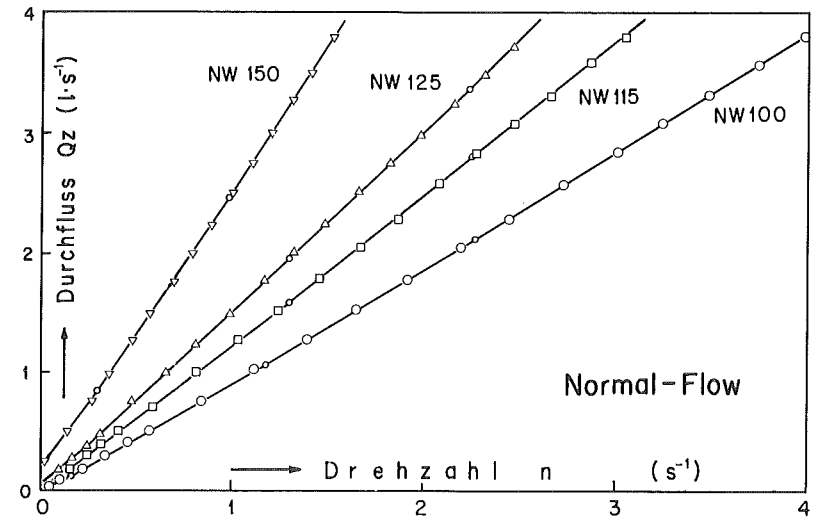
Linie Nr. ..... Schutzring Ø ..... cm EIGENTÜMER WEA KL Bern

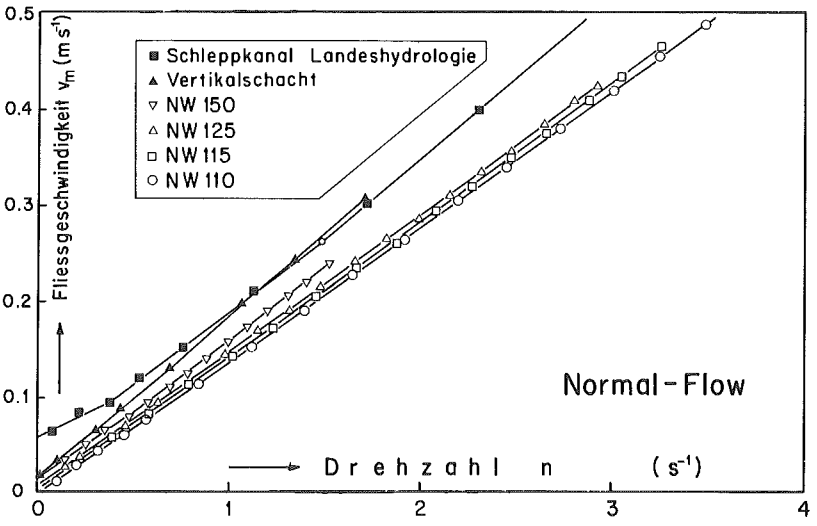
Anzahl Schaufelumdrehungen zwischen 2 Signalen ..... Anzahl der Signale für eine volle Messradumdrehung .....

Nr. der Fahrt	Zeit bei Beginn der Fahrt	Drehzahlen: Beobachtung Umdrehungen N	Drehzahlen: Beobachtung Fahrzeit t_F sec	Drehzahlen: in der Sekunde $n = \frac{N}{t_F}$	Geschwindigkeiten in m/sec: Beobachtung Weg s m	Beobachtung Fahrzeit t_W sec	Geschwindigkeit $v = \frac{s}{t_W}$ m/sec	$V' = k \cdot n$ (k = 0,170) m pro Tour	$\Delta v = v - V'$ m/sec
					Anlaufgeschwindigkeit des Flügels		0,055	(Schaufel beginnt zu drehen)	
1				0,078			0,0606	0,0133	+0,0473
2				0,226			0,0808	0,0384	+0,0424
3				0,374			0,0928	0,0636	+0,0292
4				0,542			0,1188	0,0921	+0,0267
5				0,757			0,1498	0,1287	+0,0211
6				1,119			0,2063	0,1902	+0,0161
7				1,707	Wattgalp		0,2991	0,2902	+0,0089
8				2,292			0,3975	0,3896	+0,0079
9				2,950			0,5086	0,5015	+0,0071
10				3,526			0,6056	0,5994	+0,0062
11				4,105			0,7024	0,6979	+0,0045
12				4,653			0,7958	0,7910	+0,0048
13				5,602			0,9570	0,9523	+0,0047
14				6,733			1,1470	1,1446	+0,0024
15				8,185			1,3884	1,3915	+0,0031
16				0,033			0,0606	0,0056	+0,0550
17				0,170			0,0805	0,0289	+0,0516
18				0,303			0,0927	0,0515	+0,0412
19				0,493			0,1179	0,0838	+0,0341
20				0,700			0,1496	0,1190	+0,0306
				0,939			0,1978	0,1681	+0,0297
				1,597	Schlepp		0,2992	0,2715	+0,0277
				2,155			0,3930	0,3664	+0,0266
				2,781			0,5079	0,4738	+0,0341
				3,339	Hand		0,6041	0,5676	+0,0365
				3,874			0,6965	0,6586	+0,0379
				4,431			0,7978	0,7533	+0,0445
				5,345			0,9552	0,9087	+0,0465
				6,727			1,1924	1,1436	+0,0488
				7,853			1,3916	1,3350	+0,0566
									–

Eichstätte für hydrometrische Flügel Papiermühle b. Bern

Anhang A-12-8: Zusammenfassung der Eichergebnisse im Schleppkanal der Landeshydrologie, im Vertikalschacht und in Kunststoffilterrohren. Flowmetersonde FUD



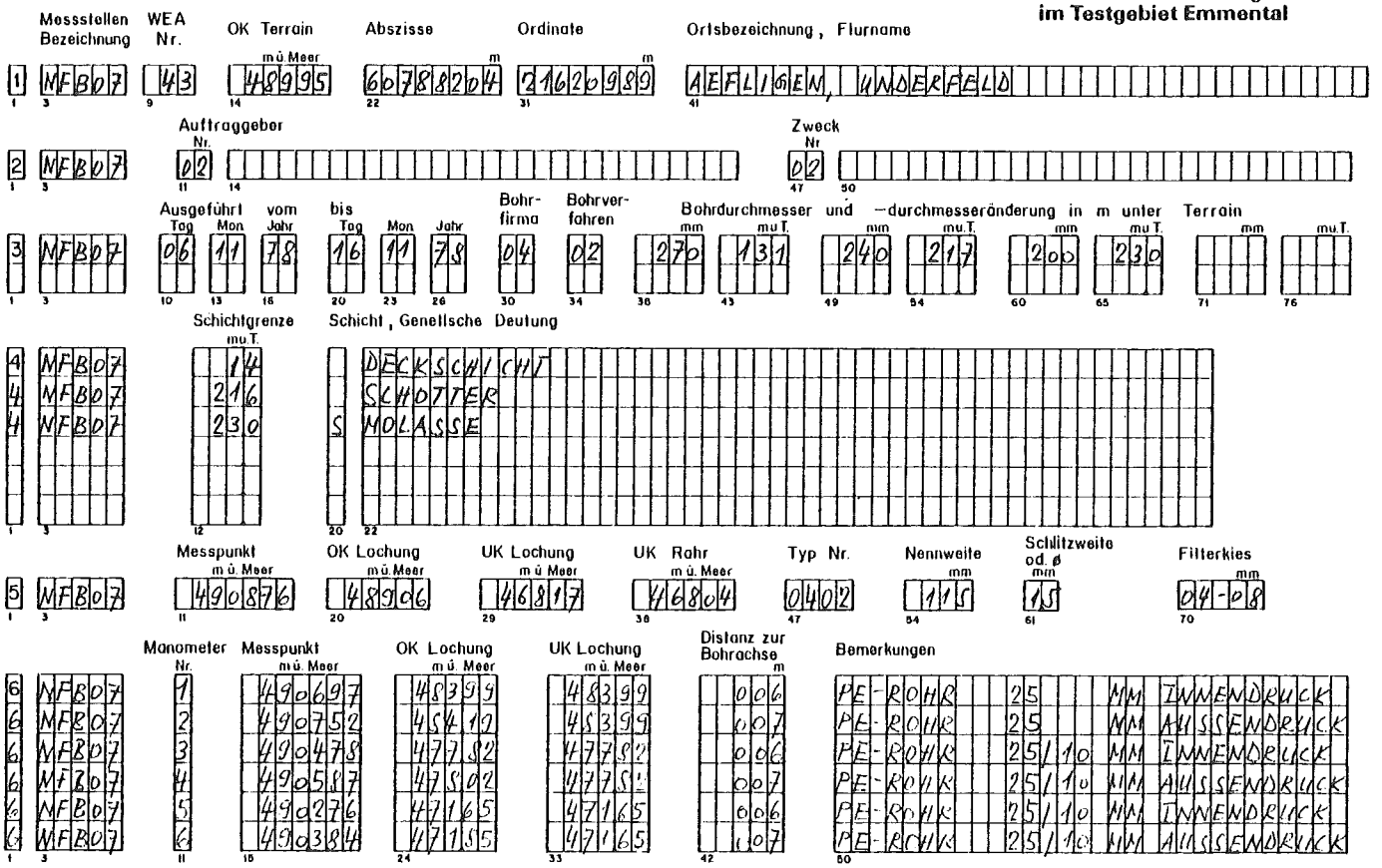


Anhang A-14.1: Testareal Aefligen. Feldprotokoll Aufschlussbohrung
Aufschlussbohrung NFB07

Nationales Forschungsprogramm Wasserhaushalt

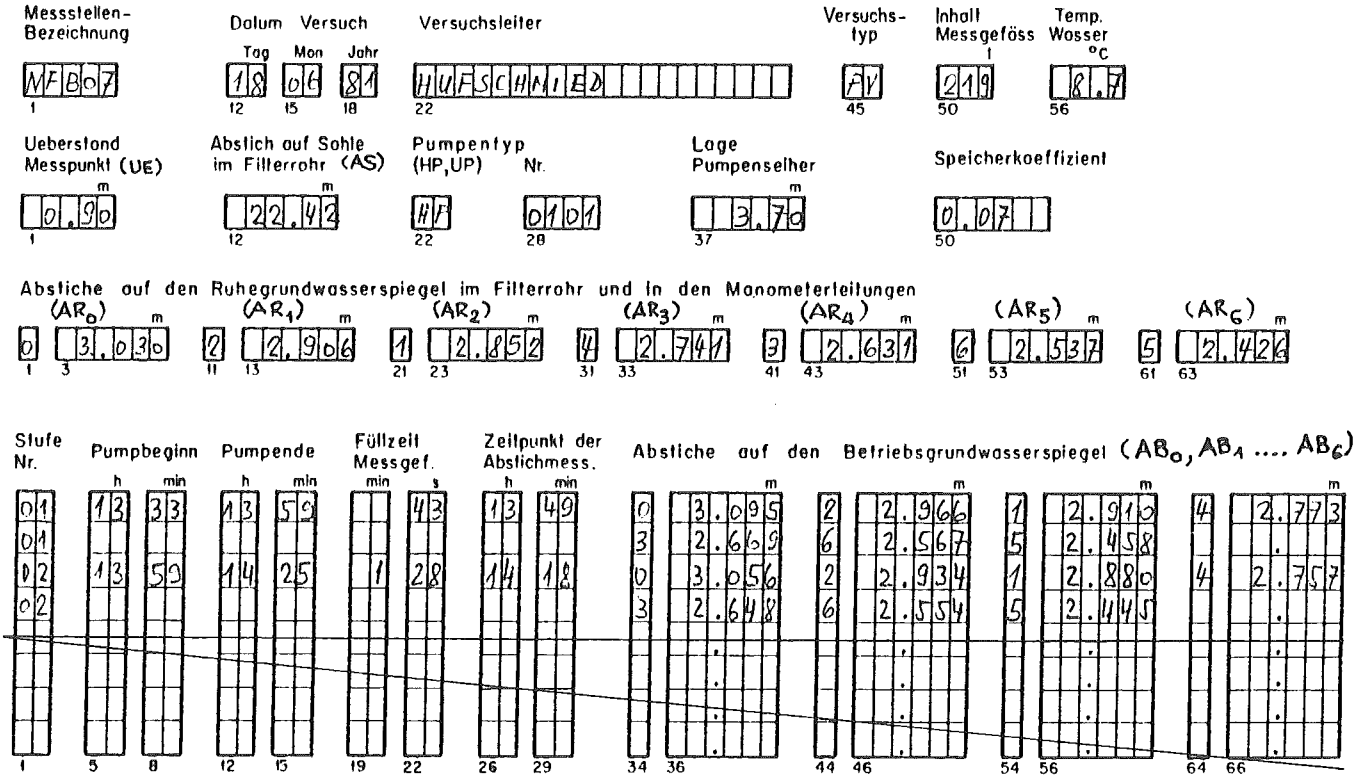
Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental

Protokoll : Aufschlussbohrung



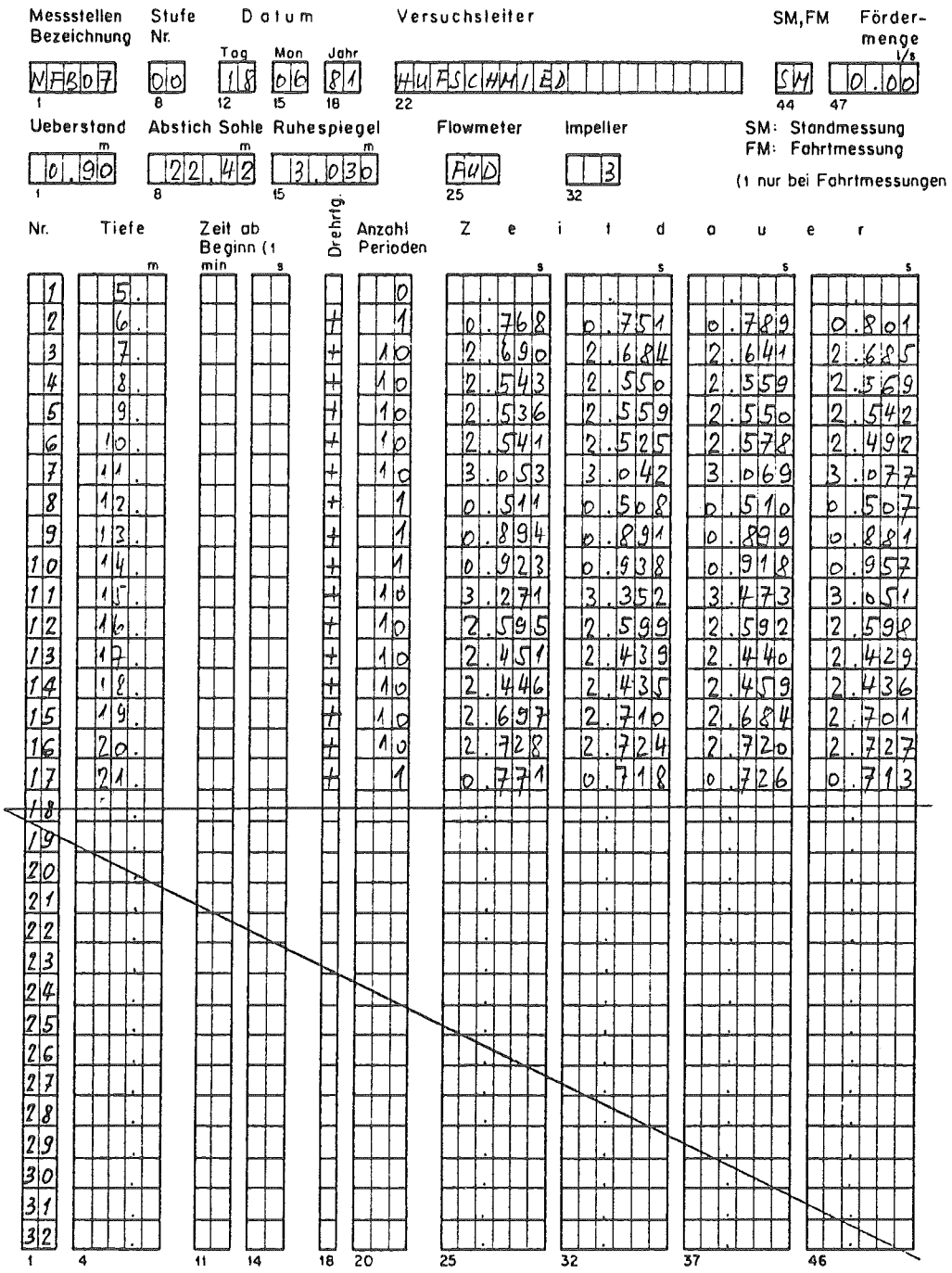
Anhang A-14.2: Testareal Aefligen. Feldprotokoll Kleinpumpversuch
Aufschlussbohrung NFB07

Protokoll: Kleinpumpversuch



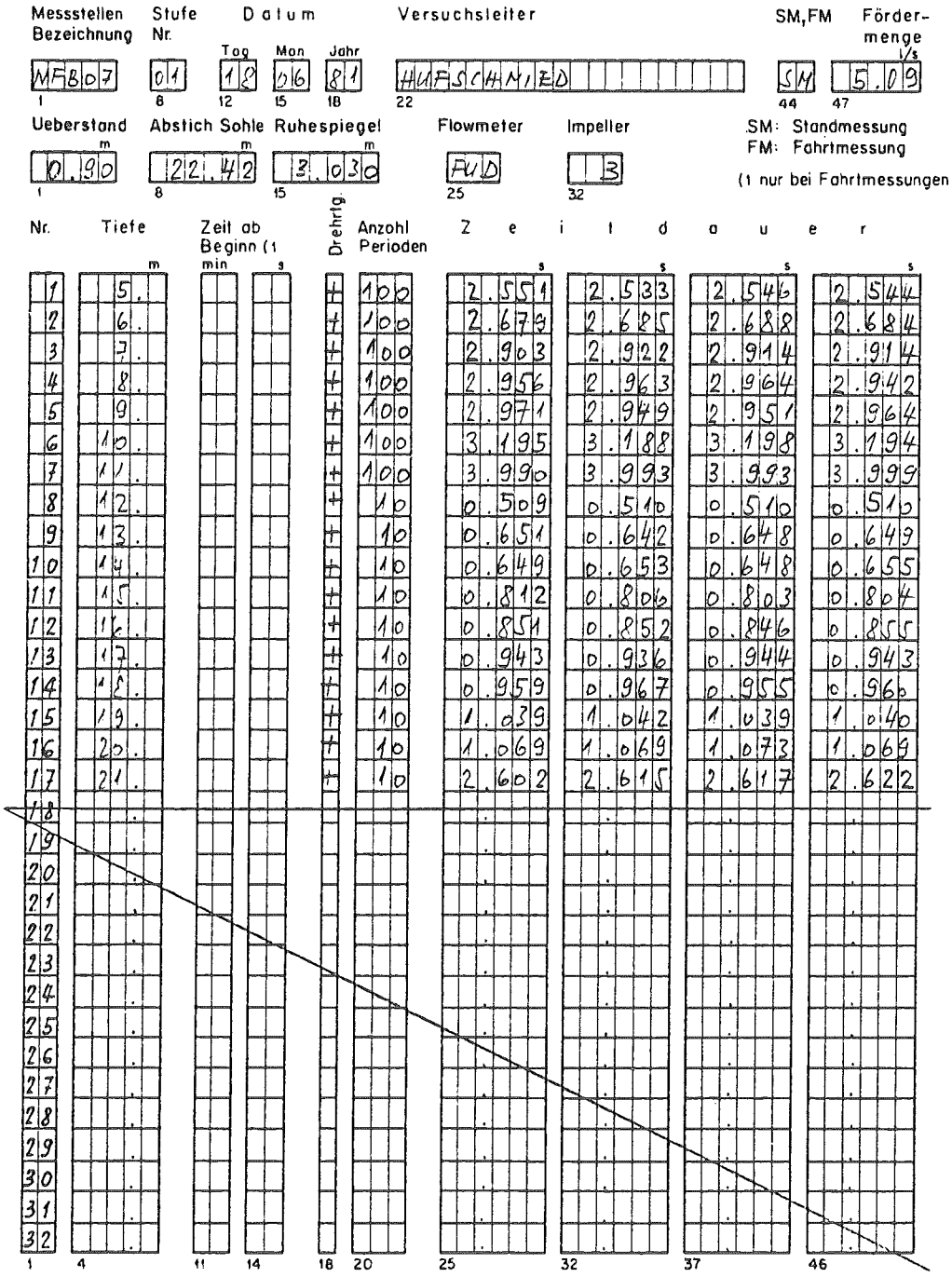
Anhang A-14.3: Testareal Aefligen. Feldprotokoll Flowmeter-Messung
Aufschlussbohrung NFB07

Protokoll: Flowmeter - Messungen



Anhang A-14.4: Testareal Aefligen. Feldprotokoll Flowmeter-Messung
Aufschlussbohrung NFB07

Protokoll: Flowmeter - Messungen



Anhang A-14.5: Testareal Aefligen. Feldprotokoll Flowmeter-Messung
Aufschlussbohrung NFB07

Protokoll: Flowmeter - Messungen

Messstellen Bezeichnung: NFB07 (1)
Stufe Nr.: 02 (6)
Datum: Tag 18 (12), Mon 06 (15), Jahr 91 (18)
Versuchsleiter: HUFSCHMIED (22)
SM,FM: SM (44)
Fördermenge l/s: 2.49 (47)

Ueberstand m: 10.90 (1)
Abstich Sohle m: 22.42 (8)
Ruhespiegel m: 3.030 (15)
Flowmeter: FWD (25)
Impeller: 3 (32)

SM: Standmessung
FM: Fahrtmessung
(1 nur bei Fahrtmessungen

Nr.	Tiefe m	Zeit ab Beginn (1 min	s	Drehrig	Anzahl Perioden	Zeitdauer s	s	s
1	5.			+	100	5.041	5.035	5.054
2	6.			+	10	0.503	0.502	0.560
3	7.			+	10	0.507	0.505	0.509
4	8.			+	10	0.511	0.512	0.512
5	9.			+	10	0.512	0.508	0.514
6	10.			+	10	0.543	0.541	0.543
7	11.			+	10	0.668	0.666	0.667
8	12.			+	10	0.855	0.850	0.855
9	13.			+	10	1.100	1.106	1.111
10	14.			+	10	1.133	1.122	1.128
11	15.			+	10	1.177	1.178	1.150
12	16.			+	10	1.198	1.196	1.190
13	17.			+	10	1.279	1.301	1.299
14	18.			+	10	1.320	1.304	1.306
15	19.			+	10	1.428	1.437	1.433
16	20.			+	10	1.474	1.484	1.478
17	21.			+	10	3.702	3.713	3.697
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
31								
32								

1 4 11 14 18 20 25 32 37 46

Anhang A-15-1 Grosspumpversuch Aefligen. Feldbeobachtungen
Messstelle NFB14

GEOHYD | FELDBEOBACHTUNGEN | KUNDENNUMMER | BEARBEITER Hufschmied | BLATT

AUFTRAGGEBER: Nationales Forschungsprogramm Wasserhaushalt

AUFTRAG: 2477

DATUM: 23.06 - 01.07.80

BEMERKUNG: Grosspumpversuch Aefligen

BÜRO: Ingenieur- u. Studienbüro A. Werner, dipl. Ing. ETH, Alpenstr. 21 Tel. 034 22 78 54, 3400 Burgdorf

DATEN

A = ALLE ZEICHEN
I = GANZE ZAHL RECHTS BUNDIG
F = ZAHL MIT PUNKT

) = KLAMMER O = NULL I = EINS 2 = ZWEI
J = BUCHST. J Ø = O I = I Z = Z

NOTIZ: NFB14

MESSSTELLEN BEZEICHNUNG	ARTANGABE	WASSERSTAND (IN METER ü.MEER) ABSTICH (IN METER)	WASSERMENGE (L/MIN)	DATUM TAG	DATUM MONAT	DATUM JAHR	ZEIT STUNDEN	ZEIT MINUTEN	ZEIT SEKUNDEN	BEMERKUNG	NOTIZ
NFB14		3.345		23	06	80	06	38	00		
		3.352		25	06	80	06	25			
		3.352					08	00			PUMPBEGINN
		3.420					08	01	30		
		3.425					08	02			
		3.430					08	04			
		3.440					08	07	30		
		3.450					08	13			
		3.458					08	21			
		3.467					08	30			
		3.473					08	37			
		3.488					08	59			
		3.500					09	21			
		3.513					10	01			
		3.528					10	54			
		3.538					11	46			
		3.560					13	48			
		3.575					15	54			
		3.594					20	00			
		3.615		26	06	80	06	36			
		3.626					08	57			
		3.636					16	38			
		3.645		27	06	80	06	23			
		3.656					16	59			
		3.655		28	06	80	09	38			
		3.661		29	06	80	07	20			
		3.500					14	13			
		3.440					20	06			
		3.430		30	06	80	08	23			
		3.472		01	07	80	15	57			

Anhang A-15-2 Grosspumpversuch Aefligen. Computertabelle der Grundwasserspiegelmessungen Messstelle NFB14

NFP WASSERHAUSHALT GROSSPUMPVERSUCH AEFLIGEN PHASE I+II

****
* MESSSTELLE NFB14 *
****
KOORDINATEN: 607954.65/216092.99

MESSPUNKTHOEHE *M.UE.M* : 491.66
GELAENDEHOEHE *M.UE.M* : 490.74
TIEFSTER MESSBARER WASSERSTAND *M.UE.M* : 465.80

MESSSTELLE BOHRUNG	MESSART LICHTLOT	MESSPUNKT OK ROHR	HYDROLOGIE K.,KP	QUALITAET OHNE ANALY

MESSDATEN WAEHREND DER ZEITPERIODE VOM 23. 6.80 BIS 27. 7.80

DATUM	ZEIT	WASSERSTAND M UE.M.	DATUM	ZEIT	WASSERSTAND M UE.M.
23. 6.80	6.38. 0	488.315	3. 7.80	16.17. 0	488.384
25. 6.80	6.25. 0	488.308	4. 7.80	8.33. 0	488.430
25. 6.80	8. 0. 0	488.308	4. 7.80	20.12. 0	488.442
25. 6.80	8. 1.30	488.240	5. 7.80	8.33. 0	488.449
25. 6.80	8. 2. 0	488.235	7. 7.80	10. 8. 0	488.456
25. 6.80	8. 4. 0	488.230	21. 7.80	14.11. 0	488.740
25. 6.80	8. 7.30	488.220	22. 7.80	7. 0. 0	488.735
25. 6.80	8.13. 0	488.210	22. 7.80	7.36. 0	488.740
25. 6.80	8.21. 0	488.202	22. 7.80	8. 0. 0	488.738
25. 6.80	8.30. 0	488.193	22. 7.80	8. 0.30	488.720
25. 6.80	8.37. 0	488.187	22. 7.80	8. 2. 0	488.700
25. 6.80	8.59. 0	488.172	22. 7.80	8. 4.15	488.696
25. 6.80	9.21. 0	488.160	22. 7.80	8. 6.30	488.692
25. 6.80	10. 1. 0	488.147	22. 7.80	8. 8.45	488.690
25. 6.80	10.54. 0	488.132	22. 7.80	8.11. 0	488.689
25. 6.80	11.46. 0	488.122	22. 7.80	8.15. 0	488.688
25. 6.80	13.48. 0	488.100	22. 7.80	8.22. 0	488.684
25. 6.80	15.54. 0	488.085	22. 7.80	8.28. 0	488.681
25. 6.80	20. 0. 0	488.066	22. 7.80	8.36. 0	488.677
26. 6.80	6.36. 0	488.045	22. 7.80	8.45. 0	488.676
26. 6.80	8.57. 0	488.034	22. 7.80	8.59. 0	488.673
26. 6.80	16.38. 0	488.024	22. 7.80	9.20. 0	488.668
27. 6.80	6.23. 0	488.015	22. 7.80	9.50. 0	488.662
27. 6.80	16.59. 0	488.004	22. 7.80	11. 6. 0	488.652
28. 6.80	9.38. 0	488.005	22. 7.80	13.53. 0	488.638
29. 6.80	7.20. 0	487.999	22. 7.80	17.33. 0	488.625
29. 6.80	14.13. 0	488.160	23. 7.80	6.48. 0	488.600
29. 6.80	20. 6. 0	488.220	23. 7.80	17.46. 0	488.579
30. 6.80	8.23. 0	488.230	24. 7.80	6.30. 0	488.565
1. 7.80	15.57. 0	488.188	24. 7.80	7.40. 0	488.560
3. 7.80	6.37. 0	488.158	24. 7.80	8. 0. 0	488.560
3. 7.80	8. 0. 0	488.158	24. 7.80	8. 1.30	488.522
3. 7.80	8. 1. 0	488.212	24. 7.80	8. 2.30	488.519
3. 7.80	8. 2. 0	488.222	24. 7.80	8. 6. 0	488.510
3. 7.80	8. 4. 0	488.230	24. 7.80	8. 8. 0	488.507
3. 7.80	8. 9. 0	488.245	24. 7.80	8.15. 0	488.500
3. 7.80	8.11.30	488.250	24. 7.80	8.23. 0	488.495
3. 7.80	8.18.30	488.260	24. 7.80	8.34. 0	488.489
3. 7.80	8.29. 0	488.273	24. 7.80	8.57. 0	488.481
3. 7.80	8.43.30	488.285	24. 7.80	9.25. 0	488.472
3. 7.80	8.59. 0	488.296	24. 7.80	10.30. 0	488.458
3. 7.80	9.20. 0	488.307	24. 7.80	11.35. 0	488.451
3. 7.80	9.53. 0	488.320	24. 7.80	14. 2. 0	488.433
3. 7.80	10.46. 0	488.336	24. 7.80	19.32. 0	488.410
3. 7.80	11.44. 0	488.350	25. 7.80	6.17. 0	488.385
3. 7.80	13.20. 0	488.364	25. 7.80	16.41. 0	488.373
3. 7.80	14.58. 0	488.377	26. 7.80	7.34. 0	488.360

Ingenieur- und Studienbüro Alfred Werner, 3400 Burgdorf

Anhang A-15-3 Grosspumpversuch Aefligen, Phase I. Raumliche Auswertung mit einem automatischen Optimierungsverfahren (GEOHYD2). Zeitschnitt 94 Stunden nach Pumpbeginn

NFP WASSERHAUSHALT GROSSPUMPVERSUCH AEFLIGEN PHASE I

HYDROLOGISCHE KENNZIFFERN TYP 1 :
R A E U M L I C H E A U S W E R T U N G MIT 33 PIEZOMETERN

GRUNDWASSERLEITER-TYP = 0 MIT FREIER SPIEGELFLAECHE
ECKPUNKT P1 = 607300.00/ 215000.00 ECKPUNKT P2 = 607500.00/ 217000.00 BREITE = 5000.00

ZEITSCHNITT NR. 13 DATUM : 29. 6.80 ZEIT : 6. 0. 0 FELDREWEG. 0.000 (M)

ZEITDIFFERENZ ZUM ZEITSCHNITT NR. 1 =
338400.00 SEKUNDEN ODER 5640.00 MINUTEN ODER 94.00 STUNDEN

VORGEGEBENER SPEICHER-KOEFFIZIENT	OPTIMALER KG - WERT (M/S)	VARIANZ (M2)	VARIANZ KOEFFIZIENT (PROZENT)	MITTLERE ABWEICHUNG (M)	MAXIMALE ABWEICHUNG (M)	BEI PIEZOMETER
1.489E-02	9.329E-03	2.290E-03	16.619	.041	-.089	NFB16
3.944E-02	7.869E-03	1.258E-03	12.407	.029	.072	NFP20
6.127E-02	7.219E-03	8.636E-04	10.353	.024	.066	NFP3H
8.173E-02	6.798E-03	6.595E-04	9.704	.021	.064	NFP3H
1.013E-01	6.490E-03	5.559E-04	8.406	.019	.061	NFP3H
1.203E-01	6.244E-03	4.999E-04	8.015	.018	.058	NFP3H
1.387E-01	6.041E-03	4.789E-04	7.884	.017	.056	NFP3H
1.568E-01	5.868E-03	4.819E-04	7.947	.016	-.058	FRP03
1.746E-01	5.718E-03	5.028E-04	8.754	.016	-.062	FRP03
1.921E-01	5.584E-03	5.360E-04	8.456	.016	-.066	FRP03

O P T I M A L E W E R T E :

OPTIMALER SPEICHER-KOEFFIZIENT	OPTIMALER KG - WERT (M/S)	VARIANZ (M2)	VARIANZ KOEFFIZIENT (PROZENT)	MITTLERE ABWEICHUNG (M)	MAXIMALE ABWEICHUNG (M)	BEI PIEZOMETER
1.444E-01	5.983E-03	4.776E-04	7.885	.017	.055	NFP3H

BRUNNEN	FOERDER-LEISTUNG (L/MIN)	TOTALE FOERDER-MENGE (M3)	GRUNDWASSER-MAECHTIGKEIT AUSGANGSWERT (M)	GRUNDWASSER-MAECHTIGKEIT DYNAM. WERT (M)	TRANS-MISSIVITAET (M2/S)
NFVB1	6000.000	33840.000	21.00	20.73	1.240E-01

VERGLEICH DER GEMESSENEN UND BERECHNETEN GRUNDWASSERSPIEGEL BEI OPTIMALEN KG- UND S-WERTEN

PIEZO-METER	GRUNDWASSER - SPIEGEL GEMESSEN (M UE.MEER)	BERECHNET (M UE.MEER)	DIFFERENZ ZUM ZEITSCHNITT 1 GEMESSEN (M)	BERECHNET (M)	ABWEICHUNG (M)
NFB05	487.392	487.412	.282	.262	-.019
NFB07	487.431	487.436	.319	.314	-.005
NFB08	487.457	487.454	.327	.330	.003
NFB09	487.475	487.483	.404	.396	-.007
NFB13	487.770	487.775	.390	.385	-.004
NFB14	487.999	487.991	.309	.317	.008
NFB15	488.019	488.015	.299	.303	.004
NFB16	487.451	487.467	.534	.518	-.016
NFB17	487.507	487.505	.473	.475	.002
NFB18	487.615	487.596	.359	.378	.019
NFB19	487.635	487.625	.346	.356	.010
NFP1H	487.614	487.631	.453	.436	-.017
NFP1T	487.571	487.574	.434	.431	-.002
NFP3H	488.025	487.970	.205	.260	.055
NFP3T	487.797	487.783	.248	.262	.014
NFP6H	488.364	488.339	.218	.243	.025
NFP6T	488.306	488.297	.231	.240	.009
NFP7T	487.466	487.491	.469	.444	-.025
NFP27	487.077	487.103	.187	.161	-.026
NFP30	487.631	487.613	.163	.181	.018
NFP24	487.332	487.322	.218	.228	.010
NFP26	486.615	486.622	.105	.098	-.007
FRB01	488.367	488.357	.133	.143	.010
FRP22	490.006	490.050	.099	.055	-.043
FRP03	490.380	490.435	.095	.040	-.055
NFP28	486.085	486.080	.055	.060	.005
P1309	487.780	487.786	.398	.392	-.005
P1314	487.754	487.767	.411	.398	-.012
PU711	487.404	487.425	.321	.300	-.020
NFP29	487.722	487.694	.240	.268	.028
NFP20	487.785	487.746	.135	.174	.039
NFP32	489.060	489.082	.139	.117	-.022
NFP33	488.580	488.585	.185	.180	-.005

LITERATURVERZEICHNIS

AHMAD, S., LACROIX,Y. & STEINBACH, J. (1975): Pumping Tests in an Unconfined Aquifer.- Proc. Conf. In Situ Measurement of Soil Properties Vol. I, New York (ASCE).

AHMED, N. & SUNADA, D. K. (1969): Nonlinear Flow in Porous Media.- J.Hydr. Div. ASCE 95,6:1847 - 1857.

AICHINGER, H. (1954): Benutzung von Probebohrungen zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes.- Oesterr. Bauzeitung 4.

ARBEITSGRUPPE PUMPVERSUCHE (1976): Pumpversuche in Porengrundwasserleitern, Arbeitsblatt.- (Ministerium für Ernährung Landwirtschaft und Umwelt Baden-Württemberg).

BEAR, J. (1979): Hydraulics of Groundwater.- New York (McGraw-Hill).

BEIMS, U. (1974): Beitrag zur Ermittlung repräsentativer Durchlässigkeitsparameter mit Hilfe statistischer Methoden.- Diss. TH Dresden.

BENNETT, G.D. & PATTEN, E. P. jr. (1960): Borehole Geophysical Methods for Analysing Specific Capacity of Multiaquifer Wells.- U.S. geol. Surv. Water-Supply Paper 1536-A.

BEYER, W. (1963): Beitrag zur Ermittlung massgebender Grundwasserfliessgeschwindigkeiten.- Diss. TH Dresden.

BIESKE, E. (1968): Nold Brunnenfilter Buch.- Stockstadt/Rhein (Nold).

BLAU, R.V., HUFSCHMIED, P., MUCHENBERGER, F. & WERNER, A. (1975): Grundlagen für die Siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern, Hydrogeologie Emmental, Teil I, Oberes Emmental.- Bern (WEA).

BLAU, R.V. & TRUEB, E. (1976): Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental, Forschungsgesuch an den schweizerischen Nationalfonds zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung.- Bern (WEA, unveröffentlicht).

BLAU, R.V., HUFSCHMIED, P., LUETHI, F., MUCHENBERGER, F. & WERNER, A. (1976): Grundlagen für die Siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern, Hydrogeologie Emmental, Teil II, Mittleres Emmental.- Bern (WEA).

BLAU, R.V. et al. (1977,78,79,80,81) Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental, Zwischenberichte Nr. 1 - 5.- Bern (WEA).

BLAU, R.V., MUCHENBERGER, F., WANNER, J. & WERNER, A. (1981): Grundlagen für die Siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern, Hydrogeologie Emmental, Teil III, Unteres Emmental.- Bern (WEA).

BLAU, R.V. & WERNER, A. (1982): Nutzung von Grundwasser für Wärmepumpen, Versickerungstest Aefligen.- GWA 62,7: 322 - 329.

BOULTON, N.S. (1951): The Flow Pattern near a Gravity Well in a Uniform Water Bearing Medium.- J. Instn. civ. Engrs. 36, London.

BOULTON, N.S. (1963): Analysis of Data from Non-Equilibrium Pumping Tests Allowing for Delayed Yield from Storage.- Proc. Instn. civ. Engrs. 26,6693: 469 - 482, London.

BOUWER, H. & RICE, R.C. (1976): A Slug Test for Determining Hydraulic Conductivity of Unconsolidated Aquifers With Completely or Partially Penetrating Wells.- Water Resour. Res. 12,3:423 - 428.

BOUWER, H. (1978): Groundwater Hydrology.- New York (McGraw-Hill).

BUSCH, K. F. & LUCKNER, L. (1972): Geohydraulik.- Leipzig (VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie).

CALIFORNIA DEPT. OF WATER RESOURCES (1963): Permeability, Coefficients of Transmissibility, Coefficients of Storage, Methods of Determination and Application to Ground-Water Problems - Annotated Bibliography through 1961.- Resour. Agency California Dept. of Water Resour.

COOLEY, R.L. & CUNNINGHAM, A.B. (1979): Consideration of Total Energy Loss in Theory of Flow to Wells.- J.Hydrol. 43: 161 - 184.

COOPER, H.H. & JACOB, C.E. (1946): A Generalised Graphical Method for Evaluating Formation Constants and Summarizing Well-Field History.- Trans. amer. geophys. Union 217:526 - 534.

COX. R.J. (1977): A Study of Near Well Groundwater Flow and the Implications in Well Design.- Univ. of New South Wales, Water Res. Lab., Report No. 148.

DARCY, H.P.G. (1856): Les fontaines publiques de la ville de Dijon, exposition et application des principes à suivre et des formules à employer dans les questions de distribution d'eau.- Paris (Victor Dalmont).

DRACOS, T. (1973): Hydraulik.- Zürich (Verlag der Fachvereine ETHZ).

DUDGEON, C.R., HUYAKORN, P.S. & SWAN, W.H.C. (1972): Hydraulics of Flow Near Wells in Unconsolidated Sediments. Vol. 1 Theoretical and Experimental Studies.- Univ. of New South Wales, Water Res. Lab., Rep. 126.

DUDGEON, C.R., GREEN, M.J. & SMEDMOR, W.J. (1975): Heat-Puls Flowmeter for Boreholes.- Medmenham Lab. Water Res. Center, Tech. Rep. TR 4.

DUDGEON, C.R. & COX, R.J. (1976): Drilling Mud Invasion of Unconsolidated Aquifer Materials.- Austral. Water Resour. Counc. Tech. Pap. 17.

DUDGEON, C.R., HUYAKORN, P. S. (1976): Effects of Near-Well Permeability Variation on Well Performance.- Austral. Water Resour. Counc. Tech. Pap. 18.

DUPUIT, J. (1863): Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables.- Paris (Dunod).

DVGW (1977): Bohrungen bei der Wassererschliessung, DVGW Regelwerk, Merkblatt W 115.- Frankfurt (Main) (ZfGW-Verlag).

EHRENBERGER, R. (1928): Versuche über die Ergiebigkeit von Brunnen und Bestimmung der Durchlässigkeit des Sandes.- Z. österr. Ing. Arch. Verein Heft 9/10: 71 - 74; 11/12:89 - 92; 13/14: 109 - 112.

van EVERDINGEN, A.F. (1953): The Skin Effect and its Influence on the Productive Capacity of a Well.- Trans. amer. Inst. of min. and metall. Eng. 198: 305 - 324.

EXLER. H.J. (1981): Geophysikalische Bohrlochmessungen.- Gas Wasser Abwasser GWF 122,1:20 - 27.

FORCHHEIMER, P. (1901): Wasserbewegung durch Boden.- Z. Ver. dtsch. Ing. 45, 49:1736 - 1741; 45,50: 1781 - 1788.

FRIEDRICH, H. & REPSOLD, H. (1976): Ueber eine Anlage zur Eichung von Bohrloch-Flussmessern.- Ber. 70 526, Niedersächs. Landesamt für Bodenforschung, Hannover.

GARG, S. P. & LAL, J. (1971): Rational Design of Well Screens.- J.Irr. Drain. Div. ASCE 97,1: 131 - 147.

GILG, B. & GAVARD, M. (1957): Calcul de la perméabilité par des essais d'eau dans les sondages en alluvions.- Bull. Tech. de la Suisse Romande 83,4:45-50.

GELHAR, L.W., GUTJAHR, A.L. & NAFF, R.L. (1979): Stochastic Analysis of Macrodispersion in a Stratified Aquifer.- Water Resour. Res. 15,6:1387-1397.

GRAY, W.G. & NEILL, K.O. (1976): On the General Equations for flow in Porous Media and Their Reduction to Darcy's Law.- Water Resour. Res. 12,2:148-154.

HALL, H.P. (1955): An Investigation of Steady Flow Toward a Gravity Well.- La Houille Blanche 10,1:8 - 35.

HUDER, J. (1972): Vorlesung Grundbau.- Zürich (Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik ETHZ).

HUFSCHMIED, P. (1978): Umfrage über Aufschlussbohrungen zur Grundwassererkundung, Grundlagen für die Erarbeitung des Versuchsbohrprogrammes. Begleitender Bericht Nr. 2.- Bern (WEA, unveröffentlicht).

HUFSCHMIED, P. & HOEHN, P. (1980a): Klassifikation der grobkörnigen Lockergesteine nach USCS, Computerprogramm in FORTRAN.- Burgdorf (Ing.- und Studienbüro A. Werner, unveröffentlicht).

HUFSCHMIED, P. & HOEHN, P. (1980b): Ermittlung der Punkt-k-Werte aus Stufenpump- und - Einspülversuchen, Computerprogramm in FORTRAN.- Burgdorf (Ing- und Studienbüro A. Werner, unveröffentlicht).

HUFSCHMIED, P., MUCHENBERGER, F. & WERNER, A. (1981): GEOHYD 2, ein Programmsystem zur Darstellung und Auswertung geohydrologischer Daten.- Zürich (FIDES Rechenzentrum).

HUFSCHMIED, P. (1981): Ermittlung der Profil- und Bereichs-k-Werte aus Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen, Computerprogramm in FORTRAN.- Burgdorf (Ing.- und Studienbüro A. Werner, unveröffentlicht).

HUFSCHMIED, P. & WUERSTEN, M. (1982): Berechnung repräsentativer hydraulischer Mittelwerte für die Durchlässigkeit, Computerprogramm in FORTRAN.- Burgdorf (Ing.- und Studienbüro A. Werner, unveröffentlicht).

HUGHES, W.F. & BRIGHTON, J.A. (1967): Fluid Dynamics.- New York (McGraw-Hill).

HUISMAN, L. (1972): Groundwater recovery.- Londen (Macmillan).

HURST,W. (1953): Establishment of the Skin Effect and its Impediment to Fluid Flow into a Wellbore.- Petroleum Eng. 25,10:B6-B16.

HUYAKORN, P.S. & DUDGEON, C.R. (1972): Groundwater and Well Hydraulics, an Annotated Bibliography.- Univ. of New South Wales, Water Res. Lab. Rep. 121.

IRMAY, S. (1958): On the Theoretical Derivation of Darcy and Forchheimer Formulas.- Trans. amer. geophys. Union 39,4:702 - 707.

JACOB, C.E. (1946): Effective Radius of Drawdown Test to Determine Artesian Well.- Proc. ASCE 72: 629-646.

JAECKLI, H. et al (1967): Hydrogeologie.- Atlas der Schweiz, Blatt 16.

JAVANDEL, I. & WITHERSPOON, P.A. (1969): A Method of Analysing Transient Flow in Multilayered Aquifers.- Water Resour. Res. 5: 856 - 869.

KIRSCHMER, O. & UEKER, K.J. (1966): Untersuchung der Durchströmung und der Zuströmverteilung an Schlitzbrücken-Filterrohren. Versuchsbericht für die Firma J.F. Nold, Stockstadt/Rhein.- Inst. für Hydromechanik und Wasserbau, TH Darmstadt.

KLEINERT, K. (1976): Das Grundwasser im Kiesaquifer des Oberen Neckartales zwischen Tübingen und Rottenburg.- Diss. Univ. Tübingen.

KLOTZ, D. (1969): Beschreibung der hydraulischen Eigenschaften von Filterrohren.- Bohrtechnik Brunnenbau Rohrleitungsbau 20,9:327 - 336.

KLOTZ, D. (1971): Hydraulische Eigenschaften der Kiesbelagfilter.- Bohrtechnik Brunnenbau Rohrleitungsbau 22,8:283 - 286; 22,9:323 - 328.

KLOTZ, D. (1975a): Hydraulische Eigenschaften handelsüblicher Brunnenfilterrohre.- Z. dtsch. geol. Ges. 126:411 - 421.

KLOTZ, D. (1975b): Alterung von Brunnenfiltern.- Brunnenbau Bau von Wasserwerken Rohrleitungsbau 26,6:201 - 204.

KLOTZ, D. (1977): Berechnete Durchlässigkeiten handelsüblicher Brunnenfilterrohre.- GSF-Bericht R 133 (Gesellschaft für Strahlen- und Umweltforschung mbH, München).

KOERNER, H. (1957): Die Prüfung der Durchlässigkeit von Lockergesteinsinjektionen im Bauzustand.- Wasserwirtschaft 8.

KRONMUELLER, H. & BARAKAT, F. (1974): Prozessmesstechnik I - Elektrisches Messen nichtelektrischer Grössen.- Berlin (Springer).

KRUSEMAN, G.P. & RIDDER, N.A. (1973): Untersuchung und Anwendung von Pumpversuchsdaten.- Köln (Müller).

KYRIELEIS; W. & SICHARDT, W. (1930): Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten.- Berlin (Springer).

LABADIE, J.W. & HELWEG, O.J. (1975): Step-Drawdown Test Analysis by Computer.- Ground Water 13,5:438 - 444.

LANGGUTH, H.R. & VOIGT, R. (1980): Hydrogeologische Methoden.- Berlin (Springer).

LAKATOS, L. (1974): Brunnenhydraulische Untersuchungen von Wasserbohrungen mit Hilfe bohrlochgeophysikalischer Verfahren.- Z. angew. Geol. 20,9: 421 - 425.

van der LEEDEN, F. (1974): Ground Water - a Selected Bibliography.- Port Washington (Water Inform. Center).

LOHR, A. (1967): Beitrag zur Interpretation des Pumpversuches als instationärer Vorgang.- GWF 108,26:725 - 733.

LOHR, A. (1969): Beitrag zur Ermittlung des k_h- Wertes durch hydraulische Feldversuche.- GWF 14.

LUCKNER, L. & SCHESTAKOW, W.M. (1975): Simulation der Geofiltration.- Leipzig (VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie).

MAAG, E. (1941): Methode zur feldmässigen Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit.- Strasse und Verkehr 19.

MAROTZ, G. (1968): Technische Grundlagen einer Wasserspeicherung im natürlichen Untergrund.- Hamburg (Verlag Wasser und Boden).

MILLIGAN, V. (1975): Field Measurement of Permeability in Soil and Rock.- Proc. Conf. In Situ Measurement of Soil Properties Vol. II, New York (ASCE).

MUCHENBERGER, F. (1977): Schweizerische Lockergesteins-Grundwasserleiter, Grundlagen für die Erarbeitung des Versuchsbohrprogrammes, Begleitender Bericht Nr. 1 - Bern (WEA, unveröffentlicht).

NAHM, G.Y. (1980): Estimating Transmissivity and Well Loss Constant Using Multirate Test Data From a Pumped Well.- Ground Water 18,3:281 - 285.

NAHRGANG, G. (1954): Zur Theorie des vollkommenen und unvollkommenen Brunnens.- Berlin (Springer).

NAHRGANG, G. (1965): Ueber die Anströmung von Vertikalbrunnen mit freier Oberfläche im einförmig homogenen sowie im geschichteten Grundwasserleiter.-Schriftenreihe des Deutschen Arbeitskreises Wasserforschung (DAW), Heft 6, Bielefeld (Schmidt).

NAHRGANG, G. & SCHWEIZER, W. (1978): Untersuchung über die Stabilität und das Dichtfahren von Filtern aus Sanden und Kiesen bei Bohrbrunnen: Stufe II.-Lab. für Wasserbau und Umweltschutz der Fachhochschule Köln.

PAPADOPULOS, I.S. (1966): Nonsteady Flow to Multiaquifer Wells.- J. geophs. Res. 71,20:4791 - 4797.

PETERSEN, J.S., ROHWER, C. & ALBERTSON, M.L. (1955): Effect of Well Screens on Flow into Wells.- Trans. ASCE 120: 563 - 585.

PETERSEN, J.S., ROHWER, C. & ALBERTSON, M.L. (1963): Einfluss der Brunnenfilter auf die Einströmung in Brunnen (deutsche Uebersetzung von E. Becksmann).- Bohrtechnik Brunnenbau Rohrleitungsbau 14:126 - 143.

PRESS, H. & SCHROEDER, R. (1966): Hydromechanik im Wasserbau.- Berlin (Ernst).

REEVE, R.C. & KIRKHAM, D. (1951): Soil Anisotropy and some Field Methods for Measuring Permeability.- Trans. amer. geophys. Union 32,4: 582 - 590.

REPSOLD, H. & RUELKE, O. (1970): Der Flussmesser, ein Gerät zur Bestimmung von Wasserzuflussmengen in Brunnen.- Beih. geol. Jb. 98:95 - 105.

RICHTER, H. (1971): Rohrhydraulik.- Berlin (Springer).

RICHTER, W. & LILLICH, W. (1975): Abriss der Hydrogeologie.- Stuttgart (Schweizerbart).

RIHA, M. (1979): A Method of Aquifer Testing and Its Application to an Anisotropic Inhomogeneous Multiple Aquifer System.- Ground Water 17,5: 423 - 428.

RORABAUGH, M.J. (1953): Graphical and Theoretical Analysis of Step-Drawdown Test of Artesian Well.- Proc. ASCE 79: 362 - 1 - 23.

SACHS, L. (1978): Angewandte Statistik.- Berlin (Springer).

SCHEIDEGGER, A.E. (1972): The Physics of Flow through Porous Media.- Toronto (Univ. of Toronto Press).

SCHIMSCHAL, U. (1981):Flowmeter Analysis at Raft River, Idaho.- Ground Water 19,1:93 - 97.

SCHLUECHTER, CH. (1982): Die lithostratigraphische Gliederung der Ablagerungen seit der letzten Zwischeneiszeit.- Geogr. Helv. 1982,2:85 - 92.

SCHLUMBERGER (1963): Introduction to Schlumberger Production Logging.- Paris (Schlumberger).

SCHLUMBERGER (1973): Production Log Interpretation.- Paris (Schlumberger).

SCHNEEBELI, G. (1955): Expériences sur la limite de validité de la loi de Darcy et l'apparition de la turbulence dans un écoulement de filtration.- La Houille Blanche 10,2: 141 - 166.

SCHNEEBELI, G. (1966): Hydraulique souterraine.- Paris (Eyrolles).

SCHNEIDER, G. (1971): Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwertes k durch Bohrrohrversuche.- Geol. Bavarica 64.

SCHNEIDER, E.F. & TEGTMEYER, R. (1978): Durchführung und Auswertung von geophysikalischen Bohrlochmessungen.- Brunnenbau Bau von Wasserwerken Rohrleitungsbau 29,2: 43 - 55.

SNF (1976): Aufführungsplan des Nationalen Forschungsprogramms "Grundlegende Probleme des schweizerischen Wasserhaushaltes".- Bern (Schweiz. Nationalfonds zur Förderung der wiss. Forschung).

SNV (1959): Klassifikation der Lockergesteine, Feldmethode nach USCS, Normblatt SNV 670005.- Zürich (Schweiz. Normenvereinigung).

SNV (1959): Klassifikation der Lockergesteine, Laboratoriumsmethode nach USCS, Normblatt SNV 670008.- Zürich (Schweiz. Normenvereinigung).

SNV (1964a):Gesteinsmaterialien, Siebversuch, allgemeine Grundsätze, Normblatt SNV 670810.- Zürich (Schweiz. Normenvereinigung).

SNV (1964b): Gesteinsmaterialien, Trockensiebung, Normblatt SNV 670812.- Zürich (Schweiz. Normenvereinigung).

SNV (1964c): Gesteinsmaterialien, Nasssiebung, Normblatt SNV 670814.- Zürich (Schweiz. Normenvereinigung).

SNV (1964d):Gesteinsmaterialien, Schlämmversuch nach der Aräometermethode, Normblatt SNV 670816.- Zürich (Schweiz. Normenvereinigung).

STAUBLI, T. & HEGLAND, M. (1982): Current Meter Calibration and Three Dimensional Displacement Effects.- J. Hydr. Res. 20,5: 453 - 464.

STERNBERG, Y.M. (1973): Well Efficiency and Skin Effect.- J. Irr. Drain Div. ASCE 99,2:203- 206.

STERNBERG, Y.M. (1973): Theory and Application of the Skin Effect Concept to Ground Water Wells.- Proc. Int. Symp. on Development of Groundwater Resour., Madras (1974).

THEIS, C.V. (1935): The Relation Between the Lowering of the Piezometric Surface and the Rate and Duration of Discharge of a Well Using Ground Water Storage.- Trans. amer. geophys. Union 16: 519 - 524.

THIEM, A. (1870): Ueber die Ergiebigkeit artesischer Bohrlöcher, Schachtbrunnen und Filtergalerien.- Z. Gas- und Wasserversorgung.

TRUEB, E. (1962): Erkundung und Bewirtschaftung von Grundwasservorkommen.- Monatsbulletin SVGW 12;1 und 2 1963.

TRUEB, E. & WERNER, A. (1971): Teilleitbild Siedlungswasserwirtschaft (Sekundärteil).- Landesplanerische Leitbilder ORL, ETHZ.

TRUEB, E. (1973):Wasserversorgung.- Vorlesung ETH Zürich.

TRUEB, E. (1975): Die Bedeutung des Grundwassers für die Wasserversorgung der Schweiz.- DVGW-Schriftenreihe Wasser 10: 51 - 62.

TRUEB, E. (1981a): Besonderheiten der Grundwassernutzung in der Schweiz.- GWA 61,9:w13 - w18.

TRUEB, E. (1981b): Zur Problematik der Ermittlung der Durchlässigkeit, insbesondere mit Kleinpumpversuchen.- Wiener Mitt. 41.

TRUEB, E. & HUFSCHMIED, P. (1983): Fortschritte in der Durchlässigkeitsermittlung.- 3R international

TSELENTIS, A. (1982): Application of Hot-Wire (-Film) Flowmeters to Water Velocity Measurements in Wells.- J. Hydr. 58: 375 - 381.

VANDENBERG, A. (1977): Pump Testing in Heterogeneous Aquifers.- J. Hydrol. 34:45 - 62.

de VRIES, J. (1979): Prediction of Non-Darcy Flow in Porous Media. J.Irr.Drain Div. ASCE 105,2:147 - 162.

VSB (1968): Bohrmeisterfibel.- Zürich (Vereinigung Schweiz. Bohrfirmen).

WARD, J.C. (1964): Turbulent Flow in Porous Media.- J. Hydr. Div. ASCE 90,5: 1 - 12.

TRUEB, E. (1966): Die Vorrangstellung des Trinkwassers in der wasserwirtschaftlichen Rahmenplanung.- Monatsbulletin SVGW 12.

WEA (1982): Nationales Forschungsprogramm Wasserhaushalt, Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental.- Schlussbericht.- Bern (WEA).

WEA/GEOLOGIE (1983): Grundlagenmaterial zum Nationalen Forschungsprogramm Wasserhaushalt, Modellstudie Emmental.- Dokumentation WEA (WEA, unveröffentlicht).

WERNER, A. (1965): Zur neuzeitlichen Erkundung von Grundwasservorkommen am Beispiel der Wasserversorgung der Stadt Winterthur.- Monatsbull. SVGW 2 und 3.

WERNER, A. (1974): Moderne Methoden der Grundwasserprospektion und des Grundwasserschutzes für die Grundwassernutzung von heute und morgen.- GWA 54,11: 477 - 499.

de WIEST, R.J.M. (1966): Hydraulic Model Study of Nonsteady Flow to Multiaquifer Wells.- J. Geophys. Res. 71,20: 4799 - 4810.

ZIPFEL, K., HORALEK, U. & KOBUS, H. (1978): Untersuchung der instationären Brunnenzuströmung (Pumpversuch) unter komplexen Bedingungen.- Univ. Stuttgart Inst. für Wasserbau, Wiss. Ber. HWV 002.

D. Grundwassermodell

TEIL D

GRUNDWASSERMODELL

ABSCHNITT I: EINLEITUNG

Kapitel 1: FORSCHUNGSZIELE

Im hier beschriebenen Teil der Arbeit ging es darum, im Testgebiet Emmental praxisnahe Methoden zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes anzuwenden, zu verfeinern und miteinander zu vergleichen. Gestützt auf die gewonnenen Erkenntnisse werden Lösungswege aufgezeigt, die bei ähnlichen Grundwasservorkommen erlauben, mit einem sinnvollen Aufwand-Nutzen-Verhältnis zu optimalen Resultaten zu gelangen. Im Vordergrund stehen Verfahren, welche für siedlungswasserwirtschaftliche Probleme bedeutend und hinreichend genau sind. Unsere Arbeiten konzentrierten sich auf:

1. Bestimmung des Durchflusses in Bilanzierungsprofilen für stationäre und instationäre Strömungsverhältnisse mit Bilanzierungsgleichungen, welche mit dem Taschenrechner (oder mit Handrechnung) aufgelöst werden können.

2. Numerische Simulation der stationären und instationären Strömungs- und Speicherverhältnisse mittels Computer.

3. Vergleichende Wertung der angewandten Verfahren.

Kapitel 2: UEBERSICHT UEBER DIE DURCHGEFUEHRTEN ARBEITEN

Die stationären und die instationären Bilanzierungen ohne Computermodelle wurden angelehnt an die kantonalen Untersuchungen für die siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern durchgeführt. Das Vorgehen und einzelne Resultate sind in den Schlussberichten "Hydrogeologie Emmental, Teile I - III" (B 5 - 7) beschrieben worden. Hier werden sie, soweit dies für den Vergleich und die Wertung der verschiedenen Bilanzierungsmethoden als notwendig erscheint, kurz wiedergegeben.

Im Mittelpunkt standen Arbeiten mit dem Programm "Numerische Simulation Dupuit'scher Grundwasserströmungen" (NSDG)[1] (B 94). Während den Untersuchungen drängten sich verschiedene Erweiterungen auf. Mehrere zusätzliche Subroutinen wurden programmiert, ins System eingeschlossen und mit Testbeispielen überprüft (NSDG2).

---

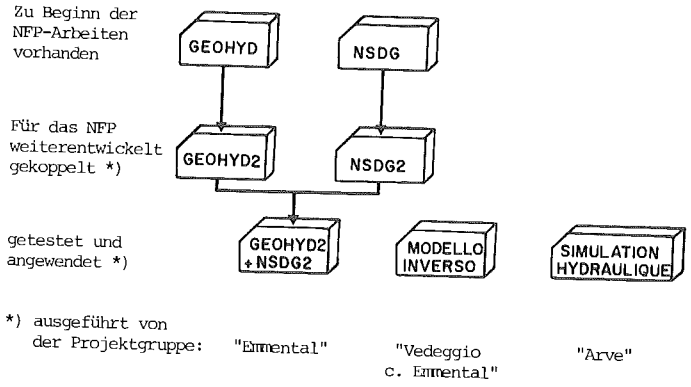
1) erstellt an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie ETH-Z, im Auftrag der Landeshydrologie, BUS, Bern

Die vielen Daten (Stammdaten, Feldbeobachtungen, Modellinput und -output) erforderten, das NSDG2-Programm mit dem Programmsystem GEOHYD2 zu koppeln, welches dafür speziell in Anlehnung an GEOHYD (B 95) entwickelt wurde.

Damit war es möglich, die Daten fachgerecht und rasch aufzubereiten, zu kontrollieren, fehlerfrei zu übertragen, statistisch auszuwerten, graphisch darzustellen und auf Magnetbändern zu archivieren.

Während der Eichphase von NSDG2 sind mit den Forschergruppen des Kantons Tessin und des IPEN (ETH-Lausanne) Erfahrungen ausgetauscht worden. Auf Wunsch des Projektleiters wurde das Computerprogramm "Modello Inverso" (D 3) im Gebiet des Teilmodelles 1 (TM 1)für einige Rechenläufe eingesetzt und seine Resultate mit denjenigen der NSDG2-Applikationen verglichen. Für Vergleichs- und Kontrollarbeiten stellten wir weiter der Forschergruppe des IPEN einen Daten-Punch des stationär geeichten TM 1 zur Verfügung. Die entsprechenden Erkenntnisse werden im Schlussbericht "Simulation numérique de la nappe de l'arve" (D 43) behandelt.

Fig. D 2.1 Angewendete Computerprogramme im Testgebiet



In T - D 2.1 werden Zielsetzungen und durchgeführte Arbeiten für den Forschungsschwerpunkt Grundwassermodell stichwortartig zusammengefasst.

Tab. D 2.1 Arbeitsübersicht Grundwassermodell

Jahr	Zielsetzung	ausgeführte Arbeiten
1977	- überprüfen des bestehenden Messprogrammes hinsichtlich Ergänzungen	- analysieren und werten der vorhandenen Daten hinsichtlich ihrer Verwendbarkeit
	- Handbilanzierung der Grundwasserzuflüsse und -Wegflüsse	- Literaturauswertungen - erarbeiten und auflösen der Bilanzierungsgleichungen
1978	- abgrenzen und aufbauen zweier Teilmodelle (TM1, TM2) für die numerische Simulation mit dem Programm NSDG	- Diskretisieren des Teilgebietes 2 zusammenstellen der Modelldaten für den 3. Okt. 1978
	- stationäre Eichung des TM2, aufdecken von Widersprüchen zwischen Natur und Modell	- stationäre Simulation der Strömungsverhältnisse vom 3. Okt. 1978 und Vergleich mit den Simultanmessungen
1979	- automatisieren des Eichprozesses beim Programm NSDG	- erweitern des Programmes NSDG mit einem Lösungsalgorythmus (NSDG2) Testläufe mit TM1
	- stationäre Eichung des TM1, aufdecken von Widersprüchen zwischen Natur und Modell	- diskretisieren des Teilgebietes 1
	- überprüfen des "Modello Inverso" (MI) der NFP-Arbeitsgruppe Vedeggio	- stationäre Simulation der Strömungsverhältnisse vom 3. Okt. 1978 mit NSDG2 und Vergleich der Resultate mit den Simultanmessungen
		- stationäre Simulation der Strömungsverhältnisse vom 3. Okt. 1978 und Vergleich der Resultate mit den Resultaten von NSDG2
1980	- automatisieren der Uebertragung von Messreihen für die instationäre Simulation	- koppeln der Programme NSDG2 und GEOHYD2
	- verbessern der stationären Eichung des TM1	- überprüfen der Sensibilität des Modelles unter Variation der Infiltrationsraten der Emme
	- instationäres Eichen des TM1	- Simulation der Strömungsverhältnisse Sommer/Herbst 1978[2)],vergleichen mit Messreihen
	- verbessern der stationären Eichung des TM2	- verfeinern der Diskretisierung des Teilgebietes 2
		- neu zusammenstellen der Modelldaten unter Berücksichtigung von den neuen Erkenntnissen
		- simulieren der Strömungsverhältnisse vom 3.Okt.1976
		- darstellen und auswerten der Resultate
		- instationäre Simulation des Jahres 1978
		- berechnen der Speicherkoeffizienten
1981	- instationäres Eichen des TM2	- instationäre Simulation der Strömungsverhältnisse 1976 bis 1978, berechnen der Speicherkoeffizienten
	- instationäres Eichen des TM1	- instationäre Simulation der Strömungsverhältnisse 1978, berechnen der Speicherkoeffizienten
	- anwenden des Modelles an einer konkreten Fragestellung aus der Praxis, Erstellen einer Prognose	- Simulation der Strömungsverhältnisse bei tiefen, mittlerem sowie hohem Grundwasser- und Oberflächenwasser-Spiegel ohne und mit Berücksichtigung einer Schlenvertiefung der Urtenen
		- beschreiben der Auswirkungen auf das Grundwasservorkommen im Testgebiet
1982	- Schlussbericht	- Gesamtauswertung

1) TM1 schlauchartiger Grundwasserleiterabschnitt zwischen Oberburg und Kirchberg
TM2 beckenförmiger Grundwasserleiterabschnitt zwischen Kirchberg und Gerlafingen

2) Ab 1980 wurde mit Programm NSDG2 gearbeitet

ABSCHNITT II: WASSERBILANZEN

Wasserbilanzen ermöglichen, innerhalb eines Bilanzierungsgebietes die stationären oder instationären Strömungsverhältnisse mengenmässig zu analysieren, einzelne Wasserhaushaltsgrössen zu bestimmen oder zu überprüfen. Dazu werden Wasserhaushalts- oder Bilanzierungsgleichungen formuliert, die Zu- und Wegflüsse, allenfalls auch die Speicheränderungen erfassen.

Die Grundwasserbilanz, sie ist grundlegend für die Bestimmung des Grundwasserdargebotes, stand im Zentrum unserer Forschungsarbeiten. Sie lässt sich nur verknüpft mit Oberflächenwasserbilanzen und hydrologischen Bilanzen sinnvoll erarbeiten und kontrollieren. Vor allem sind es die Wechselbeziehungen zwischen den Oberflächengewässern und dem Grundwasser, welche erfordern, dass die Oberflächenwasserbilanzen integriert werden. Die hydrologischen Bilanzen sind insbesondere notwendig, das echte Grundwasser zu quantifizieren und erlauben auch, die beiden übrigen Bilanzen generell zu kontrollieren.

In F-D 2.2 werden die stationären Bilanzierungsgleichungen für die drei Bilanzen und ihre wesentlichen Berührungspunkte schematisch angegeben. Die Bilanzierungskennziffern sind als Mittelwerte für ein Bilanzierungsgebiet innerhalb eines Bilanzierungszeitraums zu betrachten. Die üblichen Dimensionen sind für die hydrologischen Bilanzierungen 10^{-3} m Wassersäule (für N,V,A), für die Oberflächen- und die Grundwasserbilanzierungen m^3/s. Im Folgenden werden die Bilanzierungsgleichungen detaillierter beschrieben und die Bilanzierungskennziffern erläutert.

Die Oberflächenwasser- und Grundwasserbilanz sind mit den hydrologischen Bilanzen wie folgt verknüpft:

$$Q_{A_i} = A_{O_i} \; F_{i-1,i} \; / \; \Delta t$$

$$Q_i = A_{U_i} \; F_{i-1,i} \; / \; \Delta t$$

$$Q_{A_{i,i+1}} = (A_{O_{i,i+1}} \; F_{i,i+1} / \; \Delta t) - Q_{X_{i,i+1}} + Q_{I_{i,i+1}}$$

$$Q_{N_{i,i+1}} = (A_{U_{i,i+1}} \; F_{i,i+1} / \; \Delta t) - Q_{R_{i,i+1}} + Q_{X_{i,i+1}} - Q_{I_{i,i+1}}$$

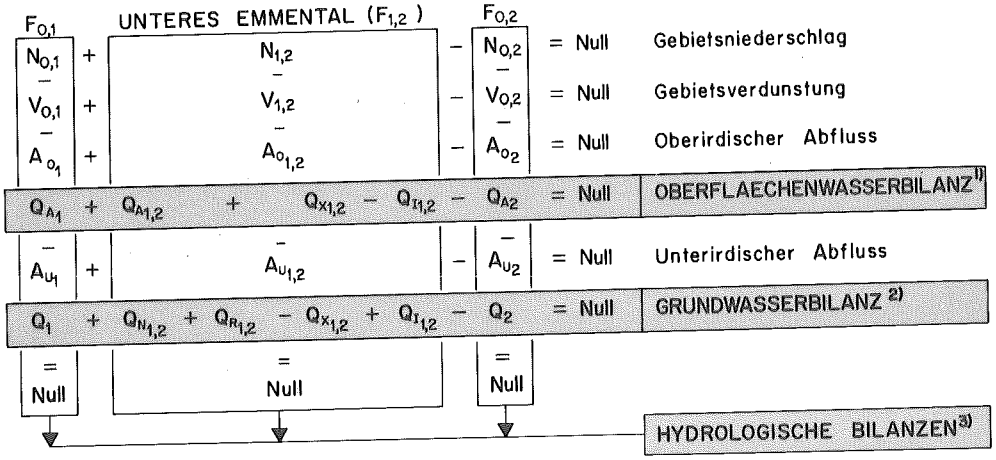
$F_{i,i+1}$: Gebietsfläche in m^2 zwischen den Bilanzierungsprofilen BP i und i + 1

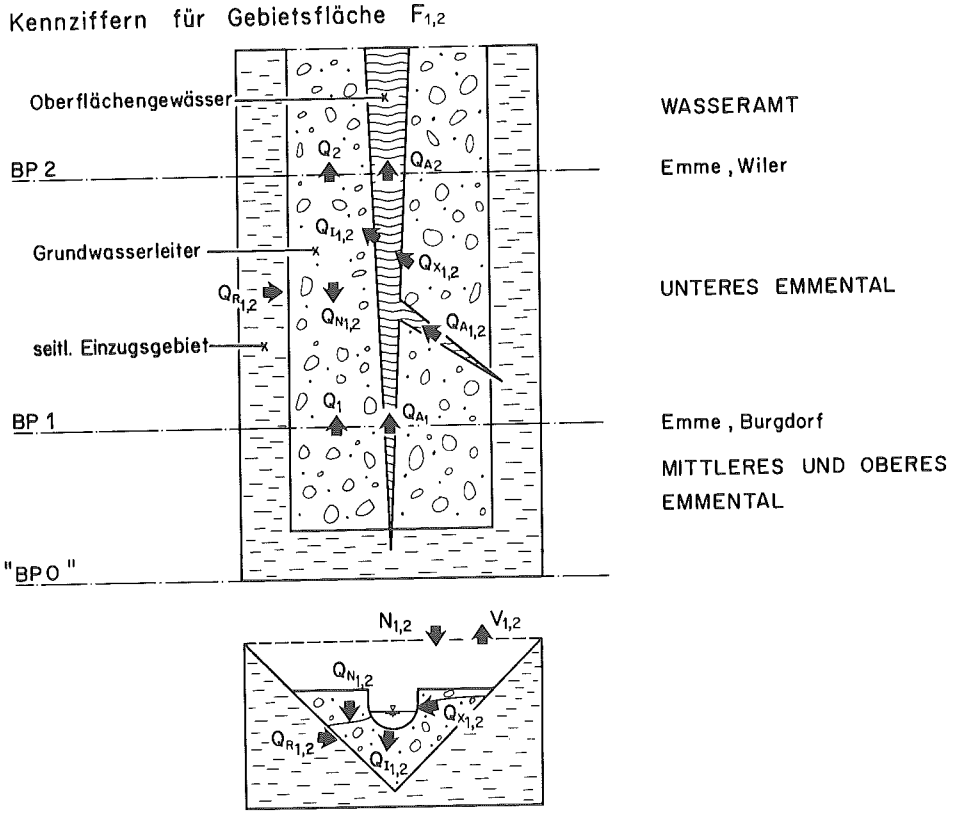
Δt : Bilanzierungszeitraum in s

Fig. D 2.2 Oberflächenwasserbilanz, Grundwasserbilanz und Hydrologische Bilanz am Beispiel Unteres Emmental. Verknüpfung der stationären Bilanzen und ihrer Bilanzierungskennziffern

Vergleiche Text:

1) Kapitel 3
2) Kapitel 4
3) Kapitel 5





Bilanzierungsgleichungen mögen recht vertrauenerweckend aussehen und dem Laien eine gewisse Trivialität und eine falsche Genauigkeit vortäuschen. Die einzelnen Bilanzierungskennziffern sind jedoch, ob sie direkt gemessen, mit Hydrologischen Kennziffern indirekt berechnet, insbesondere aber wenn sie nur abgeschätzt werden können, mit Fehlern behaftet. Dies erfordert, dass sie möglichst weitgehend auf systematische und zufällige Fehler untersucht werden und dass mit Genauigkeitsbereichen oder Vertrauensgrenzen angegeben wird, wie zuverlässig sie sind.

Die Fehleranalyse umfasst:
- die Ueberprüfung der Felddaten (B - 10);
- den statistischen Modelltest;
- die Bilanzierung verschiedener Strömungszustände.

Der statistische Modelltest muss abklären, inwieweit die Abweichung vom Erwartungswert zufällig oder signifikant ist. Bei einer signifikanten Abweichung muss das gewählte Modell überprüft werden (D-4.2, 3).

Wenn immer möglich ist eine geschlossene Bilanzierung anzustreben, indem alle Kennziffern der Bilanzierungsgleichungen gemessen oder indirekt bestimmt werden, ihre Genauigkeit analysiert und der Widerspruch der Bilanz berechnet wird. Dieser kann nach fehlertheoretischen Gesichtspunkten verteilt werden. Damit lassen sich die Bilanzierungskennziffern kontrollieren und wesentlich verbessern.

Fehlen Angaben über eine oder einzelne Bilanzierungskennziffern, aus welchen Gründen auch immer, kann lediglich eine offene Bilanzierung vorgenommen werden. Die Bilanzierungsgleichung wird nach einer oder der Summe mehrerer Unbekannten aufgelöst. Obwohl auch hier Genauigkeitsbetrachtungen angestellt werden können, lassen sich schlussendlich die Bilanzierungskennziffern über die Ausgleichungsrechnung nicht verbessern.

Kapitel 3: OBERFLAECHENWASSERBILANZIERUNG

Die Bilanzierung der Abflüsse Q_A im Oberflächengewässernetz bezweckt,

- die Abflussmengen in Gewässerquerschnitten ohne Messstationen
- vor allem aber die Infiltrationsmengen Q_I und die Exfiltrationsmengen Q_X

zu ermitteln oder zu überprüfen.

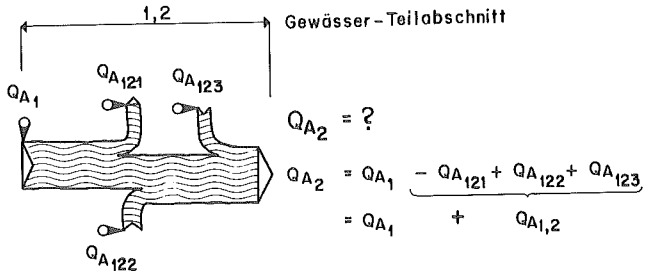
Für die offene Bilanzierung nach F-D 3.1a müssen die Abflussmengen Q_{A_1} und $Q_{A_{1,2}}$ gemessen werden. Die Bilanzierungsgleichung wird nach Q_{A_2} aufgelöst.

Bei gesuchten Infiltrations- und/oder Exfiltrationsmengen (F-D 3.1b) ist ein Gewässerabschnitt wenn möglich getrennt nach In- und Exfiltrationsstrecken zu betrachten. Gemessen (ev. berechnet nach F-D 3.1a) werden alle Zu- und Abflussmengen der Oberflächengewässer Q_{A_1} bis Q_{A_n}.

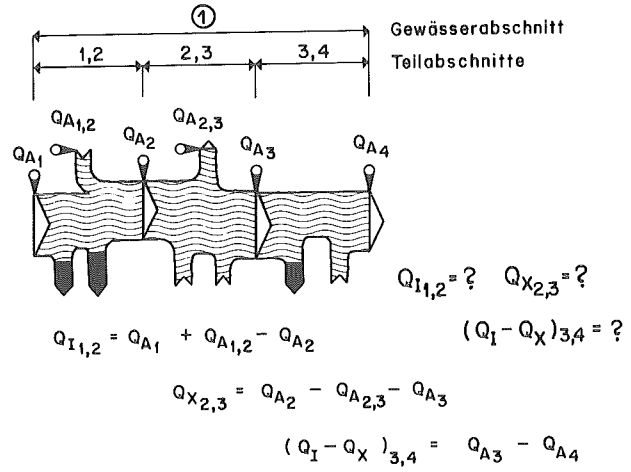
Die Bilanzierungsgleichungen werden nach Q_I, Q_X, ev. nach $(Q_I - Q_X)$ aufgelöst.

Fig. D 3.1 Schemabilder für die offene Oberflächenwasserbilanzierung

a)



b)



Bei der geschlossenen Oberflächenwasserbilanzierung müssen neben den oberirdischen Zu- und Wegflüssen auch die In- und Exfiltrationsmengen bekannt sein. Die Bilanzierungsgleichungen werden nach dem Widerspruch w aufgelöst und ermöglichen eine umfassende Ausgleichungsrechnung (D-4.2.2).

Für die Oberflächenwasserbilanzierung muss das Gewässernetz, basierend auf dem Messstellennetz resp. auf den Zu- und Wegflussverhältnissen, in Gewässerabschnitte und ev. in charakteristische Teilabschnitte aufgeteilt werden, welche die massgebenden Gewässerbette und die Einzugsgebiete berücksichtigen. Meistens müssen die Abflussänderungen infolge Niederschlägen, Speicheränderungen und die Verdunstung innerhalb der Abschnitte nicht berücksichtigt werden.

Als günstig erweist es sich, wenn die Teilabschnitte und die Netzknoten eines Grundwassermodelles miteinander in Einklang stehen. Dies erlaubt, die Resultate der Oberflächenwasserbilanz (Bilanzierungskennziffern) einfach ins Modell zu übertragen und mit den vom Modell berechneten Kennziffern zu vergleichen.

Die Qualität einer Oberflächenwasserbilanz wird, abgesehen von den Messfehlern bei den Abflussmessungen, den Fehlern an den Infiltrations- und Exfiltrationsbeziehungen, der Möglichkeit von Ausgleichungsrechnungen, auch von der richtigen Wahl der Messstandorte, der Gewässerabschnitte und ihrer

Teilabschnitte beeinflusst. Oft liegen Messstationen mit langjährigen Messreihen für die Oberflächenwasserbilanzierung ungünstig. Ein Abflussmessstellennetz sollte immer auf die Grundwasserverhältnisse abgestimmt sein.

Im Folgenden werden die schematisch und generell aufgezeigten Verfahren exemplarisch im Testgebiet angewandt. Die angegebenen Daten stammen aus dem umfangreichen Zahlenmaterial der Messkampagnen 1976 - 1980. Die berechneten Bilanzierungskennziffern und ihre mittleren Fehler werden ungerundet angegeben.

F-D 3.2 zeigt das Oberflächengewässernetz und F-D 3.3 die schematisch abgegrenzten Gewässerabschnitte.

Fig. D 3.2 Oberflächengewässer

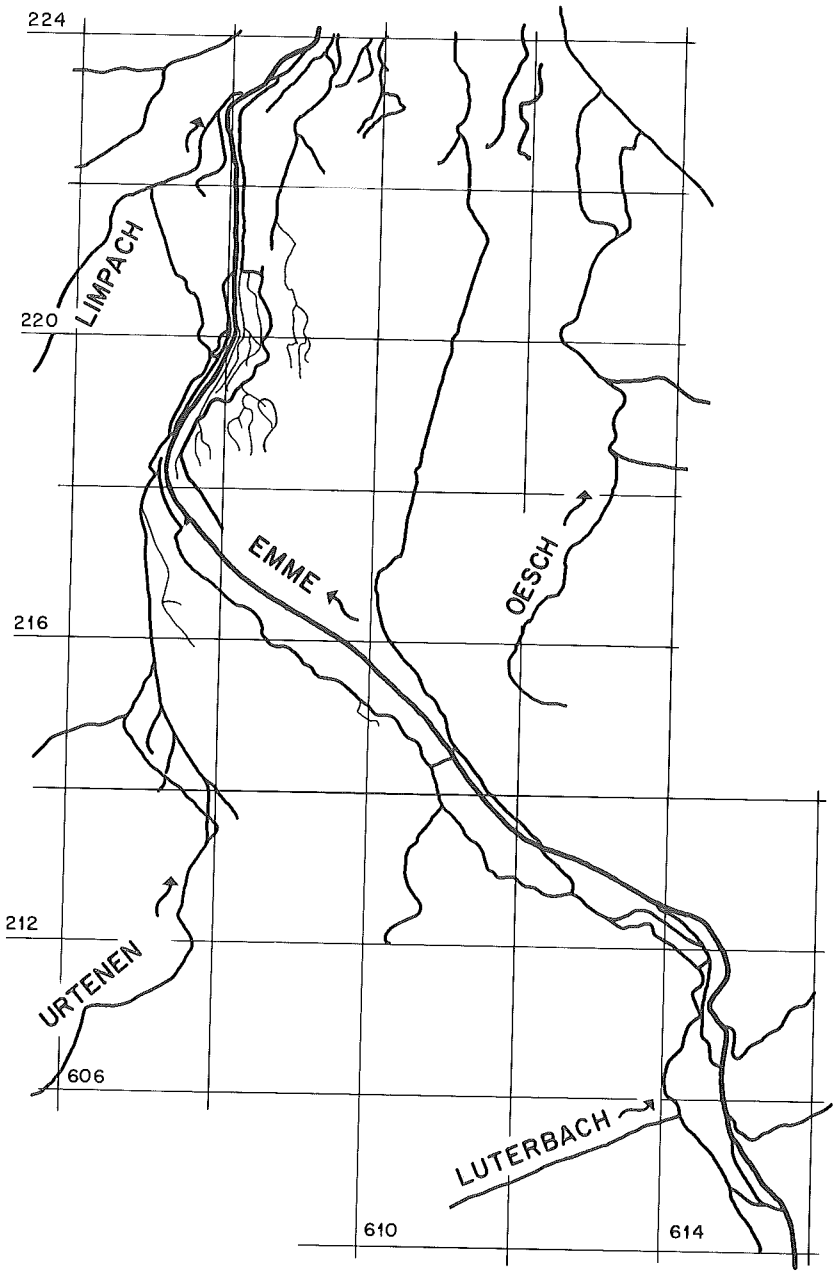
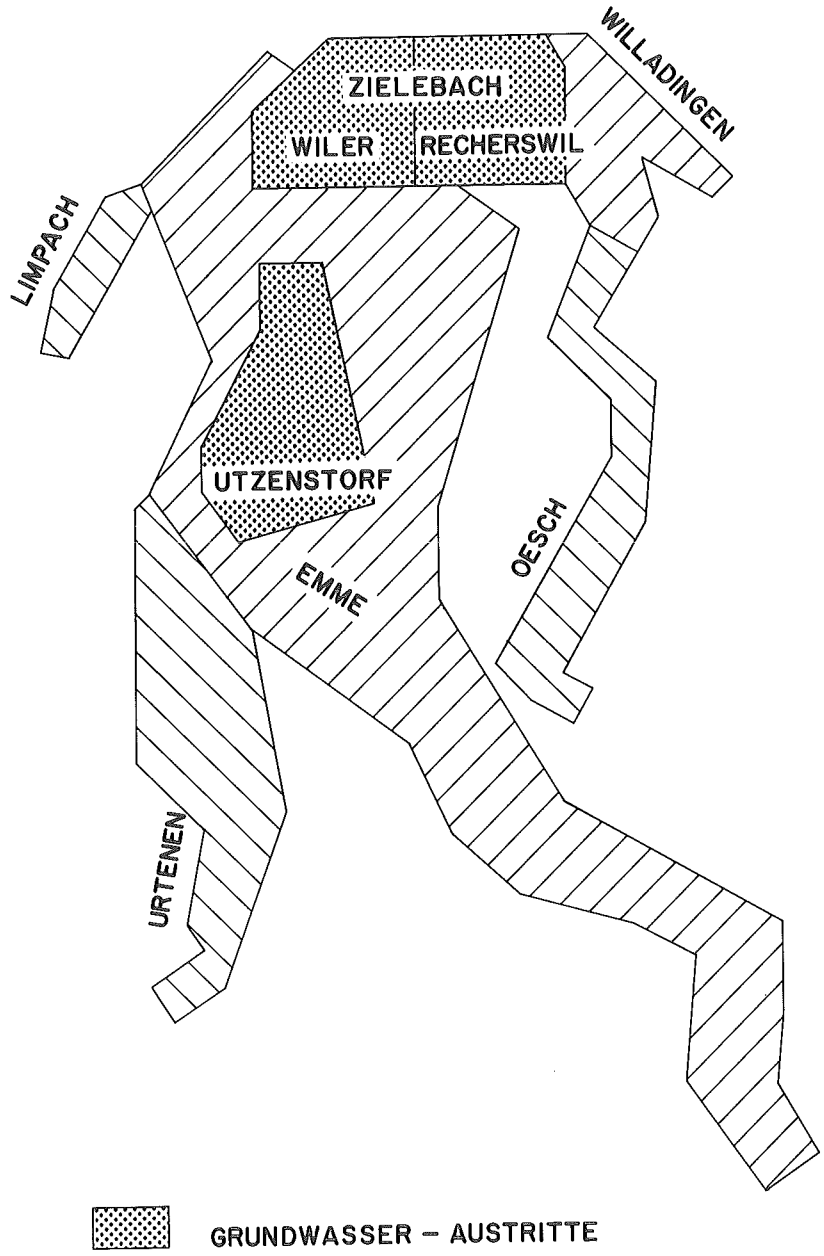


Fig. D 3.3 Schematisch abgegrenzte Gewässerabschnitte



Die Abflussbilanzen sind in folgenden Abschnitten einzusehen:

3.1	Emme und Kanalsystem	3.2.3	Oesch
3.2	Seitenbäche und Grundwasseraustritte	3.2.4	Utzenstorf
3.2.1	Urtenen	3.2.5	Wiler-Zielebach
3.2.2	Limpach	3.2.6	Zielebach-Recherswil

Das Hauptgewicht liegt auf den Abflussbilanzen der Emme; hier ist vorallem die Infiltration ins Grundwasser sehr wichtig. Bei den Bilanzen der Seitenbäche Urtenen, Limpach und Oesch überwiegen die Exfiltrationen. Reine Exfiltrationsbilanzen ergeben sich aus den Abflussmengen der Grundwasseraustritte Utzenstorf, Wiler und Recherswil. Die Grundwasseraustritte Utzenstorf gehen auch in die Abflussbilanz der Emme ein.

3.1 Emme und Kanalsystem

Die Bilanzierung der Emme und ihrer meist kanalisierten Nebengewässer erfolgt zwischen Oberburg und Wiler mit zwei Gewässerabschnitten, welche sich relativ deutlich voneinander unterscheiden. Aus F-D 3.4 sind die Grenzen der Abschnitte ersichtlich wie auch die Kilometrierung der Emme als Hilfsmittel für die weitere Unterteilung.

Im oberen Gewässerabschnitt ① , zwischen Oberburg (km 20) und Schalunen (km 7), liegen die Wasserspiegel der Emme und ihrer Nebengewässer immer höher als die flussnahen Grundwasserspiegel, wenn von kurzfristigen Ausnahmen zwischen km 18 und 17 abgesehen wird. Alle Gewässerbette sind praktisch durchwegs unverbaut und durchlässig; die Bedingungen für eine Infiltrationsströmung sind erfüllt.

Anhand der geringen Spiegeldifferenzen zwischen Gewässer und Grundwasser ist anzunehmen, dass
- zwischen km 20 und 15.8 die direkte, gesättigte Infiltrationsströmung vorherrschend ist, jedoch kurzfristig, unmittelbar nach einem Hochwasser, zwischen km 18 und 17 Grundwasser in die Oberflächengewässer exfiltrieren kann,
- zwischen km 15.8 und 7 die perkolative Infiltrationsströmung überwiegt.

Im unteren Gewässerabschnitt ② , zwischen Schalunen (km 7) und Wiler (km 1), liegen die Gewässerspiegel weitgehend unter den benachbarten Grundwasserspiegeln, sodass
- zwischen km 7 und km 3.8 die Exfiltration überwiegt,
- zwischen km 3.8 und km 1 die Exfiltration räumlich und zeitlich mit direkter und perkolativer Infiltration wechselt.

Das Gewässerbett des Werkkanals Gerlafingen ist streckenweise kolmatiert und damit schlecht durchlässig.

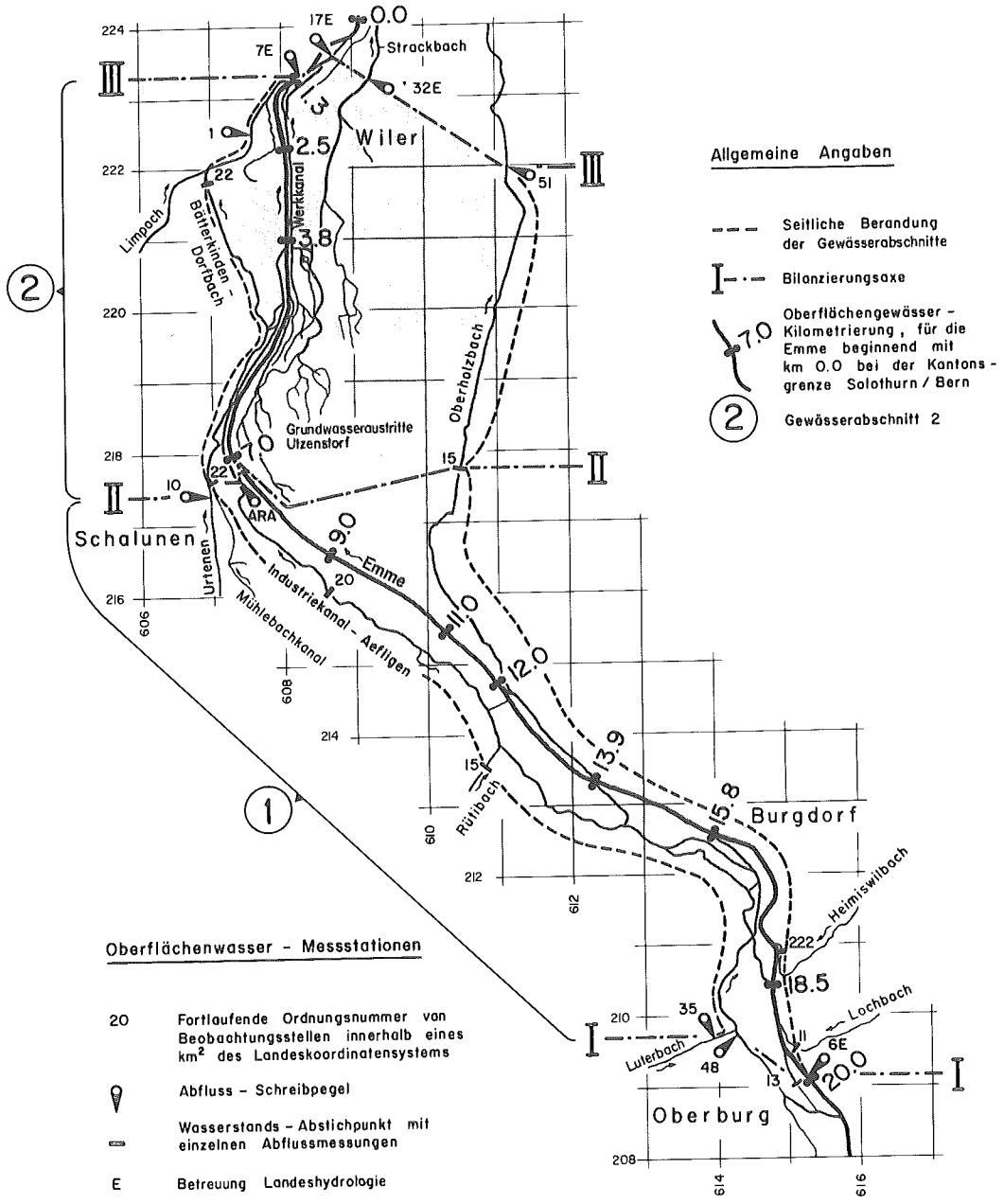
Quer zur Flussrichtung der Emme wurden die Messstationen auf drei Bilanzierungsaxen angeordnet, um folgende Abflüsse zu messen:

Bilanzierungsaxe I — zufliessende Wassermenge in den Gewässerabschnitt ① aus dem Mittleren Emmental,

Bilanzierungsaxe II — abfliessende Wassermenge aus dem Gewässerabschnitt ① bzw. zufliessende Wassermenge in den Gewässerabschnitt ② ,

Bilanzierungsaxe III — abfliessende Wassermenge aus dem Gewässerabschnitt ② ins Wasseramt (Kt. Solothurn).

Fig. D 3.4 Gewässerabschnitte Emme und Kanalsystem



Die Abflussmessungen für die Emme und die grösseren Seitenbäche basieren auf Abfluss-Schreibpegeln, diejenigen für die kleineren Bäche auf vierzehntäglichen Abstichmessungen.

Basierend auf den Daten der permanenten Abflussmessstation der Landeshydrologie und des WEA, Bern, werden Niederwasser- und mittlere Jahresabflussverhältnisse bilanziert, um die In- und Exfiltrationsmengen für die Gewässerabschnitte ① und ② sowie ihren Genauigkeitsbereich zu bestimmen.

Mit dem Ziel, die In- und Exfiltrationsmengen mit einer geschlossenen Bilanzierung zu überprüfen und für die Modelldaten weiter aufzuschlüsseln, werden weiter die Gewässerabschnitte ① und ② in sieben resp. fünf Teilabschnitte aufgeteilt. Dies ermöglicht auch, die zu- bzw. wegfliessenden Seitenbäche sowie die Wechselbeziehungen zwischen Oberflächen- und Grundwasser im Detail zu berücksichtigen.

3.1.1 Niederwasserabfluss

Oberflächenwasserbilanzen für Niederwasserperioden können normalerweise auf stationären Strömungsverhältnissen basieren. Sie ermöglichen, die unteren Grenzwerte der In- und Exfiltrationsleistung zu bestimmen (B-17). Das Verhältnis zwischen Abfluss und In- resp. Exfiltration ist während Niederwasserperioden normalerweise am kleinsten, was sich auf die Genauigkeit der Bilanz günstig auswirkt. Während Niederwasserperioden lassen sich die Bilanzierungsergebnisse zudem oft visuell überprüfen (Grundwasseraustritte im Flussbett, Austrocknungsstrecken usw.).

Beispiel einer offenen Niederwasserbilanz

Als Beispiel einer offenen Niederwasserbilanz werden in T-D 3.1 die mittleren Tagesabflüsse vom 6. August 1979 zusammengestellt. Um die Genauigkeit zu verbessern, führte die Landeshydrologie bei der Messstation Emme, Burgdorf, am Bilanzierungstag, bei der Messstation Emme, Wiler, am 28. August, zusätzliche Eichmessungen durch und mit dem Tauchstab wurden die Abflussmengen der Emme bei km 11.9 und km 7 gemessen.

Die Bilanzierungsgleichungen lauten:

Gewässerabschnitt ① : $\Delta Q_{A_I} = Q_{A_I} + Q_{A_{I,II}} - Q_{A_{II}}$

Q_{A_I} = (Q_A Emme,Burgdorf $+Q_A$ Grundb.$+Q_A$ Dorfb.$+Q_A$ Luterb.)

$Q_{A_{I,II}}$ = (Q_A Lochb. $+Q_A$ Heimiswilb. $+Q_A$ Rütib.)

$Q_{A_{II}}$ = (Q_A Emme, Schalunen $+Q_A$ Industriekanal $+Q_A$ Oberholzb.)

Gewässerabschnitt ② : $\Delta Q_{A_2} = Q_{A_{II}} + Q_{A_{II,III}} - Q_{A_{III}}$

$Q_{A_{II,III}}$ = (Q_A Urtenen, $+Q_A$ Mühleb. $+Q_A$ ARA $+Q_A$ Limpach)

$Q_{A_{III}}$ = (Q_A Emme,Wiler $+Q_A$ Oberholzb. $+Q_A$ Dorfb., Bätterkinden)

$Q_{A\ Emme,Wiler}$=(Q_A Emme $+Q_A$ Werkkanal $+Q_A$ Strackb.)

Niederschlag, Verdunstung und Speicheränderung können in beiden Abschnitten vernachlässigt werden.

Die Bilanz weist im Gewässerabschnitt ① einen Wasserverlust von rund 3m^3/s auf, was eindeutig auf eine massive Infiltration von Oberflächenwasser ins Grundwasser zurückgeführt werden kann. Im Gewässerabschnitt ② ist ein Wasserüberschuss von rund 1.5 m^3/s vorhanden. Der grösste Teil, nämlich rund 1.6 m^3/s, stammt aus den Grundwasseraustritten im Raum Utzenstorf-Wiler (D-3.2.4). Die Restmenge von -0.1m^3/s ist als Differenz zwischen In- und Exfiltration zu verstehen.

Tab. D 3.1 Niederwasserbilanz vom 6.August 1979 für die Gewässerabschnitte der Emme

Gewässer-abschnitt	Bilan-zierungs-axe	Oberflächen-gewässer	Ort	WEA-Bez.	Mengen in m^3/s Q_A	$\pm \delta_A$	ΣQ_A
①	I	Emme	Burgdorf	615.209/6E	4.76	.24	
		Grundbach	Burgdorf	614.209/13	.07	.02	
		Dorfbach	Oberburg	614.209/48	.51	.05	
		Luterbach	Oberburg	614.209/35	.17	.03	5.51
	(I,II)	Lochbach	Burgdorf	614.209/11	.01	.00	
		Heimiswilbach	Burgdorf	614.210/222	.13	.04	
		Rütibach	Lyssach	610.213/15	.03	.01	.17
	II	Emme	Schalunen	606.207/10	.74	.16	
		Industriekanal	Aefligen	607.217/22	1.00	.30	
		Oberholzbach	Koppigen	610.217/15	.93	.15	2.67
	ΔQ_{A_1} 1) Infiltration im Gewässerabschnitt ①				3.01	0.45	3.01
②	(II,III)	Urtenen	Schalunen	606.217/10	1.56	.17	
		Mühlebach	Schalunen	606.217/22	.49	.03	
		ARA	Schalunen	607.217/	.26	.08	
		Limpach	Bätter-kinden	607.221/1	.69	.06	3.00
	III	Emme	Wiler	608.223/7, 17, 32E	6.08 3)	.30	
		Oberholzbach	Koppigen	611.221/51	.87	.14	
		Dorfbach	Kräiligen	606.221/22	.25	.08	7.20
	ΔQ_{A_2} 2) Exfiltrationsüberschuss im Gewässerabschnitt ②				-1.53	0.52	-1.53

1) davon Infiltration aus der Emme ins Grundwasser ca. 2.9 m^3/s (vgl. T-D 3.3) und aus dem Kanalsystem ca. 0.1 m^3/s

2) davon Exfiltration von Grundwasser in die Emme ca. 0.2 m^3/s und in die Grundwasseraustritte Utzenstorf ca. 1.6 m^3/s und Infiltration aus der Emme ins Grundwasser ca. 0.3 m^3/s

3) Ueberschreitungsdauer der Periode 1922-1979: 320 Tage pro Jahr

In T-D 3.2 werden vier weitere Niederwasserbilanzen angegeben, welche auf dieselbe Art ermittelt worden sind. Die betreffenden Abflussverhältnisse entsprechen relativ gut denjenigen vom 6. August 1979. Es darf angenommen werden, dass ähnliche In- bzw. Exfiltrationsverhältnisse an den verschiedenen Messtagen vorlagen. Die ermittelten Differenzmengen $\Delta\bar{Q}_A$ und ihre mittleren Fehler a posteriori m betragen

im Gewässerabschnitt ① : $\Delta\bar{Q}_{A_1} = 3.29 \pm 0.16\ m^3/s$

im Gewässerabschnitt ② : $\Delta\bar{Q}_{A_2} = -1.75 \pm 0.22\ m^3/s$

Anhand des statistischen Modelltestes (D 21) wurden die getroffenen Annahmen für die Ausgleichungsrechnung bestätigt.

Unter Berücksichtigung des Freiheitsgrades von $\gamma = 4$ ergeben sich mit der STUDENT- t- Verteilung bei einem Signifikanzniveau von P = 0.95 (B 63) folgende Vertrauensintervalle:

Gewässerabschnitt ① : $\Delta Q_{A_1} = 2.85$ bis $3.73\ m^3/s$

Gewässerabschnitt ② : $\Delta Q_{A_2} = -1.13$ bis $-2.37\ m^3/s$

Tab. D 3.2 Differenzmengen ΔQ_A und ihre mittleren Fehler m_A von offenen Niederwasserbilanzen für die Gewässerabschnitte der Emme

Gewässerabschnitt	① : Mengen in m^3/s		② : Mengen in m^3/s	
	ΔQ_{A_1}	$\pm m_{A_1}$	ΔQ_{A_2}	$\pm m_{A_2}$
13.10.1978	3.77	0.33	-2.17	0.53
06.12.1978*	3.52	0.37	-1.23	0.44
27.07.1979*	2.98	0.36	-2.37	0.48
06.08.1979	3.01	0.32	-1.53	0.50
20.09.1979	3.20	0.38	-1.52	0.54
$\Delta\bar{Q}_A$	3.29	0.16	-1.75	0.22

* Emme bei km 7 trocken

Die folgenden Bilanzierungen basieren auf den im Teil B beschriebenen Zusammenhängen zwischen Abflussmenge und perkolativer Infiltrationsleistung bzw. zwischen Grundwasserstand und Exfiltrationsleistung.

Beispiel einer geschlossenen Niederwasserbilanz

Angelehnt an T-D 3.1 zeigt T-D 3.3 die Listenrechnung für die geschlossene Bilanzierung vom 6. August 1979 in den 11 Teilabschnitten.

Die perkolative Infiltrationsmenge berechnet sich beispielsweise für den Teilabschnitt 1,2 wie folgt:

1. Rechenschritt:

Abflussmenge im Messquerschnitt 1	$:Q_{A_1}$	$= 4.83\ m^3/s$
Teilabschnitt-Länge	:L	= 1500 m
Wassertemperatur	$:T_m$	$= 12^oC$
Viskositätsfaktor	$:\gamma 10/\gamma 12$	= 0.96 (D 27)
Infiltrationsleistung	$:q_{I_{1,2}}$	$= 1/0.96\ (1.467 \log 4.83+2.191)10^{-4}$
		$= 3.328\ 10^{-4}\ m^3/sm'$
Infiltrationsmenge	$:Q_{I_{1,2}}$	$= 1500 \cdot 3.328\ 10^{-4} = 0.50\ m^3/s$

2. Rechenschritt

$$Q_m = Q_{A_1} - \frac{Q_{I_{1,2}}}{2} = 4.83 - 0.25 = 4.58\ m^3/s$$

$$q_{I_{1,2}} = 3.292 \cdot 10^{-4}\ m^3/sm^1$$

$$Q_{I_{1,2}} = 0.49\ m^3/s$$

$$Q_{A_2} = Q_{A_1} - Q_{I_{1,2}} = 4.83 - 0.49 = 4.34\ m^3/s$$

Die Wassermengen zufliessender Seitenbäche werden zum Emmeabfluss addiert, diejenigen wegfliessender Bäche subtrahiert. Für den Teilabschnitt 2,3 beträgt beispielsweise die massgebende Abflussmenge:

Q_{A_2}	=		4.34 m^3/s	Emme, km 18.5
$Q_{I_{2,3}}$	=		0.00 m^3/s	Am 6.8.1979 lagen Grundwasserspiegel und Wasserspiegel der Emme auf gleicher Höhe
$Q_{A_{21}}$	=	- 2.59	m^3/s	Gewerbekanal Burgdorf
$Q_{A_{22}}$	=	0.01	m^3/s	Lochbach
$Q_{A_{23}}$	=	0.13	-2.45 m^3/s	Heimiswilbach
Q_{A_3}	=		1.89 m^3/s	

Die Exfiltrationsmenge in Teilabschnitt 8,9 kann anhand von zwei Differenzmessungen in der Emme (km 7 bis km 5) abgeschätzt werden.

Die Berechnung des Viskositätsfaktors basiert auf den Daten der Messstelle Kirchberg, Sportplatz, welche nebst dem Wasserspiegel die Grundwassertemperatur 10m von der Emme entfernt in einer Tiefe von ca. 1m unter dem Emmewasserspiegel kontinuierlich aufzeichnet. Ohne die Temperaturkorrekturen wäre die Infiltration im Winterhalbjahr zwischen 0 und 20% grösser und im Sommerhalbjahr zwischen 0 und 15% kleiner.

In F-D 3.5 werden die Resultate der Listenrechnung graphisch zusammengestellt. Bereits werden auch die Resultate der Grundwasserbilanzierung (D-4) angegeben. Die eingangs erwähnte Verflechtung zwischen Oberflächen- und Grundwasserbilanz ist deutlich zu erkennen.

Gewässerknoten

F-D 3.6 zeigt, wie der Gewässerabschnitt der Emme für das Grundwassermodell NSDG2 schematisiert wurde. Die Abflüsse und die berechneten In- und Exfiltrationsmengen werden in sog. Gewässerknoten zusammengefasst, bei denen die Zu- und Wegflüsse in und aus dem Grundwasserleiter punktuell ins Grundwassermodell übertragen werden.

Tab. D 3.3 Niederwasserbilanz vom 6. August 1979 für die 11 Teilabschnitte der Emme

Emme und Kanalsystem			Bilanzgrössen				Berechnungsgrundlagen			
Gewässerabschnitt	Teilabschnitt	Messquerschnitt	Emme-Kilometrierung km	Abfluss im Messquerschnitt Q_A m^3/s	Zu- und Wegfluss innerhalb Teilabschnitt m^3/s	Infiltrations- (-) bzw. Exfiltrationsmengen (+) m^3/s	massgebende Abflussmenge Q_m m^3/s	Viskositätsfaktor 10/	Infiltrationsleistung q_I m^3/skm'	Infiltrationsstrecke l km
		1	20.0	4.83 ±0.09						
	1,2				1)0.00	-0.49 ±0.01	4.58	0.96	0.33	1.5
		2	18.5	4.34 ±0.09						
	2,3				-2.45 ±0.12	2)0.00				2.7
		3	15.8	1.89 ±0.09						
	3.4				0.05 ±0.04	-0.53 ±0.01	1.68	0.92	0.28	1.9
		4	13.9	1.41 ±0.09						
	4.5				0.50 ±0.09	-0.53 ±0.01	1.64	0.90	0.28	1.9
		5	12.0	1.38 ±0.02						
(1)	5.6				0.60 ±0.01	-0.29 ±0.01	1.84	0.88	0.29	1.0
		6	11.0	1.69 ±0.02						
	6.7				1)0.00	-0.56 ±0.01	1.41	0.85	0.28	2.0
		7	9.0	1.13 ±0.02						
	7.8				1)0.00	-0.50 ±0.01	0.88	0.83	0.25	2.0
		8	7.0	0.63 ±0.01						
Infiltration aus der Emme ins Grundwasser Q_I						-2.90				
	8.9				1)0.00	+0.18 ±0.01				3.1
		9	3.9	0.81 ±0.10						
	9.10				0.00 ±0.11	2)0.00				0.1
		10	3.8	0.81 ±0.03						
	10.11				0.00 ±0.04	-0.29 ±0.01	0.67	0.88	0.22	1.3
(2)		11	2.5	0.52 ±0.03						
	11.12				0.69 ±0.02	2)0.00				1.2
		12	1.3	1.21 ±0.02						
Infiltrationsüberschuss aus der Emme ins Grundwasser (Q_I-Q_X)						-0.11				

1) Keine Zu- und Wegflüsse vorhanden

2) Keine Infiltrations- und Exfiltrationsströmungen vorhanden

Fig. D 3.5 Abfluss-, Infiltrations- und Exfiltrationsverhältnisse vom 6. August 1979 im Gewässerabschnitt der Emme

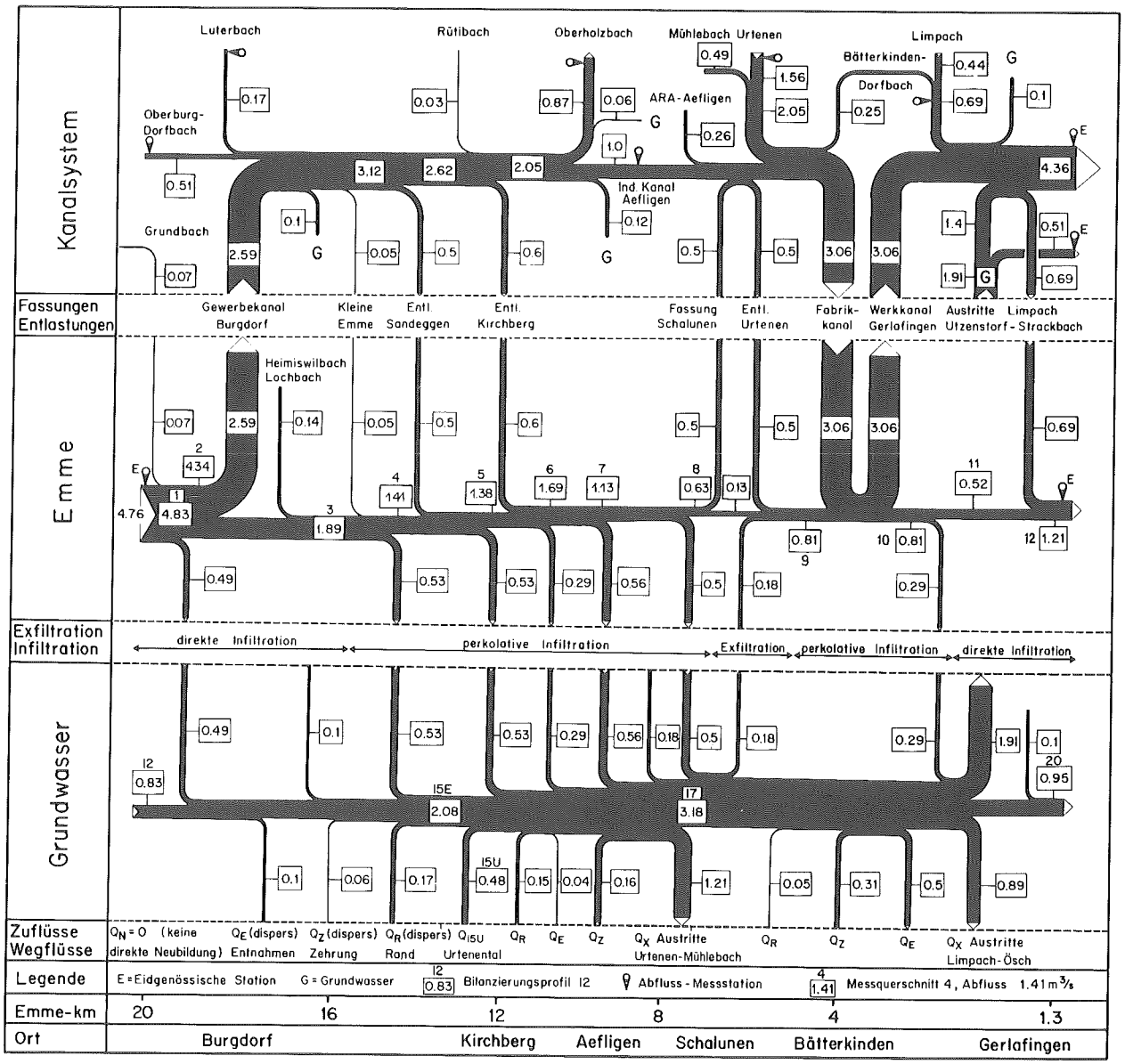
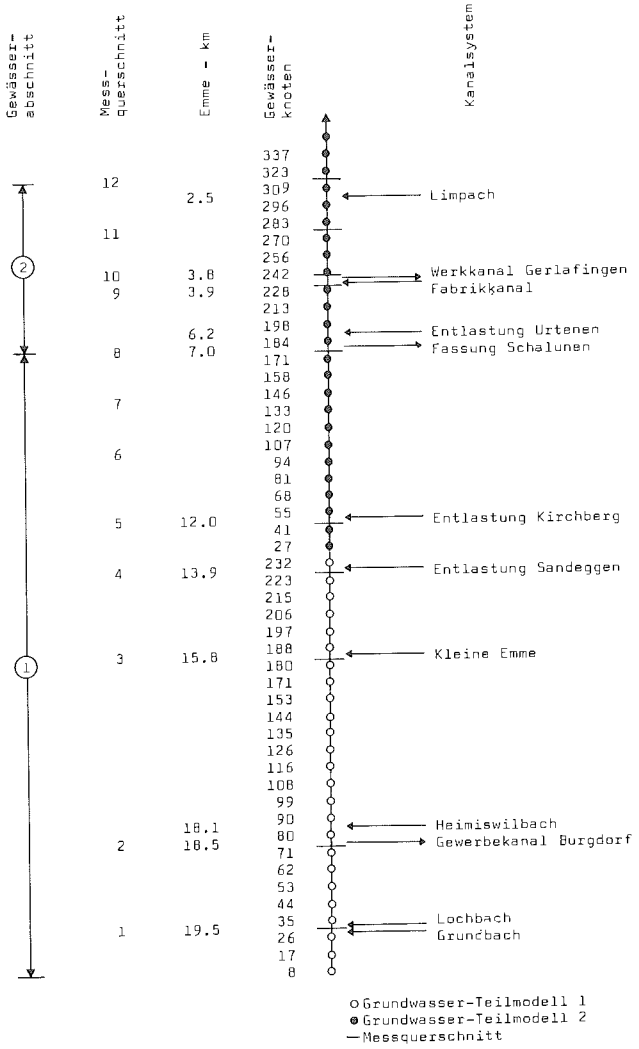


Fig. D 3.6 Gewässerknoten der Emme im Grundwassermodell



Vergleich einer offenen und einer geschlossenen Bilanz

In T-D 3.4 vergleichen wir für den 6. August 1979 die In- und Exfiltrationsmengen aus der offenen Bilanzierung gemäss T-D 3.1 mit denjenigen der geschlossenen (Emme gemäss T-D 3.3).

Diese gute Uebereinstimmung zeigt: Die in den Teilabschnitten 6,7 und 7,8 nachgewiesenen Zusammenhänge zwischen Abflussmenge und Infiltrationsleistung (B- 17.4) gelten auch für die übrigen Teilabschnitte mit perkolativer Infiltrationsströmung.

Tab. D 3.4 Vergleich der offenen und der geschlossenen Niederwasserbilanz vom 6. August 1979, Mengen in m^3/s

	offene Bilanz	geschlossene Bilanz (vierfach überbestimmt)
Gewässerabschnitt ①		Q_I - Emme = 2.90
		- Kanalsystem = 0.28
Infiltration	ΔQ_{A_1} = 3.01	- Summe = 3.18
Gewässerabschnitt ②		Q_I - Emme = 0.29
		- Kanalsystem = 0.10
		Q_X - Emme = -0.18
		- Utzenstorf ex. Strackbach = -1.60[1]
Exfiltrationsüberschuss	ΔQ_{A_2} = -1.53	$Q_I + Q_X$ = -1.39

1) gemäss 3.2.4

Die direkten Infiltrationsströmungen in den Teilabschnitten 2,3;9,10 und 11,12 sind hingegen in erster Linie von der Wasserspiegellage der Emme und des Grundwassers abhängig. Die Infiltrationsmenge könnte nur aufgrund der lokalen Grundwasser-Strömungsverhältnisse berechnet werden. Dasselbe gilt auch für die Exfiltrationsstrecke im Teilabschnitt 8,9.

Die Oberflächenwasserbilanzen von Niederwasserabflüssen ergeben:

- Für den Gewässerabschnitt ① zwischen Oberburg und Schalunen:

  - Dem Grundwasser fliessen beträchtliche Wassermengen zu: Beträgt der Oberflächenwasser-Abfluss in der Bilanzierungsaxe I rund 5 m^3/s, so liegt die Infiltrationsmenge mit grosser Wahrscheinlichkeit (P = 0.95) zwischen 2.9 und 3.7 m^3/s. Die Exfiltrationsmenge ist praktisch gleich Null.

  - Ca. 95% der Infiltrationsmenge stammen aus der Emme, der Rest aus dem Kanalsystem.

  - Die mittlere Infiltrationsleistung pro km Emme beträgt rund 250 l/s, was einer durchschnittlichen Infiltrationsrate von ca. 0.016 l/s pro m^2 Emmebett entspricht.

  - Bei Abflüssen von weniger als 4.5 m^3/s (Emme + Kanalsystem) in der Bilanzierungsaxe I versickert der gesamte Emmeabfluss ins Grundwasser und das Gewässerbett trocknet von Schalunen (Emme-km 7) stromaufwärts sukzessive aus.

- Für den Gewässerabschnitt ② zwischen Schalunen und Wiler:

  - Etwa die Hälfte der Infiltrationsmenge des Gewässerabschnittes ① exfiltriert in die Grundwasseraustritte Utzenstorf.

- Die In- und die Exfiltrationsmengen der Emme können mit der offenen Abflussbilanz nicht getrennt werden; es ergeben sich lediglich die Differenzmengen. In der Regel ist ein kleiner Infiltrationsüberschuss festzu- stellen.

3.1.2 Jahresabflüsse

Da die Abflussbilanzen für Niederwasser eindeutige Differenzen zwischen den Zu- und Wegflüssen zeigen, liegt es auf der Hand, auch durchschnittliche Abflussverhältnisse zu bilanzieren. Besonders interessieren die durchschnittlichen In- bzw. Exfiltrationsmengen während einem bis mehreren Jahren und ihre allfälligen Veränderungen im Laufe der Zeit.

Eine erfolgsversprechende Bilanzierung der Jahresabflüsse erfordert Abfluss-Messstationen mit umfassenden Eichbeziehungen.Daher können Jahresabflussbilanzen nur in Gewässerabschnitten gezogen werden, wo bereits Messstationen über längere Zeit in Betrieb stehen, die jährlichen Abflussmengen in Jahrestabellen (B 45,84) vorliegen und eine Fehleranalyse durchführbar ist.

Dank der bereits seit längerer Zeit betriebenen Messstationen an der Emme und ihren Seitenbächen schienen wesentliche Voraussetzungen für eine erfolgreiche Bilanzierung von Jahresabflüssen vorzuliegen, auch wenn dafür das Messstellennetz etwas erweitert werden musste (B-5.2).

Jahresabflussbilanz 1978

Ohne auf die umfangreichen eigenen und zugezogenen (B 7,12,45,84) Messungen und Auswertungen im einzelnen einzugehen, wird in T-D 3.5 die Jahresbilanz für das Jahr 1978 berechnet. Die berücksichtigten Abflussmengen sind mit Ausnahme derjenigen der Emme, Schalunen, mit Schreibpegeln oder periodischen Abstichen gemessen worden. Für die Emme, Schalunen, ohne entsprechende Messstation, konnte folgende Beziehung angewandt werden, da sich die In- und Exfiltrationsmengen für das Flussbett der Emme gegenseitig ungefähr aufheben und die übrigen Grundwasseraustritte in $Q_{A_{II,III}}$ berücksichtigt sind:

$$Q_A \text{ (Emme, Schalunen)} = Q_{A_{III}} - Q_{A_{II,III}} - Q_A \text{ (Industriekanal)} - Q_A \text{ (Oberholzbach)}$$

Die Bilanz des Jahres 1978 weist im Gewässerabschnitt ① einen Infiltrationsüberschuss von rund 3.5 m^3/s auf. Im Gewässerabschnitt ② exfiltriert eine gemessene Menge von rund 1.9 m^3/s in den zahlreichen Grundwasseraustritten, welche dem Strackbach oder der Emme zufliessen. Die Exfiltrationsmengen, die zwischen km 5 bis km 7 direkt in die Emme austreten, können für die Jahresbilanz nicht gemessen werden. Sie dürften jedoch etwa gleich gross sein wie die Infiltrationsmengen, welche zwischen km 3 bis 5 aus der Emme und dem Werkkanal Gerlafingen dem Grundwasser zusickern. Die Differenzmenge dürfte etwa Null sein.

Tab. D 3.5 Jahresabflussbilanz 1978 für die Gewässerabschnitte der Emme

Gewässer-abschnitt	Bilanzierungs-axe	Oberflächen-gewässer	Ort	WEA-Bezeichnung	Menge in m^3/s Q_A	$\pm \delta_A$	Q_A
①	I	Emme	Burgdorf	615.209/6E	18.96	.57	
		Grundbach	Burgdorf	614.209/13	.15	.03	
		Dorfbach	Oberburg	614.209/48	.73	.06	
		Luterbach	Oberburg	614.209/35	.40	.03	20.24
	(I,II)	Lochbach	Burgdorf	614.209/11	.02	.00	
		Heimiswilbach	Burgdorf	614.210/222	.23	.05	
		Rütibach, aus Niederschlag	Lyssach dispers	610.213/15 -	.11 .02	.02	.38
	II	Industriekanal	Aefligen	607.217/22	1.00	.20	
		Oberholzbach	Koppigen	610.217/15	1.08	.11	
		Emme	Schalunen	606.207/10	15.02	.84	17.10
	ΔQ_{A_1}	Infiltrationsüberschuss im Gewässerabschnitt ①			3.52	1.04	3.52
②	(II,III)	Urtenen	Schalunen	606.217/10	1.94	.13	
		Mühlebach	Schalunen	606.217/22	.51	.02	
		ARA	Schalunen	607.217/-	.31	.06	
		Limpach	Bätter-kinden	607.221/1	2.15	.13	
		Grundwasser-austritte	Utzenstorf Bätterkinden Wiler		1.89	.34	6.80
	III	Emme	Wiler	608.223/7, 17, 32E	22.6	.68	
		Oberholzbach	Koppigen	611.221/51	1.02	.10	
		Dorfbach	Kräiligen	606.221/22	.28	.05	23.90
	ΔQ_{A_2}				0	1.18	0

Offene Jahresabflussbilanzen 1977 bis 1980

T-D 3.6 gibt für den Gewässerabschnitt ① einen Ueberblick über die wesentlichen Mengen für die offenen Jahresabflussbilanzen 1977 bis 1980. Es fällt auf, dass die Differenzmengen ΔQ_{A_1} erheblich variieren. Insbesondere liegen diejenigen der Jahre 1977 und 1978 mit einem Mittel von 3.6 m^3/s um 2.2 m^3/s höher als diejenigen von 1979 und 1980. Eine hydrologische Erklärung lässt sich dafür nicht finden, da die vier Jahresabflüsse sich weder mengenmässig noch im zeitlichen Ablauf deutlich unterscheiden. Die Abweichungen entstehen durch ungenaue Pegelkorrekturen für die Messstation Emme, Burgdorf, und einige Seitenbäche.
Eine Analyse zeigt, dass sich bereits bei mittleren Fehlern von 3% für die Emme und 10% für die grösseren Seitenbäche Abweichungen in der festgestellten Grössenordnung ergeben können. Damit bestätigt sich, wie sorgfältig Messstationen gebaut und betrieben werden müssen, um In- bzw. Exfiltrationsmengen ausreichend genau zu ermitteln.
Immerhin kann, fehlertheoretisch und mit den Resultaten der Niederwasserbilanzen begründet, die mittlere Infiltrationsmenge für die Periode 1977 bis 1980 im Gewässerabschnitt ① zwischen 2.9 m^3/s und 4.5 m^3/s angenommen werden.

Tab. D 3.6 Mittlere Abfluss- und Differenzmengen mit ihren mittleren Fehlern in m^3/s von offenen Jahresabflussbilanzen 1977 bis 1980 für den Gewässerabschnitt ①

Bilanzierungsaxen	1977		1978		1979		1980	
	Q_A	$\pm m_A$	Q_A	$\pm m_A$	Q_A	$\pm m_A$	Q_A	$\pm m_A$
I	22.1	.63	20.2	.57	18.0	.51	19.9	.56
(I,II)	0.4	.05	0.4	.05	0.4	.05	.4	.05
II	18.8	85	17.1	.87	17.0	.82	18.9	.89
ΔQ_{A_1}	3.7	1.06	3.5	1.04	1.4	.97	1.4	1.05

Geschlossene Jahresabflussbilanzen 1976 bis 1980

Damit die instationären Strömungsverhältnisse mit dem Grundwassermodell nachgebildet werden können, müssen auch die In- und die Exfiltrationsleistungen möglichst kontinuierlich bekannt sein. Dafür wird das Abflussgeschehen in sinnvolle Zeitabschnitte unterteilt und die In- bzw. Exfiltrationsmengen werden nach den in B beschriebenen Verfahren mittels Computer berechnet. Mit den Ergebnissen lassen sich, detailliert für die Teilabschnitte, geschlossene Jahresabflussbilanzen gemäss T-D 3.3 ermitteln. Eine Uebersicht über die durchschnittlichen Jahresabflussverhältnisse der Emme und des Kanalsystems geht aus F-D 3.7 hervor.

Der in der geschlossenen Bilanz auftretende Widerspruch im Gewässerabschnitt ① ist sowohl für die Jahre 1977 und 1978 als auch für die zweite Jahreshälfte 1976 kleiner als 0.5 m^3/s. Damit wird der Infiltrationsüberschuss von ca. 3.5 m^3/s in der Emme und ca. 0.4 m^3/s im Kanalsystem bestätigt. Hingegen beträgt der Widerspruch in den Jahren 1979 und 1980 mehr als 2 m^3/s, was auf den bereits erwähnten systematischen Fehler bei der Erfassung der Abflussmengen hindeutet. Nach unseren Kenntnissen entsteht dieser Fehler vor allem während Mittel- bis Hochwasser-Abflussperioden, deren monatliche Abflussummen bei der relativ jungen Abflussmessstation Emme, Lochbach, zwischen 2 bis 4 m^3/s zu klein gemessen werden.

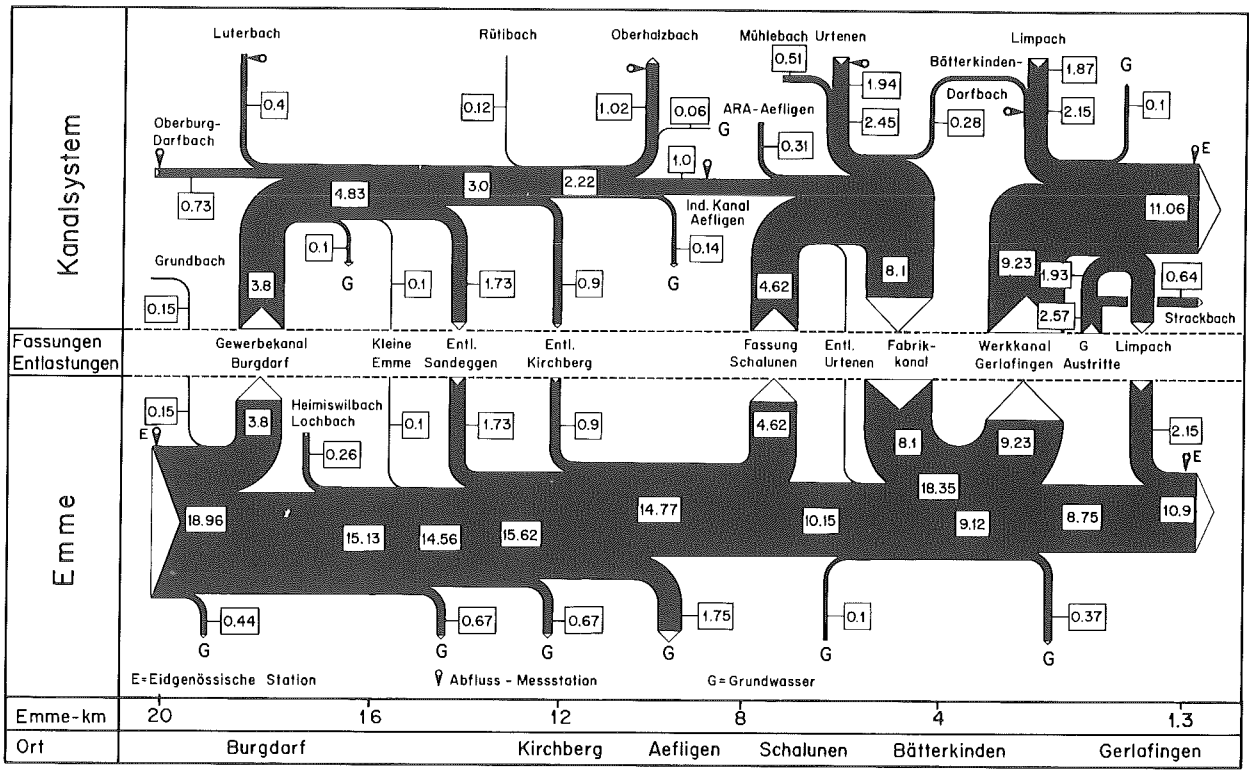
Im Gewässerabschnitt ② sind die auftretenden Widersprüche von maximal 0.8 m^3/s für die Jahre 1976 bis 1980 auf die nicht gemessenen Exfiltrationen (beispielsweise in den Strackbach) sowie die mittleren Fehler der Abflussmessungen und Infiltrationsberechnungen zurückzuführen.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass die Jahresbilanzen die Infiltrationsmengen in den Teilabschnitten der Emme mit perkolativer Versickerung bestätigen. Anhand der Jahresraten besteht zudem kein Grund, die Abfluss-Infiltrationsbeziehungen für variable Abflussverhältnisse in Frage zu stellen. Somit dürfen die in den vorangegangenen Kapiteln ausgewiesenen perkolativen Infiltrationsmengen von rund 3 m^3/s bei Niederwasser und von rund

3.5 m^3/s als durchschnittliches Jahresmittel der Periode 1976 bis 1980 als gesichert betrachtet werden.

Die Exfiltrationsmengen, abgesehen von den eigentlichen Grundwasseraustritten, und die Mengen der direkten Infiltrationsströmungen können hingegen mit Jahresbilanzen nicht verifiziert werden. Sie sind im Vergleich zu den Abflussmengen zu klein: den örtlich veränderlichen Strömungsverhältnissen kann zuwenig Rechnung getragen werden und die Mengenanteile heben sich vielfach über längere Zeiträume gegenseitig auf.

Fig. D 3.7 Mittlere Abfluss-, Infiltrations- und Exfiltrationsverhältnisse für das Jahr 1978 im Gewässerabschnitt der Emme



3.2 Seitenbäche und Grundwasseraustritte

Einige provisorische Bilanzen für die Seitenbäche und Grundwasseraustritte wurden bereits in (B 7) veröffentlicht. Hier werden die durchschnittlichen Abfluss- und Exfiltrationsmengen der Jahre 1976 bis 1980 angegeben, die In- und Exfiltrationsverhältnisse und die Grundwasserstands-Exfiltrationsbeziehungen kurz beschrieben. Die Regressionsgleichungen für die Urtenen werden in B-17.5 im Detail hergeleitet.

3.2.1 Urtenen

F-B 17.4 zeigt den Gewässerabschnitt Urtenen mit seinen vier charakteristischen Teilabschnitten. In T-D 3.7 wurden für die Teilabschnitte 2,3/3,4/4,5 die durchschnittlichen Abflussmengen und Exfiltrationsüberschüsse der Jahre 1976 bis 1980 sowie vom 3. Oktober 1978 zusammengestellt. Im Teilabschnitt 1,2 liegen lediglich einzelne Messungen ab 1979 vor, welche je nach Wasserstand auf In- oder Exfiltration schliessen lassen und vorläufig keine Regressionsbeziehungen ergeben.

Die Exfiltrationsmengen vom 3. Oktober 1978 entsprechen ungefähr dem fünfjährigen Durchschnitt.

Unterhalb der Einmündung des Mühlebaches, Schalunen, fliessen in der Urtenen 45 bis 70% exfiltriertes Grundwasser aus dem Testgebiet. Alles Grundwasser, welches aus dem Urtenental ins Testgebiet fliesst, exfiltriert wieder im Teilabschnitt 2,3 und in der oberen Hälfte des Teilabschnittes 3,4. Weiter nördlich exfiltriert Grundwasser aus dem Emmental.

Tab. D 3.7 Durchschnittliche Abfluss- und Exfiltrationsmengen der Jahre 1976 bis 1980 im Gewässerabschnitt Urtenen

Gewässer	Abflussmenge Q_A und Exfiltrationsüberschuss Q_X in m^3/s											
	1976		1977		1978		1979		1980		3.Okt.1978	
Teilabschnitt	Q_A	Q_X	Q_A	Q_X	Q_A	Q_X	Q_A	Q_X	Q_A	Q_X	Q_A	Q_X
2,3	0.23	0.13	0.92	0.20	1.19	0.21	1.37	0.21	1.26	0.21	0.66	0.20
3,4	0.42	0.33	1.18	0.46	1.46	0.48	1.64	0.47	1.53	0.47	0.92	0.46
4,5	0.75	0.30	1.64	0.49	1.94	0.51	2.11	0.50	2.00	0.50	1.38	0.48
	1.05		2.13		2.45		2.61		2.50		1.86	
2,3-4,5	0.76		1.15		1.20		1.18		1.18		1.105	

* A_o incl. 0.06 m^3/s des Brügglibaches

3.2.2 Limpach

In den ca. 4 km langen Gewässerabschnitt Limpach (F-D 3.8) exfiltrieren rund 0.5 m^3/s. Etwa zwei Drittel stammen aus dem Grundwasserleiter des Emmentales und fliessen dem Limpach auf den Teilabschnitten 2,3 und 3,4 zu. Der Rest, welcher aus dem Grundwasserleiter des Limpachtales in den Teilabschnitt 1,2 exfiltriert, wird nicht in die Bilanzen des Testgebietes einbezogen.

Die umfangreichen Differenzmessungen in den fünf eingezeichneten Abflussmessstellen ergeben für die Exfiltrationsmengen der Teilabschnitte 2,3 und 3,4 folgende Regressionsgleichung:

$$Q_X = 266\ h_{(606.220/9)} - 122\ 546 \qquad (l/s)$$

Die berechneten durchschnittlichen Exfiltrationsmengen sind in T-D 3.8 aufgeführt. Es folgt, dass die Abflussmenge des Limpaches bei der Messstation Kräiligen (607.222/1) aus 10 bis 20% Grundwasser aus dem Testgebiet besteht.

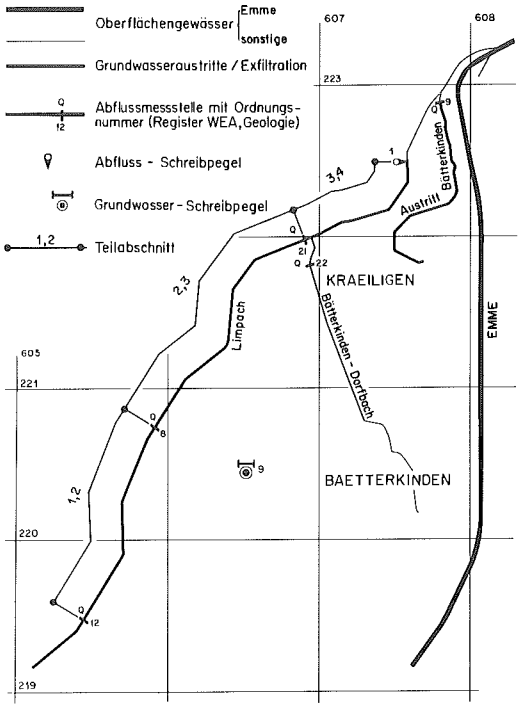
Die durchschnittliche Exfiltrationsmenge der 5 Jahre ist rund 50 l/s grösser als diejenige vom 3. Oktober 1978.

Tab. D 3.8 Durchschnittliche Abfluss- und Exfiltrationsmengen der Jahre 1976 bis 1980 im Gewässerabschnitt Limpach, Teilabschnitte 2,3 und 3,4

1976		1977		1978		1979		1980		3.Okt.1978	
Q_A	Q_X	Q_A	Q_X	Q_A	Q_X	Q_A	Q_X	Q_A	Q_X	Q_A	Q_X
1.01	0.23	2.23	0.37	2.12	0.36	1.87	0.36	2.00	0.34	0.94	0.28

Q_A = Abflussmenge in m^3/s der Messstation 607.222/1 (F-D 3.8)
Q_X = Exfiltrationsmenge in m^3/s der Teilabschnitte 2,3 und 3,4

Fig. D 3.8 Gewässerabschnitt Limpach



3.2.3 Oesch (und Chrümelbach)

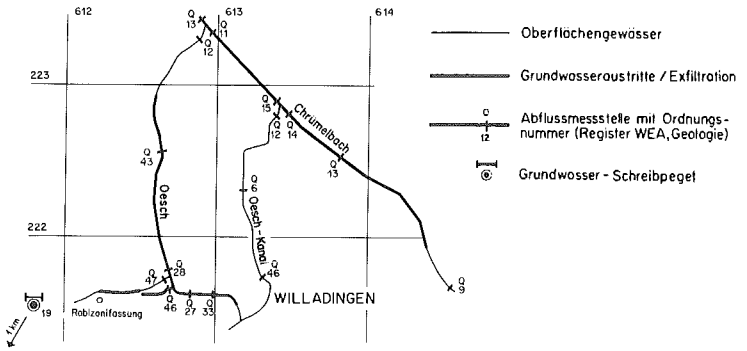
Die Oesch fliesst nahe der östlichen Berandung des Testgebietes von Kirchberg über Koppigen nach Willadingen auf einer Länge von rund 9 km. Sie kann im Hinblick auf die Wechselbeziehung mit dem Grundwasser generell in drei Teilabschnitte unterteilt werden:

- Der Teilabschnitt 1,2 von Kirchberg bis Koppigen, Oeschberg, kann höhenmässig als eindeutige Infiltrationsstrecke bezeichnet werden. Anhand von einzelnen Differenzmessungen ergeben sich Infiltrationsmengen in der

Grössenordnung von 50 bis 150 l/s.

- Beim Teilabschnitt 2,3 von Koppigen, Oeschberg, bis zum Abflusspegel Koppigen, Weidmoos (612.221/2), treten sowohl In- wie Exfiltration auf, wobei letzere im Jahresmittel mit rund 50 l/s leicht überwiegt.
- Der in F-D 3.9 dargestellte Teilabschnitt 3,4 vom Abflusspegel bis zur Mündung des Chrümelbaches in die Oesch, ist eine ausgesprochene Exfiltrationszone.

Fig. D. 3.9 Gewässerabschnitt Oesch, Teilabschnitt 3,4



Die Exfiltrationsmenge beträgt in diesem Teilabschnitt für die Oesch:

$$Q_X = 148\ h_{(611.220/19)} - 69538 \qquad (l/s)$$

Für den Chrümelbach:

$$Q_X = 17\ h_{(611.220/19)} - 7924 \qquad (l/s)$$

Gemäss T-D 3.9 exfiltrieren rund 0.24 m^3/s. Am 3. Oktober 1978 liegt die Exfiltrationsmenge leicht unter dem fünfjährigen Durchschnitt.

Tab. D 3.9 Durchschnittliche Abfluss- und Exfiltrationsmengen der Jahre 1976 bis 1980 im Gewässerabschnitt Oesch, Teilabschnitt 3,4

1976		1977		1978		1979		1980		3.Okt.1978	
Q_A	Q_X	Q_A	Q_X	Q_A	Q_X	Q_A	Q_X	Q_A	Q_X	Q_A	Q_X
0.55	0.16	0.88	0.25	0.94	0.24	0.79	0.25	ca. 0.95	0.27	0.51	0.21

Q_A = Abflussmenge in m^3/s der Messstation 612.221/2

Q_X = Exfiltrationemenge in m^3/s in die Oesch und den Chrümelbach; davon ca. 80 l/s in den Chrümelbach.

3.2.4 Utzenstorf

Die Grundwasseraustritte bei Utzenstorf (F-D 3.10) verteilen sich auf eine Fläche von rund 3 km^2 längs der Emme. Das Grundwasser dieses mengenmässig bedeutendsten Exfiltrationsgebietes im Emmental fliesst in fünf Bächen (Grundbach, Mühlibach, Ribibach, Oelibach, Dorfbach) der Emme, dem Werkkanal Gerlafingen und dem Strackbach zu.

Die nach den genannten Bächen aufgeschlüsselten Exfiltrationsmengen können nicht angegeben werden, da die Bäche an verschiedenen Orten künstlich reguliert werden und teilweise miteinander verbunden sind. Hingegen lässt sich mit fünf Messquerschnitten die totale Exfiltrationsmenge ermitteln, welche in enger Beziehung zum Grundwasserstand des Schreibpegels 608.216/7 steht.

Die entsprechende Regressionsgleichung lautet:

$$Q_X = 434.183\ h_{(608.216/7)} - 209137 \qquad (l/s)$$

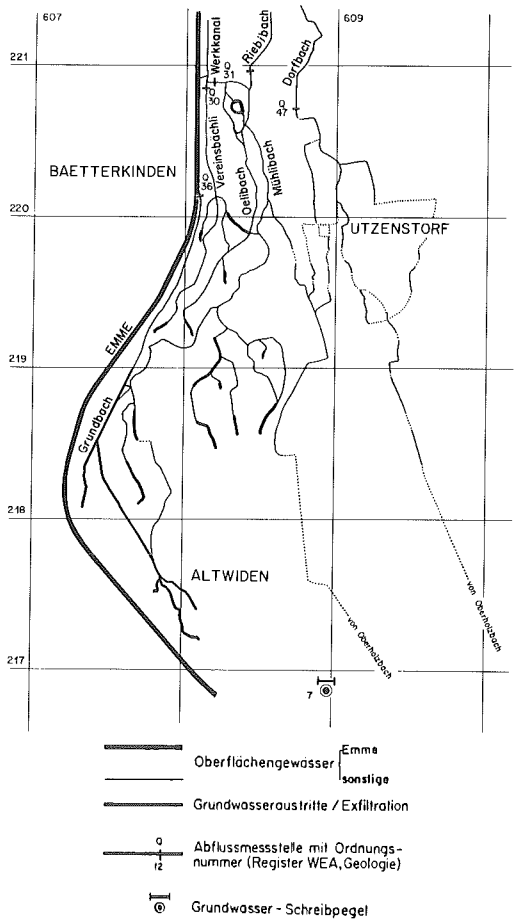
T-D 3.10 zeigt die durchschnittlichen Exfiltrationsmengen der Jahre 1976 bis 1980. Der Messwert vom 3. Oktober 1978 entspricht dem fünfjährigen Durchschnitt.

Tab. D 3.10 Durchschnittliche Exfiltrationsmengen der Jahre 1976 bis 1980 für die Grundwasseraustritte Utzenstorf.

Jahr/ Datum	1976	1977	1978	1979	1980	3.10.1978
Q_X	1.20	1.58	1.62	1.71	1.78	1.58

Q_X : Exfiltrationsmenge in m^3/s

Fig. D 3.10 Grundwasseraustritte Utzenstorf



3.2.5 Wiler-Zielebach

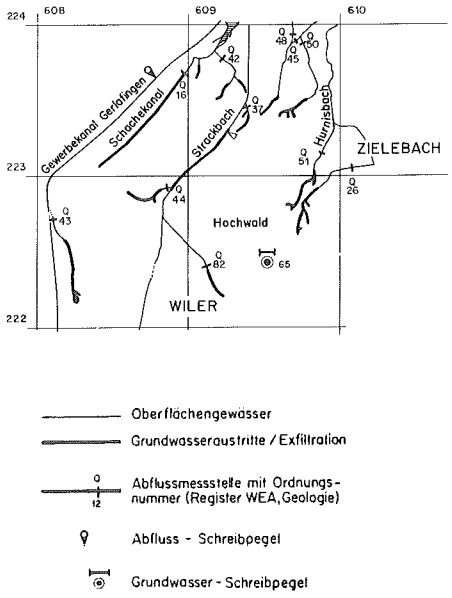
Grundwasser speist die zahlreichen, zwischen dem Werkkanal Gerlafingen und dem Oberholzbach entspringenden Quellbäche, welche in die Emme oder in den Strackbach münden.

Die mit 11 Abflussmessstellen ermittelte Exfiltrationsmenge korreliert mit dem Grundwasserstand der Messstelle 609.222/65. Die gefundene Gleichung für die gesamte Exfiltrationsmenge lautet:

$$Q_X = 464\ h_{(609.222/65)} - 213379 \qquad (l/s)$$

Die durchschnittlichen Exfiltrationsmengen der Jahre 1976 bis 1980 sind in T-D 3.11 aufgeführt.

Fig. D 3.11 Grundwasseraustritte Wiler-Zielebach



Tab. D 3.11 Durchschnittliche Exfiltrationsmengen der Jahre 1976 bis 1980 für die Grundwasseraustritte Wiler-Zielebach

Jahr/ Datum	1976	1977	1978	1979	1980	3.10.1978
Q_X	0.34	0.42	0.40	0.36	0.48	0.29

Q_X : Exfiltrationsmenge in m^3/s

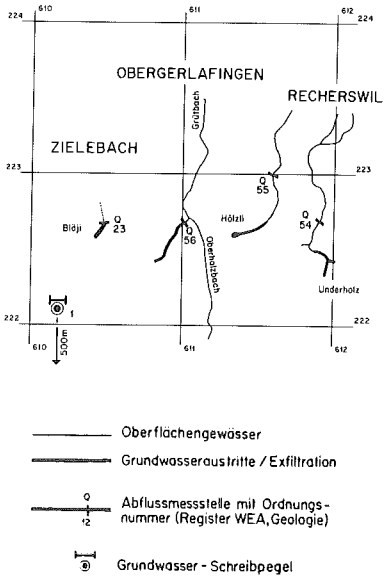
Die Exfiltrationsmenge vom 3. Oktober 1978 weist einen Abfluss von lediglich rund 70% des fünfjährigen Durchschnittes auf, da im Herbst 1978 für den Bau der ARA-Sammelleitung der Grundwasserspiegel in diesem Gebiet stark abgesenkt worden ist.

Mit den Zahlenwerten werden vermutlich über 200 l/s nicht erfasst, welche in den Strackbach unterhalb Wiler, Moosbrunnen, exfiltrieren dürften.

3.2.6 Zielebach-Recherswil

Mit der Gebietsabgrenzung Zielebach-Recherswil werden zahlreiche kleinere Grundwasseraustritte südlich Zielebach und Recherswil, gemäss F-D 3.12 zusammengefasst.

Fig. D 3.12 Grundwasseraustritte Zielebach-Recherswil



Die gesamte Exfiltrationsmenge lässt sich in diesem Gebiet mit vier Abflussmessstellen messen und mit folgender Regressionsgleichung ermitteln:

$$Q_X = 88.69\ h_{(610.221/1)} - 41149 \qquad (l/s)$$

Die durchschnittlichen Exfiltrationsmengen der Jahre 1976 bis 1980 werden in T-D 3.12 zusammengestellt. Die Menge vom 3. Oktober 1978 entspricht aus den in D-3.2.5 dargestellten Gründen wiederum etwa 70% des fünfjährigen Durchschnittes.

Tab. D 3.12 Durchschnittliche Exfiltrationsmengen der Jahre 1976 bis 1980 für die Grundwasseraustritte Zielebach-Recherswil

Jahr/ Datum	1976	1977	1978	1979	1980	3.10.1978
Q_X	0.04	0.10	0.09	0.09	0.11	0.06

Q_X : Exfiltrationsmenge in m^3/s

Kapitel 4: GRUNDWASSERBILANZIERUNG

Die Grundwasserbilanzierung dient der Bestimmung des Grundwasserdargebotes, das heisst der Wassermenge, welche im Grundwasserleiter dauernd verfügbar ist, ohne dass künstlich angereichert wird. Sie erlaubt, die mengenmässigen

Zusammenhänge zwischen den Zu- und Wegflüssen sowie die entsprechenden Speicheränderungen aufzuzeigen. Zudem ermöglicht sie, Flüsse, welche mit Felduntersuchungen nicht erkannt wurden, festzustellen und solche die mengenmässig nicht direkt erfassbar sind, quantitativ abzugrenzen.

4.1 Bilanzierungsgleichungen

4.1.1 Begriffe

Bei der Grundwasserbilanzierung werden Flüsse durch Flächen und Massenänderungen in porösen Körpern betrachtet. Damit die Strömungsvorgänge mit mathematischen Beziehungen (in der Regel Integral- oder Summengleichungen (B 5)) möglichst zutreffend beschrieben werden können, muss ein Bilanzierungsmodell erarbeitet werden: In einem ersten Schritt gilt es, den Aufbau und die Form, die Durchlässigkeit und das Speichervermögen des Grundwasserleiters, die Strömungsverhältnisse sowie die äusseren Randbedingungen repräsentativ festzulegen. In einem zweiten Schritt sind diese hydrologischen Verhältnisse so weit zu schematisieren, dass die Zu- und Wegflüsse durch lösbare Bilanzierungsgleichungen für stationäre und instationäre Verhältnisse berechnet werden können.

Bei den stationären Bilanzierungsgleichungen gilt: Die zufliessenden Mengen sind gleich gross wie die wegfliessenden. Mit den instationären Bilanzierungsgleichungen werden auch die Zehr- und Speichermengen berücksichtigt. Sie erlauben, die zeitlichen Veränderungen der Flüsse zu ermitteln.

Wichtig für das Bilanzierungsmodell ist der Bilanzierungskörper. Er wird begrenzt durch die Bilanzierungsgrenzfläche, die im stationären Fall die Oberfläche des Grundwasserstauers und die mittlere Grundwasserspiegelfläche einer zu bilanzierenden Zeitperiode umfasst. Er ist identisch mit der Unterwasserspiegelzone. Für instationäre Verhältnisse wird die Unterwasserspiegelzone beim höchsten Grundwasserstand berücksichtigt.

Ein Grundwasservorkommen lässt sich meistens nicht mit einer den gesamten Bilanzierungskörper erfassenden Gleichung bilanzieren, weil die Strömungsverhältnisse sehr differenziert sind. Deshalb wird ein Bilanzierungskörper oft in Teilkörper oder sog. Bilanzierungskörperabschnitte unterteilt, für welche die Bilanzierungsgleichungen formuliert werden können.

In einem Grundwasserstrom werden Bilanzierungsprofile eingeführt. Sie werden in den bilanzmässig interessanten, möglichst in hydrogeologisch gut erforschten Gebieten gewählt, unterteilen den Bilanzierungskörper in Abschnitte und grenzen ihn teilweise auch gegen aussen ab. Die Auflösung der Bilanzierungsgleichungen wird vereinfacht, wenn die Bilanzierungsprofile ungefähr senkrecht zur örtlichen Hauptstromrichtung und zur seitlichen Grundwasserleiterbegrenzung liegen.

Der Bilanzierungskörper liegt innerhalb des Bilanzierungsgebietes, welches durch die seitliche Begrenzung der Grundwasserspiegelfläche und durch allfällige seitliche Bilanzierungsprofile eingeschlossen wird.

Die einzelnen Wassermengen in einer Bilanzierungsgleichung bezeichnen wir als Bilanzierungskennziffern. Die in den folgenden Abschnitten verwendeten Bilanzierungskennziffern sind in T-D 4.1 zusammengestellt. Sie werden gegenüber denjenigen der Schlussberichte "Hydrogeologie Emmental", Teile I - III, (B 5,6,7) allgemeiner definiert; ihre Symbole werden vereinfacht.

Tab. D 4.1 Bilanzierungskennziffern

Symbol	Beschreibung (Dimension l/s oder m^3/s)
Q_N	direkte Grundwasserneubildung infolge Niederschlag auf den Bilanzierungskörper resp. das Bilanzierungsgebiet
Q_R	indirekte Grundwasserneubildung (Randzufluss): Q_{Rd} : disperser Randzufluss; Q_{Rk} : konzentrierter Randzufluss
Q_I	Infiltration aus Oberflächengewässern
Q_X	Grundwasserexfiltration
Q_E	Grundwasserentnahme
Q_S	Speichermenge ($-Q_S$ oder Q_Z = Zehrmenge)
Q_i	Durchfluss durch Bilanzierungsprofil oder durch Randbilanzierungsprofil i, für Randbilanzierungsprofil $Q_{Rk} = Q_i$

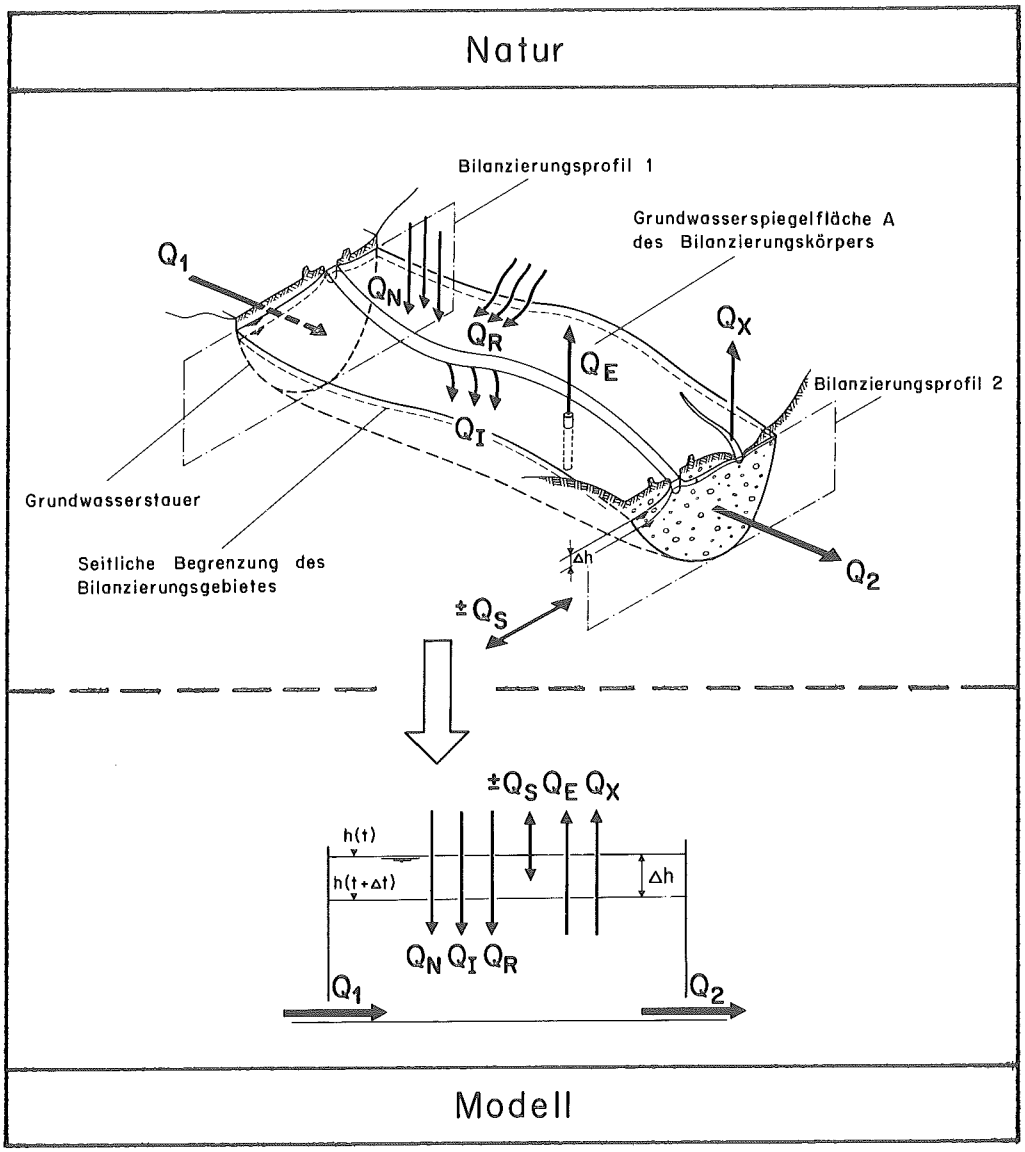
Die Bilanzierungskennziffern müssen oft indirekt bestimmt werden. Die dazu notwendigen Hydrologischen Kennziffern (Durchlässigkeit, Speicherkoeffizient, Mächtigkeit des Grundwasserleiters, Potentialgefälle und dgl. (D 48)) werden grösstenteils mit hydrogeologischen Untersuchungen ermittelt. Die Zuverlässigkeit der einzelnen Bilanzierungskennziffern ist von der Genauigkeit der Hydrologischen Kennziffern abhängig.

Die Frage, wie weit die Schematisierung getrieben werden soll, ist vorallem anhand der vorhandenen bzw. der erhebbaren Hydrologischen Kennziffern zu beleuchten. Oft zeigt sich, dass die unbekannten Bilanzierungskennziffern in einem ersten Schritt mit einem einfachen Bilanzierungsmodell besser gefunden werden können als mit einem komplizierten. Dies ist damit zu erklären, dass für differenziertere Modellvorstellungen in der Regel mehr Hydrologische Kennziffern benötigt werden, als zur Verfügung stehen bzw. beschafft werden können, und die Schätzungen der fehlenden Daten zu einem schlechten Gesamtresultat führen. Aus der Vielzahl der möglichen Lösungsverfahren gilt es dasjenige zu suchen, für das die Hydrologischen Kennziffern auch tatsächlich vorliegen oder mit Felduntersuchungen bestimmbar sind.

4.1.2 Einzellenmodell

Ein einfaches Bilanzierungsverfahren für den in F-D 4.1 dargestellten Bilanzierungskörper erlaubt das Einzellenmodell.

Fig. D 4.1 Schematisierung des Bilanzierungskörpers mit einem Einzellenmodell



Bilanz für einen Zeitpunkt

Die instationäre Bilanzierungsgleichung zum Zeitpunkt t lautet:

$$Q_1 + Q_N + Q_I + Q_R - Q_X - Q_E - Q_2 = Q_S = A \; S \left.\frac{\partial h}{\partial t}\right|_t \qquad (4.1)$$

Die Symbole sind in T-D 4.1 beschrieben und in F-D 4.1 dargestellt. Für die stationäre Bilanzierung gilt: $\partial h / \partial t = 0$
Es ist nicht einfach, den geeigneten Zeitpunkt t zu finden, bei dem für den ganzen Bilanzierungskörper stationäre Verhältnisse vorliegen (F-D 4.2). Die

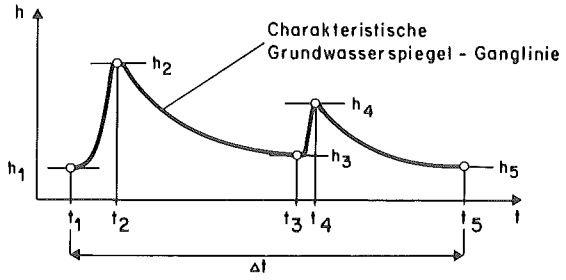
Ermittlung einer für den Körper charakteristischen Ganglinie (B - 15) vereinfacht diese Aufgabe wesentlich. Ausserdem sollten für den gewählten Zeitpunkt die Bilanzierungskennziffern möglichst genau bekannt sein. Sorgfältig geplante Messkampagnen sind deshalb unumgänglich. Bei den ersten Kampagnen sind tiefe Wasserstände hohen vorzuziehen. Sie dauern in der Regel länger an und können besser prognostiziert werden. Die Fehler an den Bilanzierungskennziffern sind aus messtechnischen Gründen dennoch oft relativ gross.

Bilanz für einen Zeitabschnitt

Die Bilanzierungen über Zeitabschnitte Δt sind fehlertheoretisch eher günstiger als für Zeitpunkte. Ueberdies kann ein ev. vorhandener, kleiner instationärer Anteil $Q_S = A\ S(h_5-h_1)/\ \Delta t$ vernachlässigt werden. Die Bilanzierungen erfordern aber Feldmessungen über mindestens den gewählten Zeitabschnitt, damit die Mittelwerte berechnet werden können; die stationäre Gleichung lautet:

$$\int_{\Delta t}(Q_1 + Q_N + Q_I + Q_R - Q_X - Q_E - Q_2)\ dt = 0 \qquad (4.2)$$

Fig. D 4.2 Charakteristische Grundwasserspiegel-Ganglinie eines Bilanzierungskörpers



Stationäre Strömungsverhältnisse für Zeitpunkte liegen vor, wenn

$$\left.\frac{\partial h}{\partial t}\right|_{t_2} = \left.\frac{\partial h}{\partial t}\right|_{t_3} = \left.\frac{\partial h}{\partial t}\right|_{t_4} = 0$$

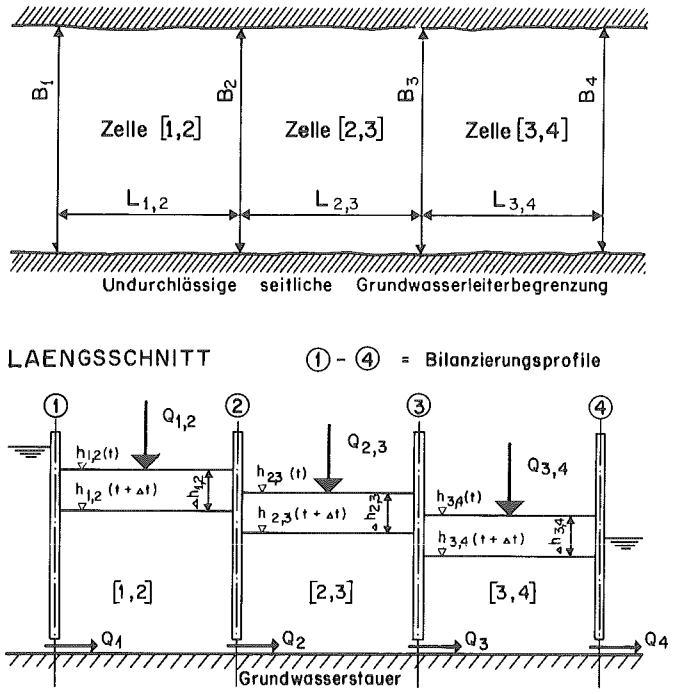
und für Zeitabschnitte, wenn $\Delta h = h_1-h_5 = 0$ ist.

4.1.3 Einfaches Mehrzellenmodell

Mehrzellenmodelle erlauben, den Bilanzierungskörper differenzierter zu betrachten. Die Anzahl Zellen, in die der Bilanzierungskörper eingeteilt wird, ist normalerweise kleiner als bei numerischen Methoden (Finite Differenzen, Finite Elemente). Analog zum Ein- wird im Mehrzellenmodell für jede Zelle eine Bilanzierungsgleichung aufgestellt. Zusätzlich ist jedoch den Flüssen in den gemeinsamen Bilanzierungsprofilen Rechnung zu tragen.
Vereinfachend werden die in F-D 4.3 dargestellten Zu- und Wegflüsse innerhalb einer Zelle mit $Q_{i,i+1}$ bezeichnet:

$$Q_{i,i+1} = Q_{N_{i,i+1}} + Q_{R_{i,i+1}} + Q_{I_{i,i+1}} - Q_{X_{i,i+1}} - Q_{E_{i,i+1}} \qquad (4.3)$$

Fig. D 4.3 Drei-Zellenmodell



Im Mehrzellenmodell werden die bekannten Hydrologischen Kennziffern normalerweise einzelnen Zellen zugeordnet. Um hingegen die Flüsse in den Bilanzierungsprofilen als Funktion der Potentiale $h_{i,i+1}$ berechnen zu können, muss die Transmissivität T_i in diesen Profilen bekannt sein. Sie kann gemäss (D 1) nach einem der folgenden Mittel näherungsweise berechnet werden:

$$T_i = \frac{T_{i,i+1} + T_{i+1,i+2}}{2} \qquad \text{arithmetisches Mittel} \qquad (4.4)$$

$$T_i = \frac{L_{i,i+1} + L_{i+1,i+2}}{\frac{L_{i,i+1}}{T_{i,i+1}} + \frac{L_{i+1,i+2}}{T_{i+1,i+2}}} \qquad \text{harmonisches Mittel} \qquad (4.5)$$

Das arithmetische Mittel ist anzuwenden für Mittelungen quer zur Strömungsrichtung, das harmonische in Strömungsrichtung. Die Durchflüsse lassen sich durch das Darcy-Gesetz ausdrücken:

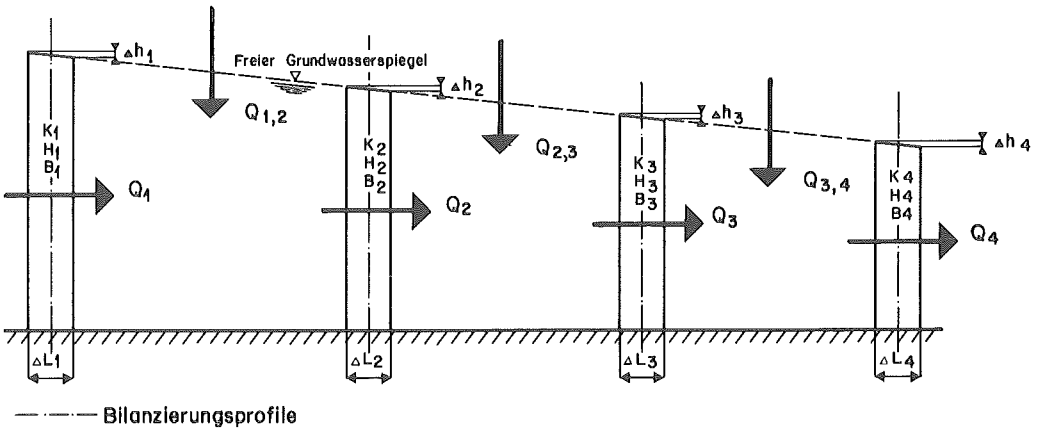
$$Q_i = 2T_i B_i \frac{h_{i,i+1} - h_{i+1,i+2}}{L_{i,i+1} + L_{i+1,i+2}} \qquad (4.6)$$

Das Problem, die Flüsse in den Bilanzierungsprofilen nach (4.6) zu berechnen,

liegt bei der Transmissivität und den Potentialen. Je inhomogener der Bilanzierungskörper innerhalb einer Zelle ist, desto schwieriger wird es sein, die massgebenden Profilwerte zu erhalten.

Wenn die Transmissivitäten der Bilanzierungsprofile besser bekannt sind als jene für die ganzen Zellen, wird es sinnvoller sein, ein Zellenmodell nach F-D 4.4 aufzubauen.

Fig. D 4.4 Mehrzellenmodell mit bekannter Transmissivität in den Bilanzierungsprofilen



K_1	Durchlässigkeit im Bilanzierungsprofil 1
H_1	Grundwassermächtigkeit im Bilanzierungsprofil 1
B_1	Grundwasserleiterbreite im Bilanzierungsprofil 1
Δh_1	Grundwasserspiegelgefälle über die Länge ΔL_1 im Bilanzierungsprofil 1
$\Delta Q_{1,2}$	Differenz der Flüsse zwischen Bilanzierungsprofil 1 und 2

Das DARCY-Gesetz (D 16) für die Durchflüsse Q_i lautet:

$$Q_i = B_i \, T_i \, \Delta h_i / \Delta L_i \qquad (4.7)$$

Problematisch ist bei dieser Berechnungsart von Q_i das Potentialgefälle $\Delta h_i / \Delta L_i$ welches im Bilanzierungsprofil sehr differenziert bekannt sein muss.

(4.6) und (4.7) lassen sich nur für die Bilanzierungsprofile innerhalb des Zellenmodelles aufstellen. Für die Randprofile werden unterschieden (D 1,14 u.a.):

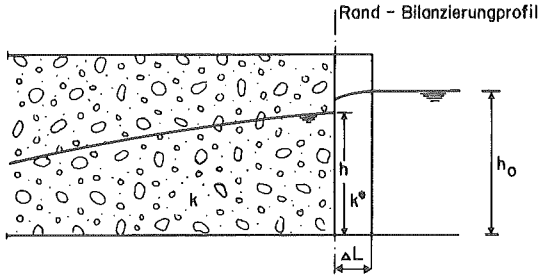
Randbedingung 1. Art. : (Dirichlet) in den Rand-Bilanzierungsprofilen ist h bekannt;

Randbedingung 2. Art. : (Neumann) in den Rand-Bilanzierungsprofilen ist der Fluss Q bekannt;

Randbedingung 3. Art : in den Rand-Bilanzierungsprofilen ist
(Cauchy)

$$h = h_o - k\ \Delta L/k^* \qquad \text{bekannt.}$$

Fig. D 4.5 Randbedingung 3. Art (CAUCHY)



Eine Randbedingung 3. Art liegt beispielsweise vor bei einem Oberflächengewässer mit teildichter Sohle. Die Zu- oder Wegflüsse werden nach dem sog. Leakage-Prinzip (D 1,30) ermittelt.

4.2 Lösungsverfahren

Die geschlossene Bilanzierung erlaubt, wie bei den Oberflächenwasserbilanzen, die Bilanzierungskennziffern in ein widerspruchfreies System einzuzwängen, zu überprüfen und zu verbessern, im Gegensatz zur offenen, wo die Bilanzierungsgleichungen nach einer Bilanzierungskennziffer oder einer Differenzmenge aufgelöst werden müssen und lediglich fehlertheoretische Betrachtungen angestellt werden können, ohne die Genauigkeit zu erhöhen.
Im folgenden werden einfache Lösungsverfahren für die geschlossene Bilanzierung gezeigt.

Wenn den Bilanzierungskennziffern keine systematischen und groben, sondern lediglich zufällige Fehler anhaften, lautet die Bilanzierungsgleichung:

$$Q_1 + \Delta Q_{1,2} - Q_2 = Q_S + w \qquad (4.8)$$

Die Aufgabe besteht nun, den Widerspruch w zu beseitigen. Dies kann z.B. entweder mit dem "Trial and Error"-Verfahren oder mit einer Ausgleichungsrechnung geschehen.

4.2.1 "Trial and Error"-Verfahren

Ein Parameter, z.B. der k-Wert des ersten Bilanzierungsprofils, wird innerhalb seines möglichen Ungenauigkeitsbereiches variiert bis aus der Bilanzierungsgleichung sein massgebender Wert für den kleinsten Widerspruch vorliegt. Anschliessend wird der nächste Parameter verändert usw. bis der Widerspruch beseitigt ist.

Oft steckt der Sachbearbeiter viel Erfahrung und auch Intuition in dieses Probierverfahren. Da der Lösungsweg nicht mit einem Algorithums formuliert werden kann, bleibt er im Normalfall nicht nachvollziehbar. Bei mehreren Zellen wird das Probierverfahren unübersichtlicher und auch fehleranfälliger.

4.2.2 Ausgleichungsrechnung

Eine Ausgleichung setzt voraus, dass überschüssige Beobachtungen vorliegen. Sind die Beobachtungen normalverteilt und basiert die Ausgleichungsrechnung auf der Methode der kleinsten Quadrate kommt den ausgeglichenen Werten maximale Wahrscheinlichkeit zu. Die Ausgleichungsrechnung wird vorzugsweise für diejenigen Bilanzierungskennziffern angewandt, die mengenmässig bedeutend sind. Oft sind es die Flüsse durch die Bilanzierungsprofile, welche mit dem Gesetz von DARCY bestimmt werden.

In einem Bilanzierungsgebiet mit n Bilanzierungsprofilen können für die n Durchflussmengen X_1, $X_2 \ldots X_n$ insgesamt u = 2n-1 Gleichungen aufgestellt werden; n Gleichungen liefert das DARCY-Gesetz und die n-1 Zellen liefern n-1 Bilanzierungsgleichungen.

$$
\begin{array}{lll}
(1) & X_1 = k_1 J_1 F_1 + v_1 & \text{Kraftgleichgewichtsgesetz resp.} \\
\vdots & \vdots & \text{DARCY-Gesetz} \\
(n) & X_n = k_n J_n F_n + v_n & \text{Massenerhaltungs-Gesetz} \\
 & & \downarrow
\end{array}
$$

$$
\begin{array}{ll}
(n+1) & X_2 - X_1 = Q_{I_{1,2}} + Q_{N_{1,2}} + Q_{R_{1,2}} - Q_{X_{1,2}} - Q_{E_{1,2}} - Q_{S_{1,2}} + v_{n+1} \\
\vdots & \vdots \\
(u) & X_n - X_{n-1} = Q_{I_{n-1,n}} + Q_{N_{n-1,n}} + Q_{R_{n-1,n}} - Q_{X_{n-1,n}} - Q_{E_{n-1,n}} - Q_{S_{n-1,n}} + v_u
\end{array}
\qquad (4.9)
$$

X	:	ausgeglichene Durchflussmengen (unbekannte Parameter)
k,J,F	:	beobachtete Parameter zur Bestimmung der Durchflussmenge nach DARCY
Q_I, Q_N, Q_R Q_X, Q_E, Q_S	:	aus beobachteten Parametern bestimmte Bilanzierungskennziffern
v	:	Verbesserungen an den fingierten Beobachtungen

Als fingierte Beobachtungen werden eingeführt:

$$Q_i = k_i J_i F_i$$

$$Q^*_{i,i+1} = Q_{I_{i,i+1}} + Q_{N_{i,i+1}} + Q_{R_{i,i+1}} - Q_{X_{i,i+1}} - Q_{E_{i,i+1}} - Q_{S_{i,i+1}}$$

Damit können die Gleichungen (4.9) übersichtlicher wie folgt dargestellt werden:

$$
\begin{array}{ll}
(1) & X_1 = Q_1 + v_1 \\
\vdots & \vdots \\
(n) & X_n = Q_n + v_n \\
 & \\
(n+1) & X_2 - X_1 = Q^*_{1,2} + v_{n+1} \\
\vdots & \vdots \\
(u) & X_n - X_{n-1} = Q^*_{n-1,n} + v_u
\end{array}
\qquad (4.10)
$$

Insgesamt sind im Gleichungssystem (4.10) u+n Unbekannte, nämlich n unbekannte Paramter (X_1, X_2,..., X_n) und u Verbesserungen (v_1, v_2, ..., v_n,..., v_u). Da jedoch nur u Gleichungen (1,2, ..., n, ..., u) vorliegen, ergibt sich ein Defizit von n Gleichungen. Die Methode der kleinsten Quadrate hebt diese Defizite auf, indem nach dem Minimumprinzip (4.11) zusätzlich n Gleichungen (4.12) formuliert werden können.

$$\text{Minimumprinzip} : [pvv] = p_1 v_1^2 + .. + p_n v_n^2 + .. + p_u v_u^2 = \min \qquad (4.11)$$

$$\text{Minimumbedingung:} \quad \partial[pvv] / \partial x_1 = 0 \qquad (4.12)$$

$$\vdots$$

$$\partial[pvv] / \partial x_n = 0$$

p_i : Gewichte der fingierten Beobachtungen

Zur Lösung von (4.12) wird vorerst (4.10) nach v aufgelöst:

$$\begin{array}{ll} (1) & v_1 = X_1 - Q_1 \\ \vdots & \vdots \\ (u) & v_u = X_n - X_{n-1} - Q^*_{n-1,n} \end{array} \qquad (4.13)$$

und mit $X_i = X_i^o + x_i$ folgt (4.14) wobei X_i^o ein in bestimmten Grenzen frei wählbarer Näherungswert und x_i ein unbekannter Zuschlag ist.

$$\begin{array}{lll} (1) & v_1 & = x_1 + \underbrace{(X_1^o - Q_1)}_{-f_1} \\ \vdots & \vdots & \\ (n) & v_n & = x_n + \underbrace{(X_n^o - Q_n)}_{-f_n} \end{array} \qquad (4.14)$$

$$\begin{array}{lll} (n+1) & v_{n+1} & = x_2 - x_1 + \underbrace{((X_2^o - X_1^o) - Q^*_{1,2})}_{-f_{n+1}} \\ \vdots & \vdots & \\ (u) & v_u & = x_n - x_{n-1} + \underbrace{((X_n^o - X_{n-1}^o) - Q^*_{n-1,n})}_{-f_u} \end{array}$$

In Matrizenform lässt sich (4.14) wie folgt schreiben:

$$\underline{v} = A\underline{x} - \underline{f} \qquad (4.15)$$

wobei

$$\underset{u.1}{\underline{v}} = \begin{bmatrix} v_1 \\ . \\ . \\ . \\ v_u \end{bmatrix}$$

$$\underset{u.n}{A} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ . & & & & & \\ . & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 1 \\ -1 & 1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ . & & & & & \\ . & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 1 \end{bmatrix}$$

$$\underset{n.1}{\underline{x}} = \begin{bmatrix} x_1 \\ . \\ . \\ x_n \end{bmatrix}$$

$$\underset{u.1}{\underline{f}} = \begin{bmatrix} (X_i^o - Q_1) \\ (X_n^o - Q_n) \\ ((X_2^o - X_1^o) - Q_{1,2}^*) \\ ((X_n^o - X_{n-1}^o) - Q_{n-1,n}^*) \end{bmatrix}$$

Schreibt man die Matrix A in allgemeiner Form:

$$\underset{u.n}{A} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & \dots & a_{1n} \\ a_{21} & & & & \\ . & & & & \\ . & & & & \\ a_{u1} & & & & a_{un} \end{bmatrix}$$

erhält man für die Minimumsbedingung (4.12) folgendes Gleichungssystem:

$$
\begin{aligned}
(1)\quad \frac{\partial(ppv)}{\partial x_1} &= 2p_1v_1\frac{\partial v_1}{\partial x_1} + 2p_2v_2\frac{\partial v_2}{\partial x_1} + \cdots 2p_uv_u\frac{\partial v_u}{\partial x_1} = 0\\
&= 2p_1v_1a_{11} + 2p_2v_2a_{21} + \cdots 2p_uv_ua_{u1} = 0\\
(2)\quad \frac{\partial(pvv)}{\partial x_2} &= 2p_1v_1a_{12} + 2p_2v_2a_{22} + \cdots 2p_uv_ua_{u2} = 0\\
&\vdots\\
(n)\quad \frac{\partial(pvv)}{\partial x_n} &= 2p_1v_1a_{1n} + 2p_2v_2a_{2n} + \cdots 2p_uv_ua_{un} = 0
\end{aligned}
\qquad (4.16)
$$

v nach (4.15) in (4.16) eingesetzt ergibt: (4.17)

$$
\begin{aligned}
&p_1a_{11}(a_{11}x_1+a_{12}x_2+\cdots+a_{1n}x_n-f_1)+\cdots+p_ua_{u1}(a_{u1}x_1+a_{u2}x_2+\cdots+a_{un}x_n-f_u) = 0\\
(1)\quad &= p_ia_{i1}a_{i1}\,x_1 + p_ia_{i1}a_{i2}\,x_2+\cdots+ p_ia_{i1}a_{in}\,x_n - p_ia_{i1}f_i = 0\\
&p_1a_{12}(a_{11}x_1+a_{12}x_2+\cdots+a_{1n}x_n-f_1)+\cdots+p_ua_{u2}(a_{u1}x_1+a_{u2}x_2+\cdots+a_{un}x_n-f_u) = 0\\
(2)\quad &= p_ia_{i2}a_{i1}\,x_1 + p_ia_{i2}a_{i2}\,x_2+\cdots+ p_ia_{i2}a_{in}\,x_n - p_ia_{i2}f_i = 0\\
&\vdots\\
&p_1a_{1n}(a_{11}x_1+a_{12}x_2+\cdots+a_{1n}x_n-f_1)+\cdots+p_ua_{un}(a_{u1}x_1+a_{u2}x_2+\cdots+a_{un}x_n-f_u) = 0\\
(n)\quad &= p_ia_{in}a_{i1}\,x_1 + p_ia_{in}a_{i2}\,x_2+\cdots+ p_ia_{in}a_{in}\,x_n - p_ia_{in}f_i = 0
\end{aligned}
$$

oder in Matrizen geschrieben mit A' als transponierte Matrix von A

$$A'PA\underline{x} - A'P\underline{f} = 0 \qquad (4.18)$$

wobei $P = \begin{bmatrix} p_1 & & & \\ & p_2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & p_u \end{bmatrix}$

Wird (4.18) nach $\underline{x}$ aufgelöst erhält man :

$$\underline{x} = (A'PA)^{-1}A'P\underline{f} \qquad (4.19)$$

Mit A, P und $\underline{f}$ lassen sich die unbekannten Zuschläge x_i über (4.19) und die Verbesserungen v_i nach (4.15) berechnen. Die mittleren Fehler a posteriori der ausgeglichenen Durchflussmengen $\bar{Q}_i$ und Differenzmengen $\bar{Q}^*_{i,i+1}$ ergeben sich nach (D 21) aus den Diagonalgliedern q_{qq} der Matrix $Q_{qq} = A\,(A'PA)^{-1}A'$. Es gelten dafür die folgenden Gleichungen:

$$Q_{qq} = \begin{bmatrix} q_{q_1q_1} & q_{q_1q_2} & \cdots & q_{q_1q_u} \\ q_{q_2q_1} & q_{q_2q_2} & & \\ \vdots & & q_{q_3q_3} & \\ & & & \\ q_{q_uq_1} & & & q_{q_uq_u} \end{bmatrix} \qquad (4.20)$$

$$m_{Q_1} = m_o\sqrt{q_{q_1q_1}} \qquad m_{Q^*_{1,2}} = m_o\sqrt{q_{q_{n+1}q_{n+1}}}$$

$$\vdots \qquad\qquad \vdots$$

$$m_{Q_n} = m_o\sqrt{q_{q_nq_n}} \qquad m_{Q^*_{n,n-1}} = m_o\sqrt{q_{q_uq_u}}$$

wobei m_o, der mittlere Fehler a posteriori der Gewichtseinheit, wie folgt berechnet wird:

$$m_o = \sqrt{pvv/(u-n)} \qquad (4.21)$$

4.3 Grundwasserbilanzen im Testgebiet

Im folgenden werden die wesentlichen Elemente dreier Grundwasserbilanzierungen zusammengestellt; zweier zeitpunktueller, für die (quasi-) stationären Strömungszustände vom 3. Oktober 1978, 6. August 1979 und einer instationären für die Jahre 1976 bis 1980. Auf diejenigen vom 3. Oktober 1978 und der Jahre 1976 bis 1980 wird hier detailliert eingetreten. Die Bilanzierungsergebnisse vom 6. August 1979 wurden bereits im Abschnitt 3 (F-D 3.5) gezeigt. In F-D 4.6 werden sie hier vorweg nochmals dargestellt, um dem beschriebenen Arbeitsvorgang besser zu folgen.

4.3.1 Bilanzierungskörper

Der Bilanzierungskörper des Testgebietes umfasst

- den Grundwasserleiter des Emmentals zwischen Oberburg und Gerlafingen
- die Grundwasserleiter in den Mündungsgebieten des Urtenen- und des Limpachtales.

Im Süden übernimmt er durch das Bilanzierungsprofil 12 (F-D 4.7) das Grundwasser aus dem Mittleren Emmental (B 6). Im Norden gibt er Grundwasser durch das Bilanzierungsprofil 20 (Querprofil 2 in D 25) ins Solothurnische Wasseramt ab. Das Grundwasser aus dem Urtenental fliesst durch den Bilanzierungsprofilabschnitt 15U in den Bilanzierungskörper. Kleine untergeordnete Bilanzierungsprofile liegen bei Oberburg, Burgdorf, Ziegelei und Lorraine, Fraubrunnen, Oeschberg. Die Grundwassermengen aus dem Limpachtal und aus dem Chrümelbachtal exfiltrieren in der Regel oberhalb der Mündungsgebiete. Deshalb wird der Bilanzierungskörper bei Bätterkinden und Willadingen durch eine (Grenz-) Stromlinie des Grundwassers abgeschlossen. Im übrigen folgt die seitliche Begrenzung des Bilanzierungsgebietes ungefähr den Talrändern des Haupttales. Der Grundwasserstauer besteht aus Molassemergeln und -sandsteinen, Moränen und Seeablagerungen.

Das Bilanzierungsgebiet wurde arbeitstechnisch in zwei Teilgebiete aufgeteilt.

Das Teilgebiet ① umfasst den Grundwasserleiterabschnitt von Oberburg bis Kirchberg und wird durch die Bilanzierungsprofile 12 und 15E abgegrenzt. Die mittlere Fliessstrecke in der Hauptströmungsrichtung beträgt rund 6 km, die mittlere Breite zwischen den seitlichen Begrenzungen 1.4km, die massgebende Grundwasserspiegelfläche rund 8 km^2 und die mittlere Grundwassermächtigkeit ca. 20m bei einem Maximum von 40m.

Das Teilgebiet ② erstreckt sich von Kirchberg bis Gerlafingen und wird begrenzt durch die beiden Bilanzierungsprofile 15 und 20. Das Grundwasser durchfliesst in der Hauptströmungsrichtung rund 11 km. Die mittlere Breite beträgt 5.5 km, die Grundwasserspiegelfläche rund 68 km^2. Die Grundwassermächtigkeit liegt im Mittel bei ca. 19m und beträgt maximal ca. 45m.

Der Unterschied zwischen den beiden Teilgebieten liegt weniger in der Form als in der Grösse. Während das Teilgebiet ① ein Lockergesteinsvolumen von rund 160 10^6 Kubikmeter aufweist, umfasst das Teilgebiet ② rund 1200 10^6 Kubikmeter.

Die Zuflussverhältnisse sind in den beiden Teilgebieten ähnlich, wobei im kleineren der direkten Grundwasserneubildung mengenmässig eine kleinere Bedeutung beigemessen werden muss.

Die Wegflussverhältnisse sind hingegen im Teilgebiet ① eindeutig einfacher zu erfassen als im Teilgebiet ② , da praktisch der gesamte Grundwasserstrom durch ein einziges Bilanzierungsprofil (15E) wegfliesst und nicht teilweise noch in mehreren Grundwasseraustritten bzw. Oberflächengewässern exfiltriert.

Fig. D 4.6 Bilanzierungsergebnisse für den 6. August 1979 im Testgebiet Emmental; Bilanzierungskennziffern in m^3/s

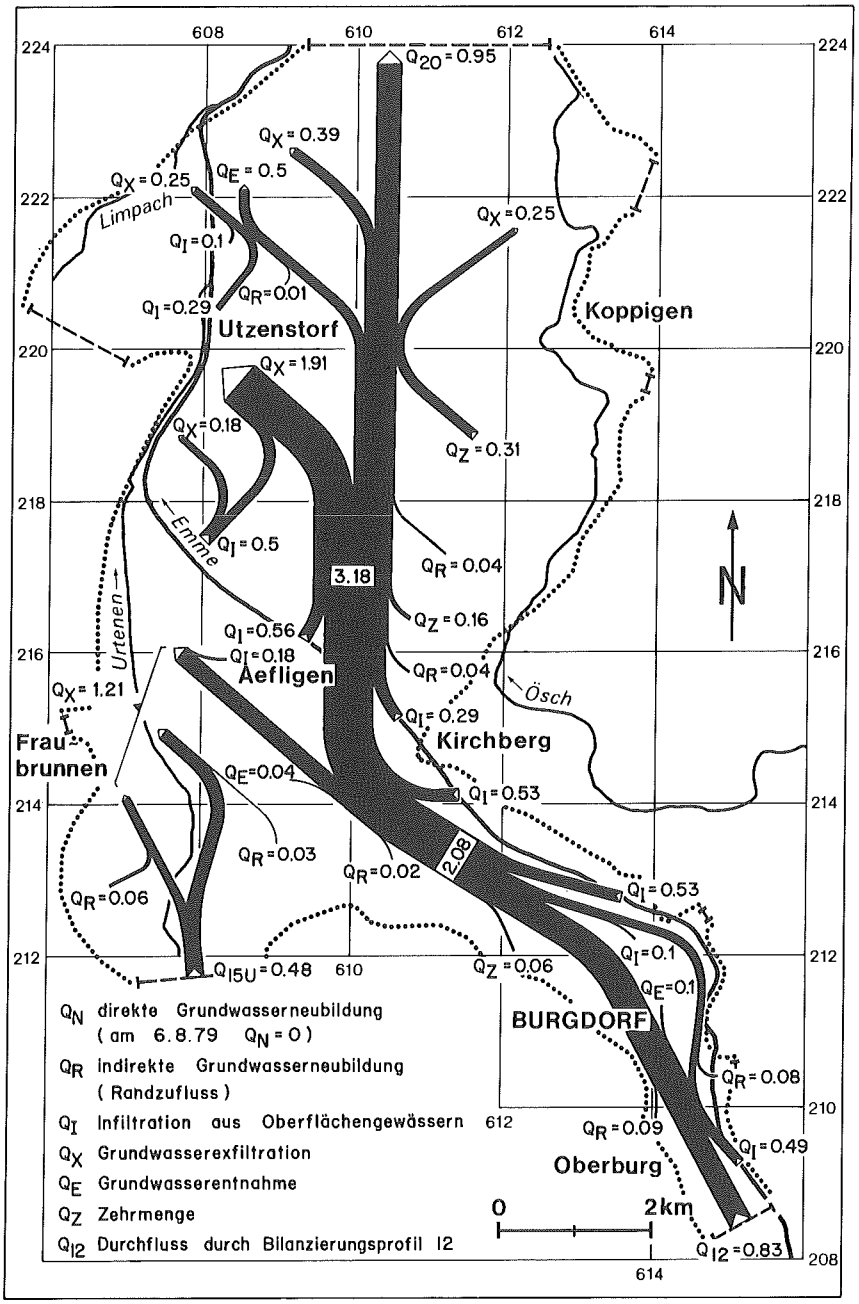
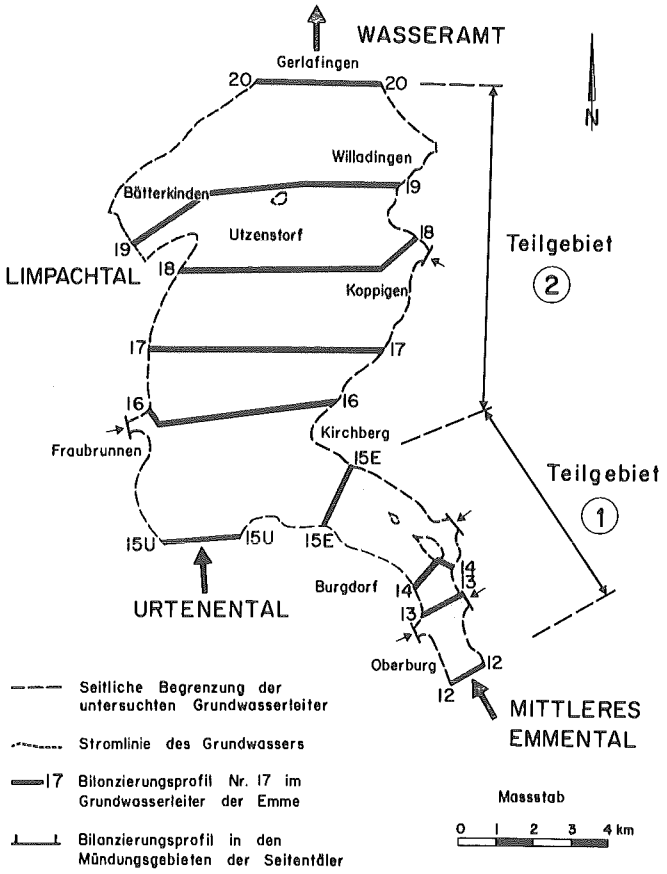


Fig. D 4.7 Bilanzierungskörper und -profile



4.3.2 Grundwasserbilanzierung vom 3. Oktober 1978

Diese Bilanzierung basiert im wesentlichen auf (B 5,6,7). Zwischen Langnau und Gerlafingen wurden u.a. 20 Querprofile mit zahlreichen Bohrungen erschlossen. Sie waren möglichst quer zur vermuteten Strömungsrichtung des Grundwassers angelegt worden und nach einigen Modifikationen als Bilanzierungsprofile geeignet. Damit war es möglich, die Felddaten optimal ins Bilanzierungsmodell zu übertragen.

Ein für das Testgebiet als massgebend erachteter Zeitpunkt war der 3. Oktober 1978. Er erwies sich bilanzierungstechnisch insofern als günstig, weil die Strömungsverhältnisse als durchschnittlich und (quasi-) stationär betrachtet werden konnten. An diesem Tag wurden alle wichtigen Messstellen an den Oberflächengewässern und im Grundwasserleiter beobachtet. Die Bilanzierungen in (B 7) erfolgten offen und nach dem "Trial and Error"-Verfahren. Auf Ausgleichungsrechnungen und umfassende Genauigkeitsanalysen musste verzichtet werden.

Als Beispiel einer geschlossenen Grundwasserbilanzierung mit Ausgleichungsrechnung (D-4.2.2) wird die Bilanz vom 3. Oktober 1978 für das Testgebiet

neu erarbeitet. Die Bilanzierungskennziffern wurden gemäss B überprüft, sofern notwendig korrigiert und auch ergänzt. Die Resultate werden in T-D 4.2 vorwegs gezeigt.

Tab. D 4.2 Beobachtete und ausgeglichene Durchfluss- bzw. Differenzmengen und ihre mittleren Fehler vom 3. Oktober 1978, Werte in m^3/s, nicht gerundet

BEOBACHTET					AUSGEGLICHEN					
Bilanzierungsprofil	Durchfluss Q	$\pm\sigma_Q$	Differenz Q^*	$\pm\sigma_{Q^*}$	Durchfluss $\bar{Q}$	$\pm m_Q$	$\pm m_{\bar{Q}}$	Differenz $\bar{Q}^*$	$\pm m_{Q^*}$	$\pm m_{\bar{Q}^*}$
12	0.878	0.26			0.894	0.139	0.089			
			0.316	0.12				0.319	0.064	0.060
13.	1.270	0.22			1.213	0.118	0.082			
			-0.044	0.05				-0.046	0.027	0.026
14	1.372	0.57			1.167	0.303	0.084			
			0.785	0.15				0.748	0.080	0.075
15	1.704	0.57			1.915	0.303	0.102			
			1.121	0.16				1.098	0.085	0.080
16	3.230	1.08			3.013	0.567	0.118			
			0.322	0.17				0.289	0.091	0.085
17	3.333	1.03			3.302	0.567	0.130			
			-0.951	0.28				-1.004	0.149	0.126
18	3.565	1.20			2.298	0.654	0.134			
			-0.045	0.12				-0.075	0.064	0.062
19	2.400	0.97			2.223	0.507	0.131			
			-1.200	0.22				-1.306	0.118	0.105
20	0.790	0.24			0.917	0.128	0.112			

Für die Ausgleichungsrechnung müssen die Bilanzierungskennziffern gewichtet werden. Dazu dienen die mittleren Fehler a priori σ, welche aufgrund von Genauigkeitsüberlegungen mit den entsprechenden Beobachtungen bzw. Hydrologischen Kennziffern ermittelt wurden. Nötigenfalls können für σ, die Fehler an den Einzelwerten berücksichtigt werden. Für den Fluss durch die Bilanzierungsprofile berechnet nach DARCY folgt mit dem Fehlerfortpflanzungsgesetz von GAUSS:

$$\sigma_Q = \sqrt{(J\,F)^2\,\sigma_k^2 + (k\,F)^2\,\sigma_J^2 + (k\,J)^2\,\sigma_F^2}$$

Die Genauigkeitsuntersuchungen für k, J, F in den Bilanzierungsprofilen 12 bis 20 führten zu folgenden prozentualen Fehlern:

$\sigma_k = \pm$ 20% der bestimmten Durchlässigkeitsbeiwerte k,

$\sigma_J = \pm$ 5% des gemessenen Spiegelgefälles J,

$\sigma_F = \pm$ 5% der ermittelten Durchflussfläche F.

Für das Bilanzierungsprofil 12 berechnet sich aus den Hydrologischen Kennziffern:

$k = 6\ 10^{-3}$ m/s $\pm$ 20%

$J = 5.5\ 10^{-3}$ m/s $\pm$ 5%

$F = 26600\ m^2$ $\pm$ 5%

die Durchflussmenge Q_{12} = 0.878 m^3/s

mit dem mittleren Fehler a priori $\sigma_{Q_{12}}$ = $\pm$ 0.260 m^3/s.

Analog lassen sich die mittleren Fehler a priori für die Differenzmengen Q* bestimmen. Für einzelne Bilanzierungskennziffern können sie dem Streubereich der Messreihen gleichgesetzt werden.

σ_{Q_N} = $\pm$ 15% der berechneten direkten Grundwasserneubildung Q_N

σ_{Q_R} = $\pm$ 50% des berechneten unterirdischen Randzuflusses Q_R

σ_{Q_I} = $\pm$ 20% der ermittelten Infiltrationsmengen Q_I

σ_{Q_X} = $\pm$ 15% der ermittelten Exfiltrationsmengen Q_X

σ_{Q_I}, σ_{Q_X} = $\pm$ 50% der geschätzten Infiltrationsmengen Q_I bzw. Exfiltrationsmengen Q_X (Seitenbäche und Kanäle)

σ_{Q_E} = $\pm$ 20% der erhobenen Entnahmemenge Q_E

σ_{Q_S} = $\pm$ 50% der berechneten Speicher- bzw. Zehrmengen.

Zwischen den Bilanzierungsprofilen 12 und 13 ergibt sich

$Q^*_{12,13}$ = 0.+0.120+0.200+0.+0.-0.015+0.011 = 0.316 m^3/s

und ein mittlerer Fehler a priori σ_{Q^*} = $\pm$ 0.12 m^3/s.

Die Gewichte p_i berechnen sich mit der Gewichtsdefinition

$$P_i = \frac{\pm \sigma_o^2}{\pm \sigma_i^2}$$

wobei σ_0 eine beliebig wählbare Konstante ist (mittlerer Fehler der Gewichtseinheit) und im vorliegenden Beispiel mit $\pm$ 0.3 m^3/s angenommen wurde. Daraus ergibt sich folgende Gewichts-Diagonalmatrix P:

$$P = \begin{bmatrix} 1.33 & & & & & & & & & & & \\ & 1.86 & & & & & & & & & & \\ & & 0.28 & & & & & & & & & \\ & & & 0.28 & & & & & & & & \\ & & & & 0.08 & & & & & & & \\ & & & & & 0.08 & & & & & & \\ & & & & & & 0.06 & & & & & \\ & & & & & & & 0.10 & & & & \\ & & & & & & & & 1.56 & & & \\ & & & & & & & & & 6.25 & & \\ & & & & & & & & & & 36.00 & \\ & & & & & & & & & & & 4.00 \\ & & & & & & & & & & & \\ & & & & & & & & & & & \\ & & & & & & & & & & & \\ & & & & & & & & & & & \\ & & & & & & & & & & & \end{bmatrix}$$

wobei beispielsweise $p_1 = 0.3^2/0.26^2 = 1.33$

$p_{10} = 0.3^2/0.12^2 = 6.25$

Die A-Matrix gemäss (4.14) hat u = 17 Zeilen und n = 9 Kolonnen.

Die Differenzen zwischen den genäherten und den beobachteten Flüssen ergeben den Vektor:

$\underline{f}'$=[0,0,0,0,0,0,0,0,0,-0.076,-0.146,0.453,-0.405,0.219,-1.183,1.120,0.410]

Um die f-Werte in (4.14) zu berechnen, werden die Näherungswerte X° den mit dem DARCY-Gesetz bestimmten Flüssen Q durch die Bilanzierungsprofile gleichgesetzt. Damit sind die ersten 9 Komponenten des Vektors f Null, 10 bis 17 lassen sich wie folgt berechnen:

$f_{10} = Q^*_{12,13}-(Q_{13}-Q_{12}) = 0.316 - (1.270-0.878) = -0.076\ m^3/s$

(4.17) führt zu den Zuschlägen x_1 bis x_9, welche addiert zu den genäherten Flüssen X°, die ausgeglichenen Flüsse durch die Bilanzierungsprofile 12 bis 20 ergeben. Die Differenzmengen entsprechen den ausgeglichenen $\overline{Q^*}$. Die mittleren Fehler m für Q und Q* lassen sich aus (4.20) bis (4.21) berechnen.

Das Verhältnis σ^2_0/m^2_0 beträgt 0.28 und besagt, dass kein Grund besteht, die der Ausgleichungsrechnung zugrunde gelegten Annahmen zu verwerfen. Der Genauigkeitsgewinn der ausgeglichenen gegenüber den beobachteten Bilanzierungskennziffern geht aus dem Vergleich von m_Q zu $m_{\overline{Q}}$ bzw. m_{Q^*} zu $m_{\overline{Q}^*}$ hervor und liegt zwischen 12 bis 75% für die Durchflüsse und 5 bis 15% für ihre Differenzen. Die Ausgleichungsrechnung verbessert somit die Bilanzierungskennziffern wesentlich und bestätigt die angenommenen Genauigkeiten der Hydrologischen Kennziffern.

Die ausgeglichene Bilanz zeigt, dass die in (B 7) mit dem "Trial and Error"-Verfahren erstellte, mengenmässig die Strömungsverhältnisse gut erfasste und auf soliden Grundlagen beruhte.

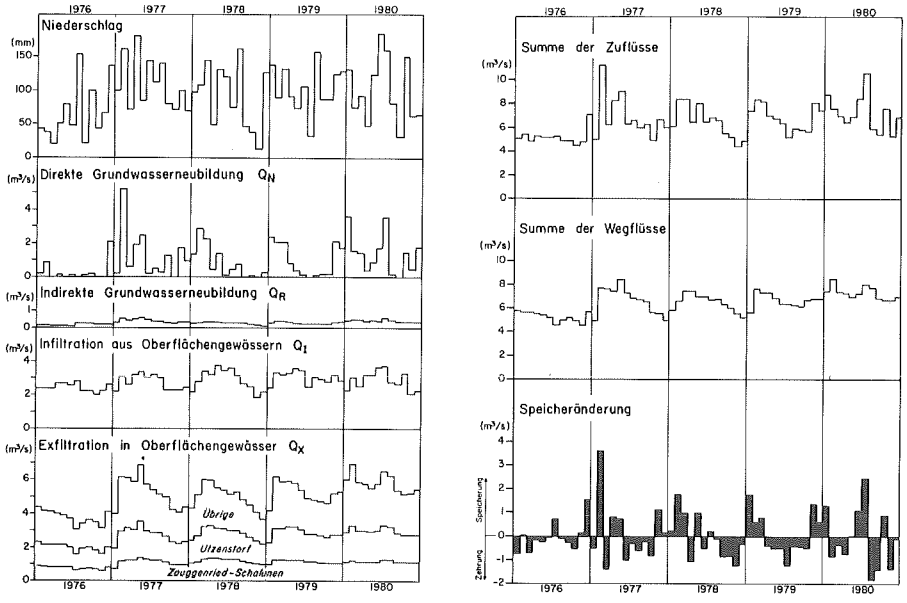
Die Ausgleichungsrechnungen ergeben: Es war richtig, den Untersuchungsaufwand auf einige Bilanzierungsprofile zu konzentrieren und nicht auf mehrere zu verteilen. Mehr Bilanzierungsprofile hätten die Ergebnisse nicht verbessert. Es war richtig, die mengenmässig bedeutendsten Bilanzierungskennziffern, wie In- und Exfiltrationsmengen fundiert zu erheben. Bereits zu Beginn der Feldarbeiten kann abgeschätzt werden, wie genau die einzelnen Bilanzierungskennziffern zu erheben sind. Die frühzeitige Fehlerbetrachtung zeigt, für welche Bilanzierungskennziffern sich umfassende Felduntersuchungen lohnen, wo einfachere und weniger kostspielige Arbeiten möglich und wo allenfalls Schätzungen zulässig sind.

4.3.3 Instationäre Monatsbilanzen der Jahre 1976 bis 1980

In diesem Abschnitt werden die Resultate der instationären Bilanzierung der Monatsmittel für das Teilgebiet ② während der Untersuchungsperiode 1976 bis 1980 gezeigt und diskutiert. Die veränderlichen Bilanzierungskennziffern

wurden nach den in B beschriebenen Verfahren bestimmt. F-D 4.8 zeigt links die Monatsmittel für Q_N, Q_R, Q_I und Q_X zwischen den Bilanzierungsprofilen 15 (Kirchberg) und 20 (Gerlafingen).

Fig. D 4.8 Bilanzierungskennziffern für das Teilgebiet ② Monatsmittel 1976 bis 1980



Die monatlichen Mittelwerte gleichen kurzfristige Extremwerte aus und lassen sie lediglich in geglätteter Form erscheinen. Dies gilt insbesondere für die Grundwasserneubildung Q_N nach starken Niederschlägen und kurzfristiger Schneeschmelze. Auch bei den Infiltrationsmengen aus den Oberflächengewässern Q_I werden die Spitzenwerte gebrochen.

Andererseits zeigen die Monatsmittel sehr schön die jahreszeitlichen Schwankungszyklen. Während der Wintermonate ist beispielsweise deutlich zu erkennen, dass Q_X, vor allem infolge Q_N, ansteigt und vom März/April bis November/Dezember abnimmt, wenn nicht das steigende Q_I, insbesondere der Emme, in den Sommermonaten den Rückgang mehr oder weniger unterbricht. Der jahreszeitliche Verlauf von Q_R ist ähnlich wie von Q_X. Q_R spielt hingegen mengenmässig eine untergeordnete Rolle.

Nicht dargestellt sind in F-D 4.8 die Flüsse durch die Bilanzierungsprofile 15 und 20, weil diese mit 2.3 bis 2.7 m^3/s im Zuflussprofil 15 und mit 0.95 bis 1.05 m^3/s im Wegflussprofil 20 wenig variieren. Sie wurden mit zeitlich veränderlichen Durchflussflächen anhand von Schreibpegelaufzeichnungen, unveränderlichen Grundwasserspiegelgefällen und Durchlässigkeitsbeiwerten berechnet.

Die Bilanzierung berücksichtigt die durchschnittliche Grundwasserentnahme des Jahres 1978 von 0.54 m^3/s. Die Menge lässt sich zeitlich nicht aufschlüsseln. Der grösste Teil wird im Raume Wiler-Gerlafingen als Brauchwas-

ser genutzt und steht in enger Beziehung mit den Grundwasserexfiltrationen. Abweichungen von den Durchschnittswerten werden mit den entsprechenden Exfiltrationsmengen teilweise ausgeglichen. Ein grosser Fehler aus dieser Approximation entsteht demzufolge nicht.

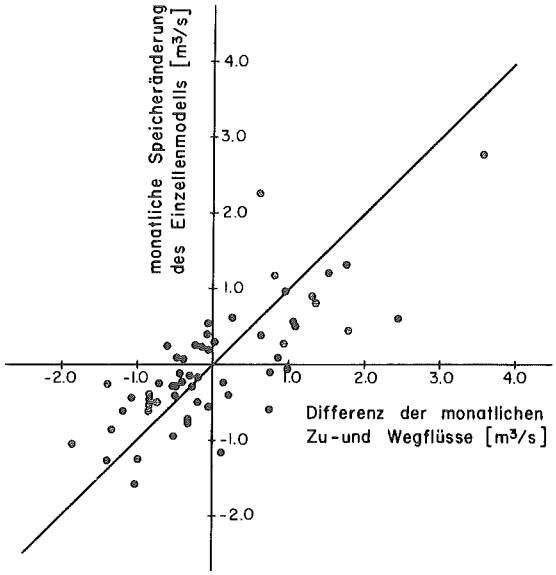
F-D 4.8 zeigt rechts die Summe der mittleren monatlichen Zu- und Wegflüsse sowie als Differenzmenge die Speicheränderungen im Grundwasserleiter. Die monatlichen Zuflüsse variieren in den fünf untersuchten Jahren zwischen 4.5 m^3/s und 11.3 m^3/s bei einem Mittelwert von 6.5 m^3/s. Die monatlichen Schwankungen der Wegflüsse sind, bedingt durch die Speicherwirkung des Grundwasserleiters, augenscheinlich ausgeglichener und kleiner. Während der kleinste Monatswert bei 4.5 m^3/s liegt, beträgt der grösste 8.5 m^3/s.

Die Speicheränderungen sind für 24 der 60 dargestellten Monate positiv, der Grundwasserleiter füllt sich, Grundwasser wird gespeichert. Für 36 Monate sind sie negativ, der Speicher entleert sich. Da die Zu- und Wegflussmengen über die fünf Jahre betrachtet, praktisch gleich gross sind, kann geschlossen werden, dass im Teilgebiet ② der Auffüllvorgang durchschnittlich rund anderthalbmal so rasch verläuft wie der Entleerungsvorgang. Dies bestätigt sich auch mengenmässig. Während die Zehrungen einen durchschnittlichen Monatswert von 0.65 m^3/s und einen grössten von 1.4 m^3/s erreicht, liegen sie für die Auffüllungen bei 1.0 m^3/s bzw. 3.6 m^3/s.

Mit den monatlichen Grundwasserspiegeländerungen und den Speicherkoeffizienten können die Speicheränderungen ebenfalls berechnet werden. Beide Berechnungsmethoden sind unabhängig voneinander und erlauben die Resultate miteinander zu vergleichen und gegenseitig zu kontrollieren. Da die Spiegeländerungen und die Speicherkoeffizienten orts- und zeitabhängig sind, werden die entsprechenden Speicheränderungen exakt am sinnvollsten mit dem Grundwassermodell berechnet.
Hier wird vereinfachend diese Berechnung mit einem Einzellenmodell durchgeführt. Von der zentral gelegenen Grundwassermessstelle (610.219/21) wird angenommen, dass sie die charakteristische Ganglinie des Einzellenmodells liefert und der Speicherkoeffizient wird als konstant vorausgesetzt zu 7.6% (B-18.4.4). Die damit berechneten Speicheränderungen werden in F-D 4.9 mit denjenigen aus F-D 4.8 verglichen.

Die Unterschiede der beiden Berechnungsmethoden sind darauf zurückzuführen, dass einerseits die Modellvorstellungen nicht genügend genau der Natur entsprechen und dass anderseits die Messwerte mit Fehlern behaftet sind. Nimmt man an, dass keine systematischen Fehler vorliegen und beide Berechnungsmethoden ungefähr gleich genau sind, ergibt sich ein mittlerer Fehler der monatlichen Speicheränderungen von ± 0.45 m^3/s. Wenn die Zu- und Wegflüsse gleich genau ermittelt worden sind, ist demzufolge ihr mittlerer Fehler kleiner als ± 0.32 m^3/s. Verglichen mit der Summe der durchschnittlichen Zu- bzw. Wegflüsse von rund 6.5 m^3/s beträgt dieser Fehler bereits weniger als 5%. Auf eine Ausgleichung der Bilanzen, wie dies beispielsweise beim österreichischen Neunkirchner Schotterkegel mit einem Grundwasserspeichermodell (D 4) gemacht wurde, wird deshalb verzichtet.

Fig. D 4.9 Stochastischer Zusammenhang zwischen den monatlichen Speicheränderungen des Einzellenmodells und den Differenzen der monatlichen Zu- und Wegflüsse ($r = 0.78$; $m = \pm 0.45$ m³/s)



Langfristig betrachtet, d.h. über die fünf untersuchten Jahre 1976 bis 1980, sind die Speicher- und Zehrmengen im beschriebenen Teilgebiet erwiesenermassen praktisch gleich gross ($Q_S = -0.01$ m³/s). Die Differenz dieser beiden Mengen ist demzufolge mit Sicherheit ungefähr gleich Null. Der Inhalt des Speichers (oder das Grundwasservolumen) ist mit anderen Worten in diesen fünf Jahren nicht verändert worden. Bei den aufgezeichneten Grundwasserspiegeln ist kein langfristiger Trend festgestellt worden.

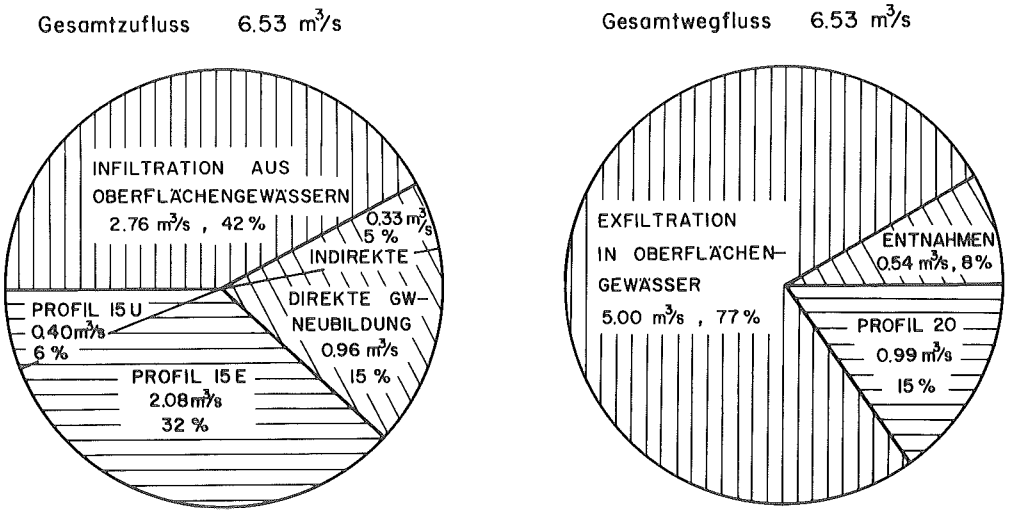
Die durchschnittlichen Zuflüsse ins Teilgebiet ② lassen sich abschliessend wie folgt aufgliedern (F-D 4.10):

- direkte Grundwasserneubildung $Q_N = 15\%$
- Infiltration aus Oberflächengewässern $Q_I = 42\%$
- indirekte Grundwasserneubildung $Q_R = 5\%$
- Profil 15E (Teilgebiet ①) $Q_{15E} = 32\%$
- Profil 15U (Urtenental) $Q_{15U} = 6\%$

Die durchschnittlichen Wegflüsse setzen sich wie folgt zusammen:

- Grundwasserexfiltration in Oberflächengewässer und Grundwasseraustritte $Q_X = 77\%$
- Profil 20 (Wasseramt) $Q_{20} = 15\%$
- Grundwasserentnahmen $Q_E = 8\%$

Fig. D 4.10 Durchschnittliche Grundwasserzu- und Wegflüsse im Teilgebiet ② der Jahre 1976 bis 1980



Die instationäre Bilanz darf für diese mittel- bis langfristigen Zeitabschnitte als sehr befriedigend bezeichnet werden.

Kapitel 5: HYDROLOGISCHE BILANZIERUNG

Die hydrologische Bilanz gibt einen generellen aber wesentlichen Einblick in die quantitativen Zusammenhänge innerhalb des Wasserhaushaltes eines Gebietes. Sie bildet die Grundlage für viele wasserwirtschaftliche Aufgaben.

Die hydrologische Bilanzierung ist eng mit der Oberflächen- und der Grundwasserbilanzierung verknüpft. Sie erlaubt einerseits, einzelne Bilanzierungsgrössen zu verifizieren, anderseits ermöglicht sie, die Bilanzierungskennziffern in den Rahmen des gesamten Wasserhaushaltes zu stellen.

Allerdings setzt dies ein umfassendes und hydrologisch richtig plaziertes Messstellenetz voraus, damit die Wasserhaushaltsgleichung als geschlossene Bilanzierung ohne unbekannte Parameter aufgelöst werden kann und Bilanzierungsfehler resp. -widersprüche erkennbar sind.

5.1 Wasserhaushaltsgleichung

Die Bilanzierungsgleichung wird für die hydrologische Bilanzierung als Wasserhaushaltsgleichung bezeichnet. Für ein geschlossenes, hydrologisches Einzugsgebiet hat sie die allgemeine Form:

$$N - V - A - R = 0 \qquad (5.1)$$

N = Gebietsniederschlag
V = Gebietsverdunstung
A = Gesamtabfluss
R = Rücklage oder Aufbrauch in Form von Schnee, Bodenfeuchte, Grundwasser

Die üblichen Dimensionen sind mm Wassersäule pro Zeiteinheit, als Mittelwert bezogen auf die Fläche des betrachteten Gebietes.
Die Zeiteinheit ist gross zu wählen, damit instationäre Einflüsse auf die Strömungsvorgänge vernachlässigt werden können. Nach DYCK (D 20) gilt im allgemeinen ein Monat als untere Grenze, jedoch sind bei kleinen Flächen auch kürzere Zeitabschnitte zulässig.

Damit die Grundwasser- und die oberirdischen Abflüsse spezifiziert werden können, wird der Gesamtabfluss A aufgeteilt.

$$A = A_o + A_u \pm E_o \pm E_u \qquad (5.2)$$

A_o = oberirdischer Abfluss in Vorflutern
A_u = unterirdischer Abfluss, Grundwasserabfluss
E_o = künstliche Umleitung von Oberflächenwasser
E_u = künstliche Umleitung von Grundwasser (z.B. Trink- und Brauchwasserexport)

Der oberirdische Abfluss umfasst auch das exfiltrierte Grundwasser und entspricht demzufolge denjenigen Wassermengen, welche mit Abflussmessungen erfasst werden können. Der unterirdische Abfluss ergibt sich aus der Grundwasserbilanz. Als vernachlässigbar klein wird der Austausch zwischen Terrainoberfläche und Grundwasserspiegel über das hydrologische Einzugsgebiet hinaus betrachtet.

Die Problematik der hydrologischen Bilanzierung liegt bei ihrer Genauigkeit. Die einzelnen Waserhaushaltsgrössen und ihre Uebertragung auf die Gebietsfläche ergeben viele Unsicherheiten und Fehlerquellen. Die zufälligen Messfehler können über die Mittelwerte möglichst langer Messreihen massgebend reduziert werden. Problematischer sind die systematischen Fehler. Sie lassen sich nicht ohne weiteres erkennen, vor allem nicht, wenn eine Wasserhaushaltsgrösse durch Feldmessungen unbelegt bleibt und als Restgrösse berechnet wird.

Für eine befriedigende Genauigkeit sollten die einzelnen Wasserhaushaltsgrössen unabhängig von der Wasserhaushaltsgleichung bestimmt und über die geschlossene Bilanzierung ausgeglichen und verbessert werden. Mindestens muss die Wasserhaushaltsgleichung mit den unabhängig von ihr bestimmten Wasserhaushaltsgrössen nach dem Widerspruch, welcher fehlertheoretisch zu analysieren ist, aufgelöst werden.

Insbesondere die Gebietsverdunstung, welche bis heute für die schweizerischen Verhältnisse grösstenteils aus Differenzberechnungen zwischen Niederschlag und Abfluss berechnet wurde, muss speziell ermittelt werden. Nach SCHAEDLER (B 65) könnte dies nach der Wärmehaushaltsmethode weitgehend geschehen.

Dazu müssten die notwendigen Parameter in Klimastationen ermittelt und auf die zu bilanzierenden Einzugsgebiete übertragen werden können. Bestrebungen in diesem Sinne sind aus der Sicht der Hydrogeologie zu unterstützen (B 48,D 33).

Zusätzlich ist auch der Gebietsniederschlag fehlertheoretisch zu analysieren. Ein wesentlicher Schritt dazu wurde von SEVRUK (B 74) mit der Untersuchung des systematischen Messfehlers der Hellmann-Regenmesser im Sommerhalbjahr getan (B-6.1).

5.2 Hydrologische Bilanzen im Einzugsgebiet Unteres Emmental

Im Rahmen unserer Arbeiten wurden hydrologische Bilanzen bisher herangezogen, um grundlegende Erkenntnisse über die direkte und die indirekte Grundwasserneubildung zu erhalten (B 9).

Hier werden vorerst hydrologische Bilanzen für die seitlich ans Testgebiet angrenzenden Einzugsgebiete Luterbach, Urtenen, Limpach, Oesch gezeigt. Anschliessend werden die Abflusswerte für die Bilanzierungsprofile Emme, Burgdorf und Wiler, zusammengestellt und mit den Resultaten der hydrologischen Bilanzen für das Testgebiet, welche hier nicht im Detail aufgeführt sind, verglichen.

Am Schluss wird das Einzugsgebiet Unteres Emmental einerseits als Einheit, anderseits über die ermittelten Abflussspenden der seitlichen Einzugsgebiete und des Testgebietes hydrologisch bilanziert. Die Einzugsgebiete wurden, von den Abflussmessstationen aus, aufgrund der Topographie und der Strömungsverhältnisse im Grundwasser abgegrenzt.

Die Bestimmung der Wasserhaushaltsgrössen basiert auf den in B beschriebenen Verfahren, wobei

- der Gebietsniederschlag mit Hilfe der Thiessen-Polygone und den Jahresniederschlagshöhen der SMA-Niederschlagsmessstationen ermittelt wurde;
- die Gebietsverdunstung aufgrund der modifizierten Methode nach HAUDE und RENGER berechnet wurde, mit gleichgrossen Werten für das Testgebiet, die Einzugsgebiete der Urtenen, des Limpaches und mit um 80 mm/a erhöhten Werten für die stärker bewaldeten Gebiete der Oesch und des Luterbaches;
- die oberirdischen Abflüsse den durchschnittlichen Jahresabflüssen der Abflussmessstationen entsprechen;
- die unterirdischen Abflüsse und Ableitungen, die In- und Exfiltrationsmengen aus der Grundwasserbilanzierung resp. aus direkten Messungen hervorgehen;
- die Rücklage und der Aufbrauch aus den Schmelzwerten der Schneehöhen, aus den Differenzen der Grund- und Oberflächenwasserspiegel und nach dem modifizierten Einzellinearspeicher-Verfahren abgeschätzt wurden.

Die hydrologischen Bilanzen werden im folgenden für die Jahre 1976 bis 1980 jahresweise und für den fünfjährigen Bilanzierungszeitraum angegeben (Be 3). Ebenfalls ersichtlich sind die sich ergebenden Widersprüche w.

Die Daten werden angelehnt an das Verzeichnis der hydrologischen Untersuchungsgebiete der Landeshydrologie (B 46) dargestellt. Sie geben dem Fachmann wertvolle hydrologische Hinweise, erlauben einzelne Bilanzierungskennziffern zu verifizieren und die Wasserhaushaltsgrössen miteinander zu vergleichen. Sie weisen aber auch auf die noch vorhandenen Schwachstellen im hydrologischen Messwesen hin.

5.2.1 Luterbach

Flussgebiet	:	Emme
Koordinaten	:	614.020/209.730
Geographische Koordinaten	:	7°37'26"/47°02'22"
Einzugsgebiet	:	34 km^2
Höchster Punkt	:	956 m ü. M
Tiefster Punkt	:	546 m ü. M
Mittlere Höhe	:	698 m ü. M
Anteil Gletscher	:	0%
Anteil Seen	:	0%
Anteil Wald	:	58%
Ausrüstung des Gebietes	:	vgl. Be 1 und (B 7, 12)
Zweck des Gebietes	:	Beschaffen von Grundlagen für die siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern

Fig.D 5.1 Einzugsgebiet des Luterbaches

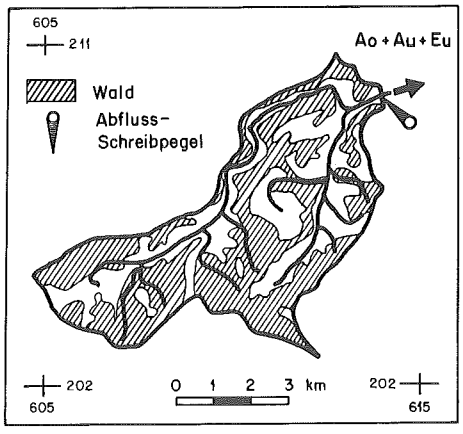
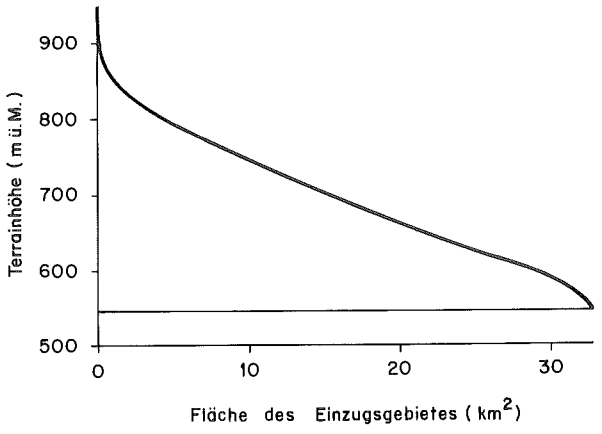


Fig.D 5.2 Hypsographisches Diagramm



Angaben über Niederschläge

- Gebietsniederschlag: Durchschnittliche Jahressummen in mm

Jahr / Periode	1976	1977	1978	1979	1980	1976 - 1980
Durchschnitt	738	1211	1036	1147	1148	1056

- Verwendete Niederschlagsmessstationen im Gebiet:
  Keine Messstation vorhanden

- Ausserhalb des Gebietes:
  Bern, Burgdorf

Angaben über Abflüsse

- Name der Abflussmessstation: Luterbach, Oberburg, Dorf
- Stationshöhe : 547.59 m ü. M
- Messbeginn : 13.01.1969
- Abfluss : beeinflusst
- Durchschnittliche Jahresabflussmengen:

Jahr/Periode	Luterbach Q_{A_o} m^3/s	Grund-wasser Q_{A_u} m^3/s	Quell-[1] wasser Q_{E_u} m^3/s	Total Q_A m^3/s	Total q_A $l/s\ km^2$	Total A mm
1976	0.17	0.05	0.02	0.24	7.1	223
1977	0.36	0.06	0.03	0.45	13.2	417
1978	0.40	0.06	0.03	0.49	14.4	454
1979	0.42	0.06	0.03	0.51	15.0	473
1980	0.44	0.06	0.03	0.53	15.6	493
1976-80	0.36	0.06	0.03	0.45	13.2	412

1) Wasserversorgung der Stadt Burgdorf

Angaben zur hydrologischen Bilanz

Jahr / Periode	N mm	V mm	A mm	ΔR mm	w mm
1976	738	644	223	52	-181
1977	1211	610	417	47	137
1978	1036	631	454	-92	43
1979	1147	614	473	107	- 47
1980	1148	563	493	-30	122
1976-1980	1056	612	412	17	15

Kommentar Als Mangel muss das Fehlen von Niederschlagsmessstationen bezeichnet werden.

Im Jahr 1976, bei extrem geringen Niederschlägen, ist der Widerspruch am grössten. Möglicherweise wurde u.a. die Rücklage nicht richtig erfasst. Die hydrologische Bilanz weist auch in den Jahren 1977 und 1980 einen grossen Widerspruch auf. Das fünfjährige Mittel ist jedoch praktisch widerspruchsfrei. Der mittlere unterirdische Wegfluss in den Grundwasser-Bilanzierungskörper des Testgebietes (A_u ca. 55mm) darf damit als relativ gut gesichert betrachtet werden.

5.2.2 Urtenen

Flussgebiet	:	Emme
Koordinaten	:	607.300/212.400
Geographische Koordinaten	:	7°32'08"/47°03'49"
Einzugsgebiet	:	96 km^2
Höchster Punkt	:	947 m ü. M
Tiefster Punkt	:	480 m ü. M
Mittlere Höhe	:	557 m ü. M
Anteil Gletscher	:	0 %
Anteil Seen	:	0.01%
Anteil Wald	:	33 %
Ausrüstung des Gebietes	:	vgl. Be 1 und (B 7,12)
Zweck des Gebietes	:	Beschaffen von Grundlagen für die siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern

Fig. D 5.3 Einzugsgebiet der Urtenen

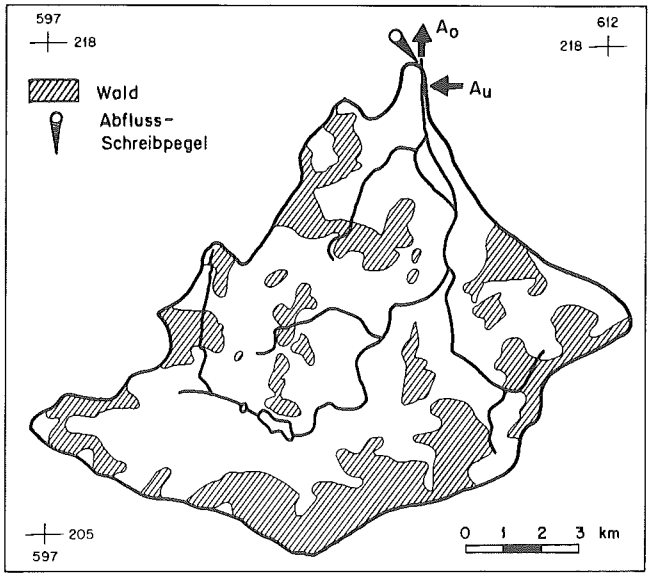
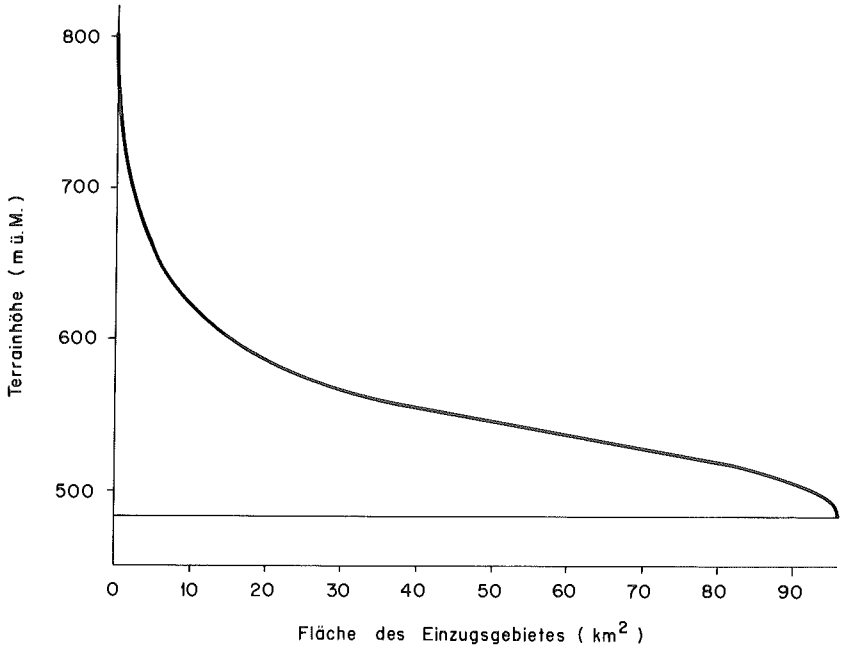


Fig. D 5.4 Hypsographisches Diagramm



Angaben über Niederschläge

- Gebietsniederschläge: Durchschnittliche Jahressummen in mm

Jahr / Periode	1976	1977	1978	1979	1980	1976-1980
Durchschnitt	708	1163	1003	1088	1120	1016

- Verwendete Niederschlagsmessstationen im Gebiet: Fraubrunnen
- Ausserhalb des Gebietes: Bern, Burgdorf, Wahlendorf

Angaben über Abflüsse

- Name der Abflussmessstation: Urtenen, Schalunen, Mühle
- Stationshöhe : 480.97 m ü. M
- Messbeginn : 12.06.1966
- Abfluss : beeinflusst

- Durchschnittliche Jahresabflussmengen:

Jahr / Periode	Urtenen Q_{A_o}	Grund-wasser Q_{A_u}	Total Q_A m^3/s	q_A $l/s\ km^2$	A mm
1976	0.75	-0.12	0.63	6.6	208
1977	1.64	-0.26	1.38	14.4	455
1978	1.94	-0.27	1.67	17.5	551
1979	2.11	-0.26	1.85	19.4	610
1980	2.00	-0.26	1.74	18.2	576
1976-80	1.68	-0.24	1.45	15.2	480

Angaben zur hydrologischen Bilanz

Jahr / Periode	N mm	V mm	A mm	ΔR mm	w mm
1976	708	564	208	41	-105
1977	1163	530	455	41	137
1978	1003	551	551	-74	- 25
1979	1088	534	610	88	-144
1980	1120	483	576	-30	91
1976 -80	1016	532	480	13	- 9

Kommentar Der gesamte unterirdische Wegfluss aus dem Urtenental von rund 450 l/s oder 150mm im Profil 15U (F-D 4.7) exfiltriert innerhalb des Testgebietes in die Urtene. Im unteren Abschnitt fliessen der Urtenen aus dem Grundwasserleiter der Emme weitere 240 l/s oder 80mm Grundwasser zu. Rund die Hälfte des oberirdischen Abflusses besteht somit aus Grundwasser des Testgebietes. Die Urtene wirkt als Drainage und erzeugt eine permanente Grundwasserabsenkung.
Die Widersprüche liegen, trotz der relativ komplizierten Zuflussverhältnisse in ähnlicher Grössenordnung wie im Luterbach. Wiederum ist das fünfjährige Mittel praktisch widerspruchsfrei. Der Zufluss aus dem Grundwasserleiter der Emme (A_u ca. 80mm) darf im langjährigen Mittel als relativ gut gesichert betrachtet werden.

5.2.3 Limpach

Flussgebiet : Emme
Koordinaten : 605.800/220.300
Geographische Koordinaten : 7°30'57"/47°08'05"
Einzugsgebiet : 77 km^2
Höchster Punkt : 673 m ü. M
Tiefster Punkt : 458 m ü. M
Mittlere Höhe : 519 m ü. M
Anteil Gletscher : 0 %
Anteil Seen : 0 %

Anteil Wald	: 31%
Ausrüstung des Gebietes	: vgl. Be 1 und (B 7,12)
Zweck des Gebietes	: Beschaffen von Grundlagen für die siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern

Fig. D 5.5 Einzugsgebiet des Limpaches

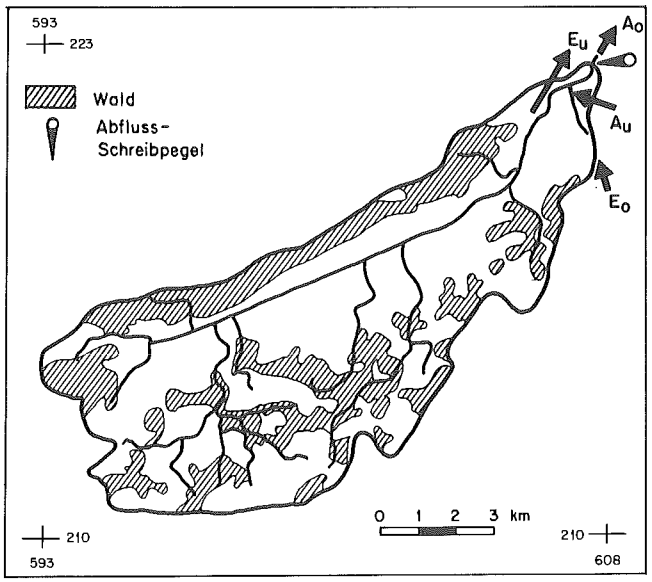
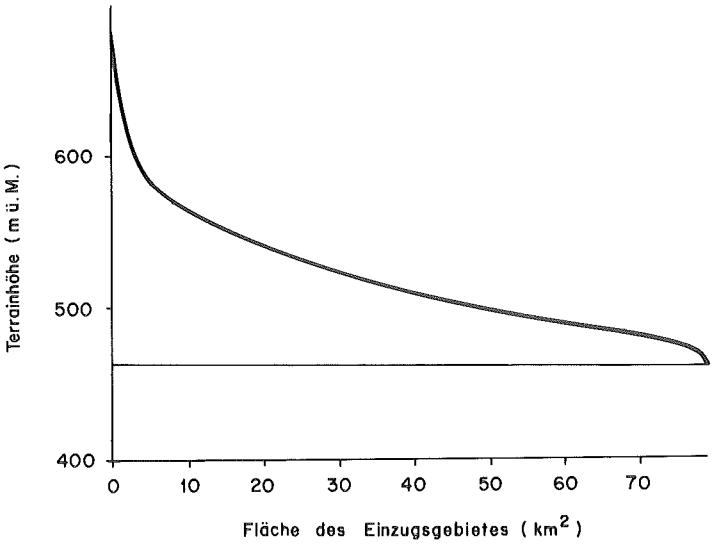


Fig. D 5.6 Hypsographisches Diagramm



Angaben über Niederschläge

- Gebietsniederschlag: Durchschnittliche Jahressummen in mm

Jahr/Periode	1976	1977	1978	1979	1980	1976-1980
Durchschnitt	786	1266	1122	1194	1240	1122

- Verwendete Niederschlagsmessstationen im Gebiet:
  keine Messstation vorhanden

- Ausserhalb des Gebietes:
  Aarberg, Fraubrunnen, Gerlafingen, Hessigkofen, Wahlendorf

Angaben über Abflüsse

- Name der Abflussmessstation: Limpach, Kräiligen, Rüti
- Stationshöhe: 458.36 m ü. M
- Messbeginn : 28.12.1968
- Abfluss : beeinflusst
- Durchschnittliche Jahresabflussmengen:

Jahr / Periode	Limpach	Grund-wasser	künstliche Ableitungen		Total		
	Q_{A_o}	Q_{A_u}	Q_{E_o} 1)	Q_{E_u} 2)	Q_A	q_A	A
	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	$l/s\ km^2$	mm
1976	1.01	-0.20	-0.26	0.07	0.62	8.1	255
1977	2.23	-0.29	-0.28	0.04	1.70	22.1	696
1978	2.12	-0.30	-0.28	0.04	1.58	20.5	649
1979	1.87	-0.29	-0.27	0.04	1.35	17.5	554
1980	2.00	-0.26	-0.30	0.04	1.48	19.2	608
1976-80	1.85	-0.27	-0.28	0.05	1.35	17.5	553

1) Bätterkinden-Dorfbach

2) Wasserversorgung der Stadt Grenchen

Angaben zur hydrologischen Bilanz

Jahr / Periode	N	V	A	ΔR	w
	mm	mm	mm	mm	mm
1976	786	564	255	52	-85
1977	1266	530	696	37	3
1978	1122	551	649	-61	-17
1979	1194	534	554	76	30
1980	1240	483	608	-28	177
1976-80	1122	532	553	15	22

Kommentar Der Limpach wird mit Grundwasser aus dem Grundwasserleiter der Emme gespiesen. Im fünfjährigen Mittel fliessen 0.27 m^3/s oder 110mm Grundwasser in den unteren Abschnitt des Einzugsgebietes. Davon wird ein Fünftel von der Wasserversorgung Grenchen genutzt, vier Fünftel exfiltrieren in den Limpach. Mit der bestehenden Messstation allein kann der Gesamtabfluss nicht erfasst werden. Dafür sollte der von BLOCH (B 7) gewählte Standort der Messstation ca. 2 km flussaufwärts liegen. Auch hier fehlen Niederschlagsmessstationen. Wie beim Luterbach und bei der Urtenen weist das Trockenjahr 1976, resp. das Jahr mit der ungewissen Rücklage einen relativ grossen Widerspruch auf. Das Jahr 1980 führt wie beim Luterbach ebenfalls auf einen grossen Widerspruch. Der Widerspruch für das fünfjährige Mittel ist wiederum relativ klein.

Eine hier nicht aufgeführte hydrologische Bilanz über die fünf Jahre mit Zeitabschnitten von 2 Monaten ergibt Widersprüche mit einer Streuung von $\pm$ 0.35 m^3/s oder ca. 20% des Gesamtabflusses, welche hauptsächlich auf die ungenau erfassten kurzfristigen Rücklagen zurückzuführen sind.

Die vorliegende hydrologische Bilanz erlaubt, den unterirdischen Zufluss aus dem Testgebiet im langjährigen Mittel zu verifizieren.

5.2.4 Oesch

Flussgebiet	: Aare
Koordinaten	: 613.400/219.500
Geographische Koordinaten	: 7°36'58"/47°07'38"
Einzugsgebiet	: 38 km^2
Höchster Punkt	: 805 m ü. M
Tiefster Punkt	: 467 m ü M
Mittlere Höhe	: 561 m ü M
Anteil Gletscher	: 0%
Anteil Seen	: 0%
Anteil Wald	: 38%
Ausrüstung des Gebietes	: vgl. Be 1 und (B 7,12)
Zweck des Gebietes	: Beschaffen von Grundlagen für die siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern

Fig. D 5.7 Einzugsgebiet der Oesch

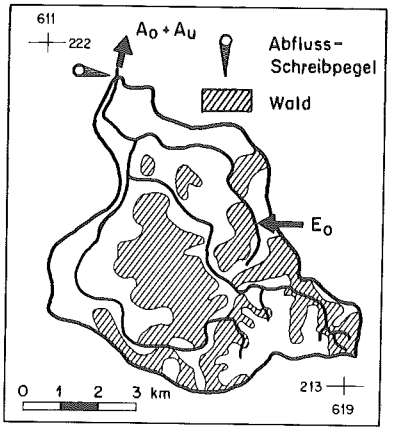
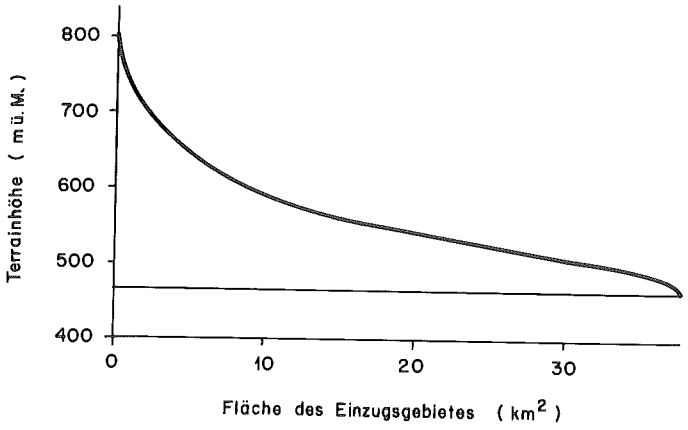


Fig. D 5.8 Hypsographisches Diagramm



Angaben über Niederschläge

- Gebietsniederschlag: Durchschnittliche Jahressummen in mm

Jahr / Periode	1976	1977	1978	1979	1980	1976-1980
Durchschnitt	768	1244	1066	1180	1190	1090

- Verwendete Niederschlagsmessstationen im Gebiet:
  Oeschberg

- Ausserhalb des Gebietes:
  Burgdorf, Wydenhof

Angaben über Abflüsse

- Name der Abflussmessstation: Oesch, Koppigen, Weidmoos
- Stationshöhe : 467.24 m ü. M
- Messbeginn : 10.06.1966
- Abfluss : beeinflusst
- Durchschnittliche Jahresabflussmengen:

Jahr / Periode	Oesch Q_{A_o} m^3/s	Grundwasser Q_{A_u} m^3/s	Chappelenbach[1] Q_{E_o} m^3/s	Total Q_A m^3/s	Total q_A $l/s\ km^2$	Total A mm
1976	0.45	0.05	-0.20	0.30	7.8	248
1977	0.88	0.16	-0.35	0.69	18.0	568
1978	0.94	0.11	-0.35	0.70	18.3	576
1979	0.79	0.14	-0.30	0.63	16.4	519
1980	0.95	0.20	-0.35	0.80	20.9	661
1976-80	0.80	0.13	-0.31	0.62	16.3	514

1) künstliche oberirdische Ableitung aus dem Einzugsgebiet der Oenz nach Angaben der Gemeindeverwaltung Wynigen.

Angaben zur hydrologischen Bilanz

Jahr / Periode	N mm	V mm	A mm	ΔR mm	W mm
1976	768	644	248	46	-170
1977	1244	610	568	32	34
1978	1066	631	576	-52	- 89
1979	1180	614	519	67	- 20
1980	1190	563	659	-28	- 4
1976-80	1090	612	514	13	- 49

Kommentar Der mit einem Streichwehr regulierbare Abfluss des Chappelenbaches wird im Dorfkern von Wynigen zu etwa zwei Drittel des durchschnittlichen Jahresabflusses in den Wynigenbach übergeführt, welcher in Oeschberg in die Oesch mündet. Etwa ein Drittel des Gesamtabflusses der Oesch stammt somit aus dem Einzugsgebiet der Oenz.

Auch bei der Oesch weist das Trockenjahr 1976 den grössten Widerspruch auf. Tendenzmässig deuten die Widersprüche auf einen systematischen Fehler. In Anbetracht der sehr schwierig erfassbaren Grundwasserströmungsverhältnisse und des messtechnisch ungenügenden Stationsausbaus ist der Widerspruch im fünfjährigen Mittel von 60 l/s oder 49 mm noch relativ klein.

Die Zuflüsse in den Grundwasser-Bilanzierungskörper lassen sich über die hydrologischen Bilanzen nicht verifizieren

5.2.5 Emme, Burgdorf

Flussgebiet	: Aare
Koordinaten	: 614.700/208.300 - 615.600/208.800
Geographische Koordinaten	: 7°37'56"/47°01'36" - 7°38'41"/47°01'52"
Einzugsgebiet	: 673 km^2 (gemäss Landeshydrologie)
Höchster Punkt	: 2221 m ü. M
Tiefster Punkt	: 552 m ü. M
Mittlere Höhe	: 990 m ü. M
Anteil Gletscher	: 0%
Anteil Seen	: 0%
Anteil Wald	: keine Auswertung
Ausrüstung des Gebietes	: vgl. Be 1 und (B 5,6,7,85)
Zweck des Gebietes	: Bestimmen von Wasserhaushaltsgrössen für die Grundwasserbilanzierung im Testgebiet Emmental Beschaffen von Grundlagen für die siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern

Angaben über Niederschläge

Gebietsniederschlag: keine Auswertungen

Angaben über Abflüsse

- Namen der Abflussmessstationen:
  - Emme, Burgdorf (ab 1979: LANDESHYDROLOGIE, B 45)
    Stationshöhe: 552.01 m ü M
    Messbeginn : 27.02.1970
  - Oberburg-Dorfbach, Oberburg (WEA)
    Stationshöhe: 546.77 m ü M
    Messbeginn : 09.06.1977
  - Biglebachableitung, Enggistein (LANDESHYDROLOGIE)
    Stationshöhe: 680 m ü. M
    Messbeginn : 1959

- Weitere Zu- und Wegflüsse :
  - Grundwasserzufluss aus mittlerem Emmental
  - Grundwasserableitung der Wasserversorgung der Stadt Bern (0.37 m^3/s)
  - Grundwasserableitung der Vennersmühle Wasserversorgung (0.12 m^3/s)
  - Grundbach, Burgdorf (ca. 0.15 m^3/s)
  - Lochbach, Burgdorf (ca. 0.02 m^3/s)

- Abfluss beeinflusst

- Durchschnittliche Jahresabflussmengen:

Jahr/ Periode	Emme	Seiten-bäche	künstl. OW	Ableit. GW	Grund-wasser	Total		
	Q_{A_o} m^3/s	Q_{A_o} m^3/s	Q_{E_o} m^3/s	Q_{E_u} m^3/s	Q_{A_u} 1) m^3/s	Q_A m^3/s	q_A $l/s\ km^2$	A mm
1976	9.4	0.7	0.2	0.5	0.8	11.6	17.1	545
1977	20.9	0.8	0.3	0.5	0.8	23.3	34.6	1092
1978	19.0	0.9	0.3	0.5	0.8	21.5	31.9	1007
1979	16.7	0.9	0.3	0.5	0.8	19.2	28.5	900
1980	18.4	1.0	0.3	0.5	0.8	21.1	31.4	991
1976-80	16.9	0.9	0.3	0.5	0.8	19.4	28.8	907

1) ev. zusätzlicher unterirdischer Abfluss im Gebiet der Schrattenfluh (D28)

Angaben zur hydrologischen Bilanz

Keine Auswertungen

Kommentar Mit der Abflussmessstation Emme, Burgdorf, wurden in der fünfjährigen Messperiode 87% des Gesamtabflusses aus dem Einzugsgebiet des mittleren und oberen Emmentales erfasst. Für die künftige überschlagsmässige Bestimmung des Gesamtabflusses können für die Seitenbäche, die künstlichen Ableitungen und für den Grundwasseranteil in durchschnittlichen Jahren zur gemessenen Abflussmenge 2.5 m^3/s hinzugezählt werden.

5.2.6 Emme, Wiler

Flussgebiet	: Aare
Koordinaten	: 609 - 613/224
Geographische Koordinaten	: 7°33'28"-7°36'38"/47°10'04"
Einzugsgebiet	: 1018 km^2 (inkl. Einzugsgebiet der Oesch)
Höchster Punkt	: 2221 m ü. M
Tiefster Punkt	: 453 m ü. M
Mittlere Höhe	: 840 m ü. M
Anteil Gletscher	: 0%
Anteil Seen	: 0%
Anteil Wald	: keine Auswertung
Ausrüstung des Gebietes	: vgl. Be 1 (B 12) und Ausrüstung Emme Burgdorf
Zweck des Gebietes	: Bestimmen von Wasserhaushaltsgrössen für die Grundwasserbilanzierung im Testgebiet Emmental Beschaffen von Grundlagen für die siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern

Angaben über Niederschläge

Gebietsniederschlag: keine Auswertungen

Angaben über Abflüsse

Name der Abflussmessstationen:
- Emme, Wiler mit Werkkanal Gerlafingen und Strackbach (LANDESHYDROLOGIE)
  Stationshöhe: 458 m ü. M
  Messbeginn : 1971 (1922-1970 Emme, Gerlafingen)
- Biglebachableitung, Enggistein (LANDESHYDROLOGIE)
  Stationshöhe: 680 m ü. M
  Messbeginn : 1959
- Oesch, Koppigen (WEA)
  Stationshöhe: 467.24 m ü.M
  Messbeginn : 10.06.1966
- Oberholzbach, Koppigen (WEA)
  Stationshöhe: 465.56 m ü. M
  Messbeginn : 20.07.1978

Weitere Zu- und Wegflüsse:
- Zufluss Chappelenbach
- Grundwasserwegfluss ins Wasseramt über das Profil 609/224 bis 613/224 (1 m^3/s).
- Grundwasserableitung der Wasserversorgung der Stadt Bern sowie der Stadt Grenchen, der Papierfabrik Biberist, der Von Roll AG, der Brunnengenossenschaft Recherswil-Kriegstetten -Oekingen, der Brunnengenossenschaft Gerlafingen-Biberist und der Wasserversorgungs-Genossenschaft Rabizoni (0.7 m^3/s)
- Grundwasseraustritte (Quellbäche) Wiler-Recherswil-Willadingen (0.5 m^3/s)
- Chrümelbach, Willadingen (0.2 m^3/s)

Abfluss: beeinflusst

Durchschnittliche Jahresabflussmengen:

Jahr/ Periode	Emme Q_{A_o} m^3/s	Seitenbäche Q_{A_o} m^3/s	Grundwasser Q_{A_u} m^3/s	künstl. OW Q_{E_o} m^3/s	Ableit. GW Q_{E_u} m^3/s	Total Q_A m^3/s	Total q_A $l/s\ km^2$	Total A mm
1976	10.4	2.0	1.0	0.0	0.7	14.1	13.9	438
1977	24.1	2.9	1.0	-0.1	0.7	28.6	28.1	886
1978	22.6	2.9	1.0	-0.1	0.7	27.1	26.6	840
1979	22.5	2.7	1.0	0.0	0.7	26.9	26.4	833
1980	24.7	2.9	1.0	-0.1	0.7	29.2	28.7	907
1976-80	20.9	2.7	1.0	-0.1	0.7	25.2	24.8	781

Angaben zur hydrologischen Bilanz

Keine Auswertungen

Kommentar Mit der eidg. Abflussmessstation Emme, Wiler, wurden in der fünfjährigen Messperiode 83% des Gesamtabflusses aus dem Einzugsgebiet des Emmentals (inkl. Einzugsgebiet der Oesch) erfasst. Für den gesamten Abfluss kann für die Seitenbäche, die künstlichen Ableitungen und den Grundwasseranteil zur Abflussmenge der eidg. Messstation Emme, Wiler, in

Durchschnittsjahren	:	ca. 4.3 m^3/s
Nassjahren	:	ca. 4.5 m^3/s
Trockenjahren	:	ca. 3.7 m^3/s

hinzugezählt werden.

Damit kann auch der durchschnittliche Gesamtabfluss der eidg. Messstation Emme, Gerlafingen, welche bis zum Jahr 1971 anstelle der eidg. Messstation Emme, Wiler, in Betrieb war, überschlagsmässig bestimmt werden.

Die hydrologische Bilanz für das Einzugsgebiet der eidg. Messstation Emme, Gerlafingen, der Beobachtungsperiode 1922 - 1959 ergab approximativ nach D 28:

N = 1300 mm, A = 620 mm, V = 680 mm.

Nach unseren Auswertungen ergeben sich:

N = 1300 mm, A = 740 mm, V = 560 mm.

Der Abflussfaktor A/N beträgt 0.57.

5.2.7 Einzugsbiet Unteres Emmental

Flussgebiet	:	Aare
Koordinaten	:	Profil 609-613/224
Geographische Koordinaten	:	Profil 7°33'28"-7°36'38"/47°10'04"
Einzugsgebiet	:	345 km^2
Höchster Punkt	:	956 m ü. M
Tiefster Punkt	:	452 m ü. M
Mittlere Höhe	:	523 m ü. M
Anteil Gletscher	:	0%
Anteil Seen	:	0%
Anteil Wald	:	34%
Ausrüstung des Gebietes	:	vgl. Be 1 (B 12) und Ausrüstung Emme, Burgdorf
Zweck des Gebietes	:	Bestimmen von Wasserhaushaltsgrössen für die Grundwasserbilanzierung im Testgebiet Emmental Beschaffen von Grundlagen für die siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern

Fig. D 5.9 Untersuchungsgebiet Unteres Emmental

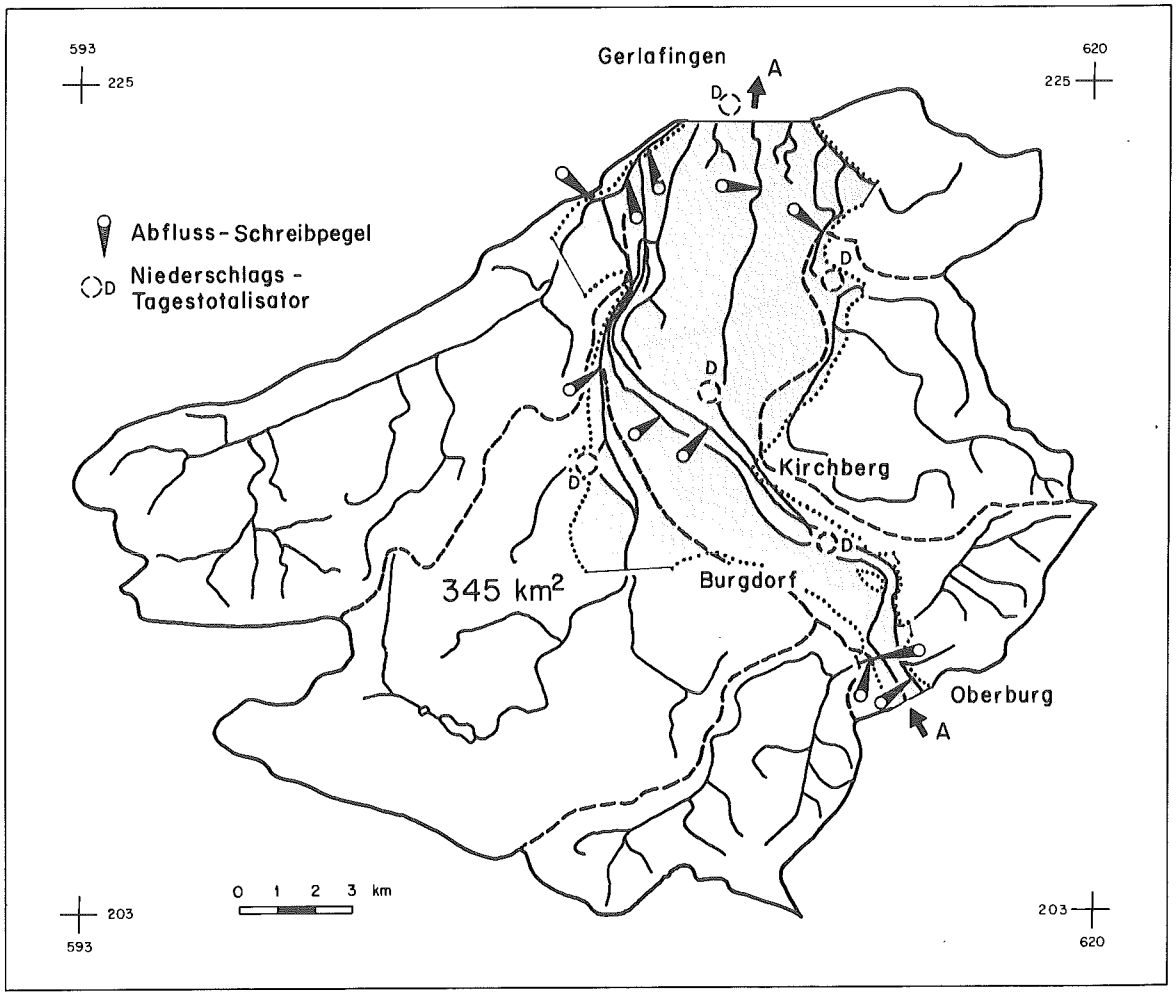
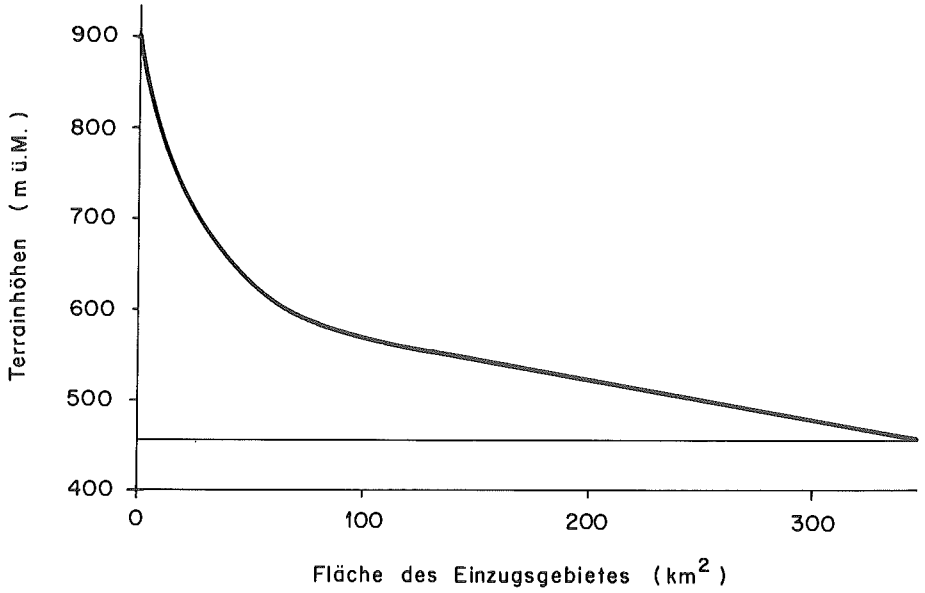


Fig. D 5.10 Hypsographisches Diagramm



Angaben über Niederschläge

- Gebietsniederschlag: Durchschnittliche Jahressummen in mm

Jahr / Periode	1976	1977	1978	1979	1980	1976-1980
Durchschnitt	759	1228	1070	1165	1157	1076

- Verwendete Niederschlagsstationen im Gebiet:
  Burgdorf (23.8%)[1], Fraubrunnen (26.8%), Oeschberg (11.7%), Wydenhof (3.7%)

- Ausserhalb des Gebietes:
  Aarberg (3.5%), Affoltern (2.1%), Bern (7.0%), Gerlafingen (4.9%), Herzogenbuchsee (0.6%), Hessigkofen (11.4%), Wahlendorf (4.5%)

1) Die angegebenen Zahlen entsprechen den Gewichten der einzelnen Stationen, welche anhand der Thiessen-Polygone bestimmt worden sind.

Angaben über Abflüsse

Namen der Abflussmessstationen:
- Emme, Wiler u.a. (D-5.2.6)
- Emme, Burgdorf u.a. (D-5.2.5)

Durchschnittliche Jahresabflussmengen:

Jahr/ Periode	Emme, Burg-dorf	Emme, Wiler	Differenzen			gewichtete Summen[1]		
	Q_{A_1}	Q_{A_2}	$Q_{A_2}-Q_{A_1}$	$q_{A_2}-q_{A_1}$	A_2-A_1	$Q_{A_{1,2}}$	$q_{A_{1,2}}$	$A_{1,2}$
	m^3/s	m^3/s	m^3/s	$l/s\ km^2$	mm	m^3/s	$l/s\ km^2$	mm
1976	11.6	14.1	2.5	7.2	229	2.4	7.1	220
1977	23.3	28.6	5.3	15.4	484	6.3	18.3	576
1978	21.5	27.1	5.6	16.2	512	6.1	17.8	558
1979	19.2	26.9	7.7	22.3	704	6.0	17.4	548
1980	21.1	29.2	8.1	23.5	742	6.8	19.6	623
1976-80	19.4	25.2	5.8	16.8	534	5.5	16.0	503

1) Gewichte: Luterbach (9.9 %), Urtenen (27.8 %), Limpach (22.3 %), Oesch incl. Heimiswilbach (18.8 %), Testgebiet (21.2 %)

Angaben zur hydrologischen Bilanz

Jahr / Periode	$N_{1,2}$ mm	$V_{1,2}$ mm	A_2-A_1 mm	$A_{1,2}$ mm	$\Delta R_{1,2}$ mm	w_2-w_1 mm	$w_{1,2}$ mm
1976	759	587	229	220	37	-94	-85
1977	1228	553	484	576	31	160	68
1978	1070	574	512	558	-59	43	- 3
1979	1165	557	704	548	86	-182	-26
1980	1157	506	742	623	-32	-59	60
1976-80	1076	555	534	503	13	-26	5

Kommentar Der Gesamtabfluss aus dem Testgebiet und seinen seitlichen Einzugsgebieten ergibt sich einerseits aus der Differenz der Abflüsse zwischen den beiden Profilen Wiler und Burgdorf $Q_{A_2} - Q_{A_1}$ und anderseits aus den flächenmässig berücksichtigten Abflussspenden des Testgebietes und der Seitentäler $Q_{A_{1,2}}$. Eine Uebereinstimmung dieser beiden Werte kann aus fehlertheoretischen Gründen nicht erwartet werden, weil deren Bestimmung auf unterschiedlich grossen Mengenanteilen beruhen. Insofern dürfte die Differenz $Q_{A_2} - Q_{A_1}$ ungenauer sein als die gewichtete Summe $Q_{A_{1,2}}$. Dies gilt auch für die Abflussspenden; wird die Differenz $q_{A_2} - q_{A_1}$ gebildet, ist diese wesentlich grösser als bei der gewichteten Summe $Q_{A_{1,2}}$.

Auch die Widersprüche der hydrologischen Bilanzen mit den Gesamtabflüssen streuen stärker als diejenigen der aufsummierten gewichteten Teilabflüsse. Im fünfjährigen Mittel sind sie verglichen mit den unterirdischen Zu- und Wegflüssen klein. Die hydrologischen Bilanzen, insbesondere diejenigen mit den aufsummierten, gewichteten Resultaten der Teilgebiete bestätigen, dass die nicht direkt messbaren Wasserhaushaltsgrössen (Verdunstung, unterirdische Zu- und Wegflüsse) gut erfasst wurden.

ABSCHNITT III: AUFBAU DES NUMERISCHEN GRUNDWASSERMODELLS

Um die Koordination auf dem Gebiet der Grundwassererkundung zu fördern, erteilte die Landeshydrologie der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) im Jahre 1972 den Auftrag, ein allgemein anwendbares Computerprogramm für die Simulation von Grundwasserströmungen zu entwickeln. Eine Forschergruppe (D 39) untersuchte vorerst verschiedene numerische Methoden zur Simulation von Grundwasserströmungen und kam zum Schluss:

- Grundwasserströmungen können mit zweidimensionalen, horizontalebenen Strömungsgleichungen grossräumig genügend genau nachvollzogen werden, um viele praktische hydrologische Probleme zu lösen.

- Die Methode der finiten Elemente ist besonders anpassungsfähig und für die Simulation unterschiedlicher Strömungssysteme geeignet.

In der Folge wurde von TROESCH das Computerprogramm "Numerische Simulation Dupuit'scher Grundwasserströmungen" (NSDG) entwickelt und in (B 94) ausführlich dokumentiert.

Es lag auf der Hand, das Computerprogramm NSDG bei unseren Forschungsarbeiten einzusetzen und, wo es sinnvoll erschien, zu erweitern. So wurden u.a.

- die indirekte Bestimmung der Durchlässigkeitsverteilung,
- die zeitliche Verzögerung der direkten Grundwasserneubildung,
- ein verbessertes System zur Aufbereitung der Eingabedaten,
- eine umfassendere Auswertung der Rechenergebnisse und
- die Variation der Speicherkoeffizienten

ins Programmsystem eingeschlossen. Das erweiterte Programm wird als NSDG2 bezeichnet (D-2).

Im Sinne der Zielsetzung unserer Arbeiten soll im folgenden insbesondere beschrieben werden, welche Daten mit welcher Messdichte und Genauigkeit vorliegen müssen, um für die Beurteilung des Grundwasserdargebotes genügend genaue numerische Simulationen durchführen zu können. Daher wird auf wichtige Hinweise für die praktische Anwendung des Programmes mehr Gewicht gelegt als auf eine umfassende Dokumentation sämtlicher Rechenresultate. Verzichtet wird auf eine ausführliche Beschreibung der mathematischen Grundlagen des Computerprogrammes, umsomehr diese in (B 94, D 39) dargestellt worden sind und vorgesehen ist, für NSDG2 ebenfalls ein Handbuch zu veröffentlichen.

Kapitel 6: NUMERISCHE SIMULATION DUPUIT'SCHER GRUNDWASSERSTROEMUNGEN

6.1 Mathematische Grundlagen

6.1.1 Strömungsgleichungen

Die horizontal-ebene Grundwasserströmung wird auch als Dupuit'sche Grundwasserströmung bezeichnet. Sie ist von besonderer praktischer Bedeutung, weil die natürlichen Strömungsverhältnisse mit den vereinfachenden Annahmen

von DUPUIT (D 17) meistens ausreichend genau erfasst werden können. Die Dupuit-Annahmen lauten gemäss F-D 6.1 :

1. Die Linien Φ = const. sind parallel zur z Achse, d.h.

$$v_z = 0 \qquad (6.1)$$

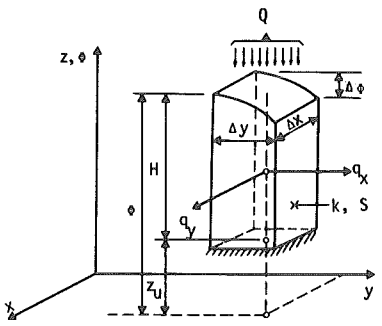
2. Die horizontale Geschwindigkeit ist über die gesamte Grundwassermächtigkeit H konstant

$$\frac{\partial v_x}{\partial z} = \frac{\partial v_y}{\partial z} = 0 \qquad (6.2)$$

3. Die horizontale Geschwindigkeit ist zum Gefälle der freien Oberfläche proportional

$$v_x = - k_x \frac{\partial \Phi}{\partial x} \; ; \; v_y = - k_y \frac{\partial \Phi}{\partial y} \qquad (6.3)$$

Fig. D 6.1 Feldelement bei horizontal-ebener Grundwasserströmung



Φ	mittleres Grundwasserpotential
z_u	Höhe des Grundwasserstauers
$\Phi - z_u$	Grundwassermächtigkeit H
t	Zeit
x,y	Koordinaten in x-, bzw. y-Richtung
k	Durchlässigkeitsbeiwert
S	Speicherkoeffizient (entwässerbare Porosität)
Q	Zu- und Wegflüsse
q_x, q_y	Komponenten des Volumenstroms
$\Delta\Phi$	Potentialdifferenz im Feldelement mit den Seitenlängen Δx und Δy

Die Differentialgleichung der zweidimensionalen, horizontal-ebenen Grundwasserströmung im kartesischen Koordinatensystem lautet:

$$\frac{\partial}{\partial x} q_x + \frac{\partial}{\partial y} q_y + Q + S \frac{\partial \Phi}{\partial t} = 0 \qquad \text{oder ausgeschrieben}$$

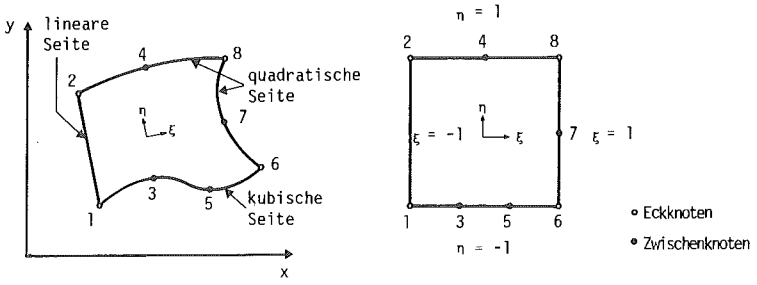
$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x (\Phi - z_u) \frac{\partial \Phi}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y (\Phi - z_u) \frac{\partial \Phi}{\partial y}\right) + Q + S \frac{\partial \Phi}{\partial t} = 0 \qquad (6.4)$$

Sie dient zur Beschreibung stationärer und instationärer Strömungsfälle in Grundwasserleitern mit freier Oberfläche und bildet die mathematische Grundlage für NSGD (B 94).

6.1.2 Räumliche Diskretisierung

Für die räumliche Diskretisierung des Strömungsfeldes werden isoparametrische Elemente mit linearen, quadratischen oder kubischen Seiten verwendet (D 47; F-D 6.2). Bei den isoparametrischen Elementen werden sowohl die Knotenkoordinaten als auch die gesuchten Potentiale durch die gleichen Ansatzfunktionen (D 36) transformiert. Die Auflösung des Gleichungssystems nach der Potentialverteilung erfolgt mit dem Gauss-Algorythmus.

Fig. D 6.2 Gemischtes, gekrümmtes, isoparametrisches Element im globalen und lokalen Koordinatensystem gemäss (D 37)



6.1.3 Zeitliche Diskretisierung

Die zeitliche Diskretisierung der Ganglinien von instationären Strömungsproblemen erfolgt entweder mit Zeitschritten Δt oder mit Zeitabschnitten Δta.

Mit Zeitschritten können beliebig geformte Ganglinien diskretisiert werden. Die Schrittlängen Δt sind von der erwünschten zeitlichen Auflösung des zu simulierenden Strömungsproblems abhängig und deshalb frei wählbar (D-6.3.2).

Die Zeitabschnitte Δta werden je von zwei Zeitabschnitten ta_j und ta_{j+1} begrenzt. Diese sind ebenfalls frei wählbar. Zeitabschnitte werden in der Regel für die Diskretisierung von Ganglinien berücksichtigt, die sich zeitlich nur wenig verändern. Damit kann die Anzahl Eingabedaten reduziert werden. Klassische Beispiele sind: Mehr oder weniger gleichmässig geförderte Grundwassermengen, direkte Grundwasserneubildung, Wasserspiegellagen von Grundwasseraustritten.

6.2 Modellparameter

6.2.1 Mittleres Grundwasserpotential Φ

Das Vereinfachen der natürlichen Grundwasserströmung zu einer horizontal-ebenen Strömung setzt voraus, dass die Strömung in vertikaler Richtung vernachlässigbar klein ist (1. Dupuit-Annahme). Grossräumig betrachtet ist diese Annahme durchaus gerechtfertigt, da das Gefälle des Grundwasserspiegels meistens im Promillebereich, selten über einigen Prozenten liegt.

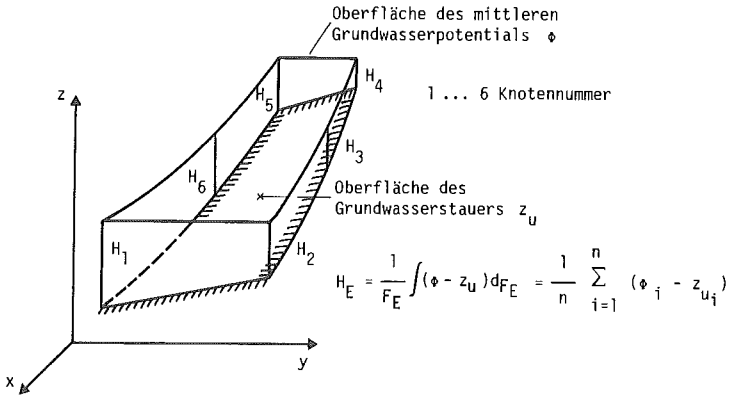
Oft unerfüllt bleiben hingegen die Dupuit-Annahmen im Lokalbereich. Die Standrohrspiegelhöhen sind in unseren stark heterogenen Grundwasserleitern über die Grundwassermächtigkeit betrachtet meistens nicht gleich. Die Annahme, die Höhe des Grundwasserspiegels entspreche dem in (6.4) verwendeten Potential, führt deshalb lokal oft auf untolerierbare Abweichungen zwischen dem natürlichen und dem modellmässig nachgebildeten Strömungssystem. Um auch im Lokalbereich möglichst zutreffende Modellanalysen zu erhalten, muss für die horizontal-ebene Modellbeschreibung ein repräsentatives Potential eingesetzt werden. Wir bezeichnen dies als das mittlere Grundwasserpotential Φ (oder kurz Potential) (B-12).

6.2.2 Grundwasserstauer z_u

Die räumliche Lage des Grundwasserstauers (Untergrund) wird mit der Kote z_u der praktisch undurchlässigen Oberfläche in den Modellknoten beschrieben. Die Kote z_u ist eine Hilfsgrösse zum Berechnen der Grundwassermächtigkeit H bzw. der Transmissivität $T = k \quad H = k \ (\Phi \ - z_u)$.

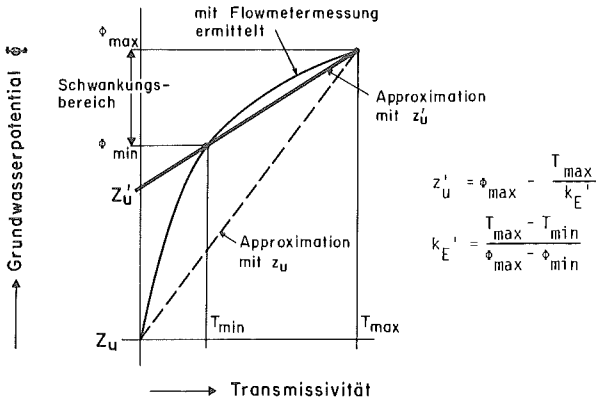
Im Gleichungssystem wird pro Element eine durchschnittliche Grundwassermächtigkeit H_E eingeführt (F-D 6.3). Abweichungen zwischen tatsächlicher und mittlerer Mächtigkeit können mit geschickter Wahl der Knoten minimiert werden, wenn bei jedem Element das arithmetische Mittel der Differenzen zwischen den Potentialen Φ_i und den Stauerkoten $z_{u\,i}$ in den Knoten möglichst der mittleren Mächtigkeit H_E über die Elementfläche F_E entspricht.

Fig. D 6.3 Mittelwertbildung der Grundwassermächtigkeit H_E bei einem Element mit 6 Knoten



Bei Grundwasserleitern, bei denen die Durchlässigkeit in Richtung des Grundwasserstauers stark abnimmt, ist die Modellapproximation mit der Grundwasserstauerkote z_u schlecht (F-D 6.4). Die tatsächlichen Strömungsverhältnisse können besser nachgebildet werden, indem eine fiktive Kote des Grundwasserstauers z_u eingeführt wird. Diese Kote wird linear zwischen der Transmissivität beim höchsten und beim tiefsten Grundwasserspiegel berechnet. Die Transmissivität, aufgetragen über H, wird am besten mit Kleinpumpversuchen und Flowmetermessungen ermittelt (C).

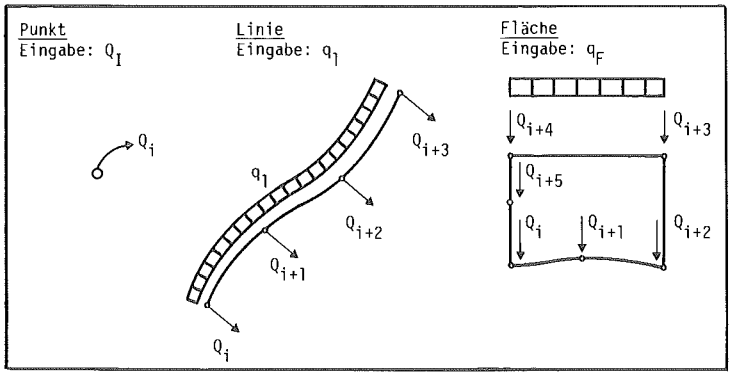
Fig. D 6.4 Modellapproximation von Grundwasserleitern mit grosser Durchlässigkeit im Schwankungenbereich des Grundwasserspiegels



6.2.3 Zu- und Wegflüsse Q

Zu- und Wegflüsse können als punkt-, linien- oder flächenförmige Quellen bzw. Senken eingegeben werden. Während eine punktförmige Quelle oder Senke direkt einem Knoten zugeordnet werden kann, werden linien- oder flächenförmige Flüsse auf die zugehörigen Knotenpunkte umgerechnet. Die Umrechnung erfolgt mit einer konstanten Verteilung des spezifischen Flusses mit Ansatzfunktionen, welche von NSDG, abgestimmt auf die Krümmung der Elementseiten (D 36), bestimmt werden. F-D 6.5 zeigt die drei Möglichkeiten, welche im Programm berücksichtigt sind.

Fig. D 6.5 Punkt-, linien- oder flächenförmige Flüsse



6.2.4 Elementdurchlässigkeitsbeiwerte k_E

Für die Modellrechnung wird die Durchlässigkeitsverteilung folgendermassen schematisiert:

- Die horizontale Durchlässigkeit ist innerhalb eines Elementes konstant und wird als Elementdurchlässigkeitsbeiwert k_E bezeichnet. Werden Elemente mit verschiedenen k_E zusammengeführt, bilden die Elementseiten scharfe Grenzen zwischen Zonen mit unterschiedlicher horizontaler Durchlässigkeit.

- In x- und y- Richtung sind unterschiedliche k_E-Werte zulässig. Die Hauptachsen des Durchlässigkeitstensors müssen jedoch mit dem frei wählbaren globalen Koordinatensystem zusammenfallen. Damit kann eine generelle Anisotropie berücksichtigt werden.

- In vertikaler Richtung (z-Achse) wird über die gesamte Grundwassermächtigkeit Homogenität vorausgesetzt. Die vertikalen Durchlässigkeiten sind theoretisch unendlich gross (1. Dupuit-Annahme).

Für den Modellanwender stellt sich das Problem, wie die im dreidimensionalen, heterogenen Grundwasserleiter erhobenen Durchlässigkeitsbeiwerte in das horizontal-ebene Modell umzusetzen sind. Ausgangspunkt bilden in situ erhobene Durchlässigkeitsbeiwerte, welchen den Charakter von Stichproben beigemessen werden muss. Wahrscheinlichkeitstheoretische Verfahren, wie sie beispielsweise in (D 29) ausführlich erläutert werden führen zu:

$$k_E = \bar{k} \; f, \tag{6.5}$$

wobei $\bar{k}$ der arithmetische Mittelwert aller Stichproben k und f ein Reduktionsfaktor ist, der nebst der empirischen Dichtefunktion der erhobenen k-Werte auch vom Diskretisierungsgrad des betrachteten Gebietes abhängig ist.

In der praktischen Anwendung eines Grundwassermodells muss f (ev. auch $\bar{k}$) anfänglich oft geschätzt werden. Die Elementdurchlässigkeitsbeiwerte werden dann als Anfangsabschätzung k_{E_o} bezeichnet. Die einzelnen, modellwirksamen k_E-Werte können erst mit der Modelleichung gefunden werden. Theoretische Beispiele zeigen: Für eine gute Eichung ist die Qualität der Anfangsabschätzung ausschlaggebend, sofern nicht sämtliche übrigen Modellparameter exakt bekannt sind, was in der Praxis selten der Fall ist. Beim Aufbereiten der k_{E_o}-Werte ist deshalb wichtig, dass zumindest grossräumig, eine möglichst naturgetreue Anfangs-Durchlässigkeitsverteilung eingegeben werden kann.

6.2.5 Speicherkoeffizient S

Mit dem Speicherkoeffizienten wird das Speichervermögen des Grundwasserleiters beschrieben. Für einen gespannten Grundwasserleiter gilt:

$$S = \int_o^H S_o \; dh \tag{6.6}$$

S_o : spezifischer Speicherkoeffizient

Für einen Grundwasserleiter mit freier Oberfläche lautet die Beziehung:

$$S = n_W + \int_0^H S_0 \, dh \qquad (6.7)$$

Der zweite Summand kann gegenüber der nutzbaren Porosität n_W für praktische Probleme vernachlässigt werden. Für das Programm gilt:

$$S = n_W \qquad (6.8)$$

In NSDG kann S nicht variiert werden.

6.3 Diskretisierungsfehler

Die Genauigkeit der numerischen Lösung eines Grundwasser-Strömungsproblems ist abhängig:

- vom räumlichen Diskretisierungsgrad (Elementformen, Netzdichte)
- vom zeitlichen Diskretisierungsgrad (Länge der Zeitschritte).

6.3.1 Räumlicher Diskretisierungsfehler

Im Gegensatz zu analytischen Verfahren, bei denen für jeden Ort eine eindeutige Lösung existiert, ist bei finiten Elementen das Ergebnis netzabhängig. Als einfaches Beispiel wird in F-D 6.6 der Potentialverlauf in einem homogenen, isotropen Grundwasserleiter mit freier Oberfläche von fünf unterschiedlichen diskretisierten Modellgebieten (Diskretisierungsnetz Nr. 1 bis Nr. 5) der analytischen Lösung der stationären Grabenströmung gegenübergestellt.

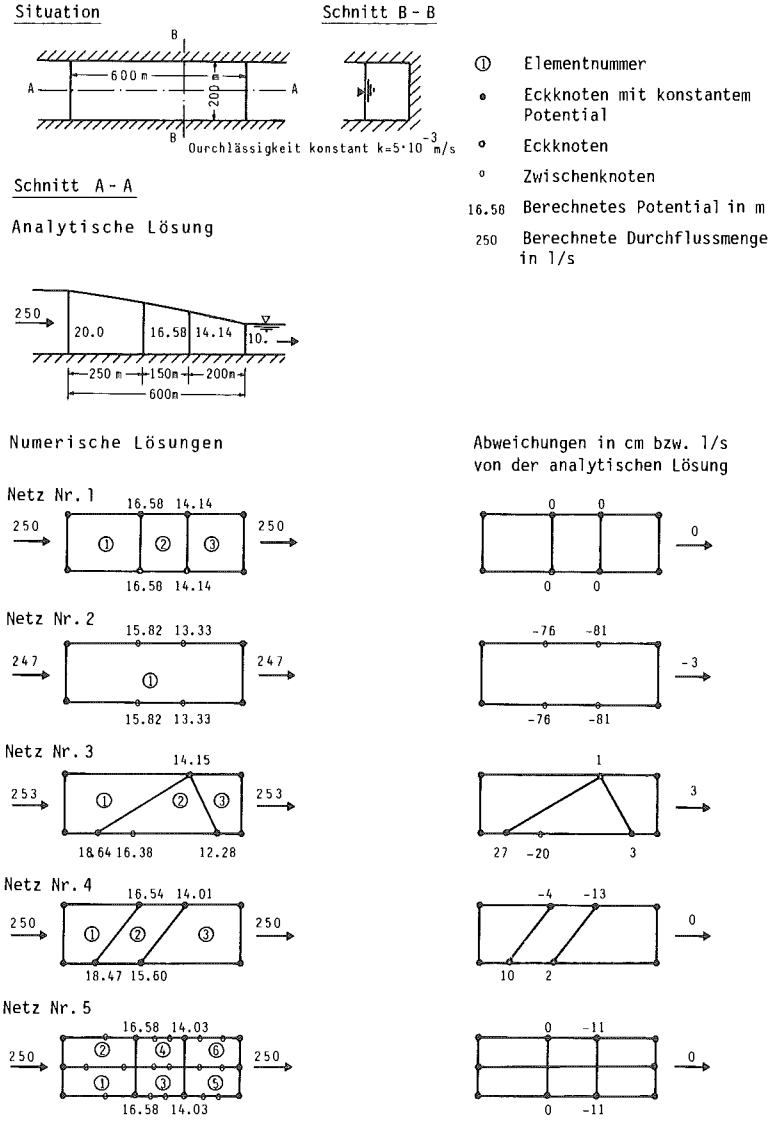
Die berechneten Potentiale des Netzes 1 sind identisch mit der analytischen Lösung. Bei allen anderen Netzen sind Unterschiede von einigen cm bis maximal ~ 81 cm festzustellen; die grössten bei den Zwischenknoten des Netzes Nr. 2, die zwischen den Festpotentialen linear interpoliert werden.

Die Durchflussmenge ist bei sämtlichen Netzen etwa identisch mit der analytischen Lösung. Die Ungenauigkeiten beim Netz Nr. 2 und Nr. 3 von 1% sind auf die arithmetische Mittelwertbildung der Mächtigkeit (D-6.2.2) zurückzuführen.

Der Einwand, ein Vergleich der numerischen Simulationsresultate mit den Ergebnissen aus analytischen Verfahren widerspreche dem Modellgedanken, da die tatsächlichen Strömungsbedingungen nicht exakt formuliert werden können und dieses Unvermögen zu weit grösseren Abweichungen führt, ist berechtigt. Insofern steht eine allgemeine Regel, die absoluten Diskretisierungsfehler zu quantifizieren, nicht zur Diskussion. Bei den Vergleichsbeispielen geht es vielmehr darum, Abweichungen aufzuzeigen, welche durch unterschiedliche:
- Formen und Grössen der Elemente
- Anzahl und Anordnung der Knoten

entstehen können.

Fig. D 6.6 Stationäre Grabenströmung: Analytische und numerische Lösung



Die mit über 30 Netzen durchgeführte Untersuchung lässt für die Simulation von Grabenströmungen aber folgende Schlüsse zu:

- Eckknotenpotentiale von rechtwinkligen Elementen mit linearen Seiten sind exakt. Im Gegensatz dazu weisen Potentiale von Zwischenknoten Ungenauigkeiten auf, deren Grösse von den Ansatzfunktionen der vier Seiten, d.h. von der Anzahl und Anordnung der Zwischenknoten, abhängig ist.

- Eckknoten von verzerrten Elementen (z.B. Netz Nr. 3) führen auf Ungenauigkeiten, deren Grössen vom Verzerrungsgrad abhängig sind, d.h. je verzerrter das Element ist, desto grösser wird auch der Diskretisierungsfehler.

Die Fehler sind bei den Eckknotenpotentialen von sehr verzerrten linearen Elementen kleiner als bei den entsprechenden Zwischenknoten von gekrümmten Elementen.

- Unterschiedliche Grundwassermächtigkeiten können bei gleicher Knotenzahl mit linearen Elementen besser approximiert werden.

- Nachbildungen von natürlichen Berandungen mit gekrümmten Elementen sind potentialmässig nicht besser als mit linearen. Meistens können die Potentiale mit linearen Elementen exakter mit den Naturmessungen in Uebereinstimmung gebracht werden als mit gekrümmten, da die Inhomogenitäten des Grundwasserleiters bei gleicher Knotenanzahl mit linearen Seiten besser erfasst werden können.

Für die numerische Simulation von radialsymmetrischen Strömungen sind aus (D 23,36,41) und unseren Untersuchungen folgende Schlüsse zu ziehen:

- Die numerischen Ergebnisse weichen von den analytischen Lösungen (D 17,42) ab. Die Abweichungen hängen eng mit dem Diskretisierungsgrad zusammen: Je mehr Knoten entlang einer Stromlinie angesetzt werden, desto exakter sind die Lösungen. Bei hohem Diskretisierungsgrad und bei zunehmend kürzeren Seitenlängen der Elemente gegen den Brunnen hin sind die numerischen Ergebnisse sowohl im stationären wie auch im instationären Strömungsfall nahezu deckungsgleich mit den analytischen Lösungen.

- Der Potentialverlauf kann bei gleicher Anzahl Elemente mit kubischen besser nachgebildet werden als mit linearen. Dies bedingt jedoch eine entsprechend grosse Knotenzahl. Die Güte der Approximation ist aber bei gleicher Knotenanzahl mit linearen Elementen besser.

- Die erforderliche Elementdichte ist abgesehen von den natürlichen Durchlässigkeitsverhältnissen und den Speicherkoeffizienten von der Frage abhängig, ob mit dem Modell der Potentialverlauf und/oder die Entnahmemenge möglichst gut berechnet werden soll. Sie muss von Aufgabe zu Aufgabe neu bestimmt werden.

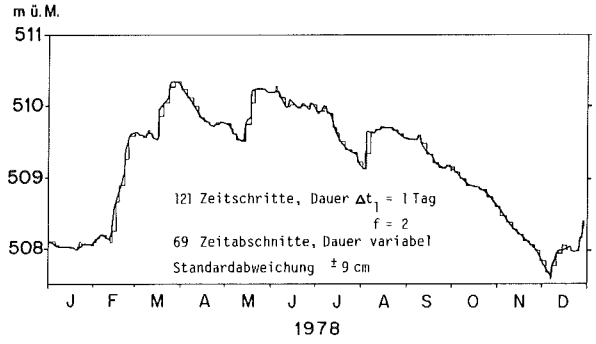
6.3.2 Zeitlicher Diskretisierungsfehler

Zeitliche Diskretisierungsfehler entstehen zwischen den in Natur kontinuierlich verlaufenden und den im Modell mit Zeitschritten zu approximierenden Ganglinien. Sie können klein gehalten werden, indem bei grösseren natürlichen Veränderungen die Zeitschrittlängen Δt möglichst klein gewählt werden.

F-D 6.7 zeigt eine aufgezeichnete Ganglinie des Potentialverlaufes und ihre Approximation mit einer Stufenfunktion. Die kleinsten Zeitschrittlängen betragen Δt = 1 Tag, die grösseren sind mit (6.9) berechnet worden. Die Güte der approximierten Ganglinie wird mit der Standardabweichung beschrieben.

$$t_{j+1}=t_j+\Delta t_{j+1},\ \Delta t_{j+1}=f\,\Delta t_j \quad (\text{für } t_{j+1} > ta_j: t_{j+1}=ta_j) \qquad (6.9)$$

Fig. D 6.7 Diskretisierte Ganglinie des Grundwasserstandes in 611.213/8



Kapitel 7: COMPUTERPROGRAMM NSDG2

7.1 Indirekte Bestimmung der Elementdurchlässigkeitsbeiwerte

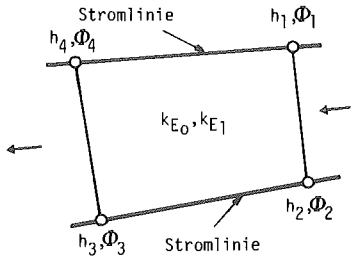
Das im Programm NSDG vorgesehene Probierverfahren nach dem "Trial and Error"-Prinzip führt bei der Modelleichung nicht zwangsläufig zu brauchbaren Ergebnissen. Die gemessenen Standrohrspiegelhöhen h und die berechneten Potentiale Φ lassen sich zudem nur mit einem erheblichen Aufwand in Uebereinstimmung bringen. Den Lösungsverfahren zur automatischen indirekten Bestimmung der Modellparameter, insbesondere der Durchlässigkeitsverteilung, muss deshalb eine besondere Bedeutung beigemessen werden.

7.1.1 Stromstreifenverfahren

Das einfachste Verfahren die Durchlässigkeitsbeiwerte indirekt zu bestimmen, kann mit Stromstreifen abgeleitet werden. Als Stromstreifen wird ein von zwei Stromlinien begrenztes Stromband bezeichnet. Definitionsgemäss findet über eine Stromlinie keine Strömung statt.

Ausgehend vom Gedanken, das mit den finiten Elementen diskretisierte Modellgebiet werde gemäss F-D 7.1 auf dem Stromstreifenprinzip aufgebaut, können mit einer Anfangsabschätzung der Elementdurchlässigkeiten k_{E_0} (gekennzeichnet durch den tief gestellten Index 0) die Knotenpotentiale $\Phi_0 = (\Phi_{1_0}, \Phi_{2_0}, \Phi_{3_0}, \Phi_{4_0})$ mit dem NSDG-Programm für jedes Element direkt bestimmt und die durch eine Fehlschätzung von k_{E_0} entstandenen Abweichungen zwischen den berechneten Potentialdifferenzen $\Delta\Phi = (\Phi_1+\Phi_2-\Phi_3-\Phi_4)/2$ und den gemessenen Grundwasserspiegeldifferenzen $\Delta h=(h_1+h_2-h_3-h_4)/2$ näherungsweise durch die Korrektur der Durchlässigkeitsbeiwerte mit $k_{E_1} \approx k_{E_0} \Delta\Phi_0/\Delta h$ verbessert werden.

Fig. D 7.1 Finites Element eines Stromstreifens



- o Knoten
- h_1 gemessene Standrohrspiegelhöhe beim Knoten 1 (analog h_2,h_3,h_4)
- Φ_1 berechnetes Potential beim Knoten 1
- k_{E_0} Anfangsabschätzung der Elementdurchlässigkeit
- k_{E_1} Berechnete Durchlässigkeit nach dem ersten Berechnungslauf

Auf diesem Prinzip haben wir beim NSDG2-Programm einen Algorythmus eingebaut, mit dem in einem Iterationsprozess die anfänglich geschätzten k_{E_0} - Werte elementweise verbessert werden.

$$k_{E_i} = k_{E_{i-1}}{}^{\Delta\Phi_{i-1}/\Delta h} \quad \text{(für } i = 1,2 \ldots\ldots n) \qquad (7.3)$$

Der Abbruch der Iteration erfolgt bei der eingegebenen maximalen Anzahl Iterationen n oder sofern bei sämtlichen Elementen die Verbesserung

$$\left|\Delta\Phi_i - \Delta\Phi_{i-1}\right| < \text{Error } \Delta\Phi$$

und die Differenz $\left|\Phi_i - h\right| < \text{Error h}$ sind.

Die Variation der Element-Durchlässigkeiten ist zudem nur innerhalb den eingegebenen Grenzen $k_{E_{min}}$ und $k_{E_{max}}$ zulässig.

Es gilt:

$$k_{E_{min}} \leq k_{E_i} \leq k_{E_{max}}$$

Vom theoretischen Standpunkt her ist in einem mit mehreren Elementen unterteilten Stromstreifen eine eindeutige Lösung bereits in einem Iterationsschritt möglich, sofern in mindestens einem der Elemente k_E bekannt ist.

Werden quer zur Strömungsrichtung mehrere Stromstreifen angeordnet, so sind aus folgenden Gründen mehrere Iterationsschritte notwendig:

- Die Elementseiten vom Knoten 1 zu 4 bzw. von 2 zu 3 sind nicht deckungsgleich mit Stromlinien; es kommt zu Querströmungen.
- Die gemessenen Standrohrspiegelhöhen entsprechen nur näherungsweise den mittleren Grundwasserpotentialen.
- Die eingegebenen Zu- und Wegflüsse weichen von den tatsächlichen Flüssen ab und führen auf hydraulische Widersprüche.

Testbeispiele zeigen jedoch: Auch dann werden die Abweichungen zwischen den vorgegebenen Standrohrspiegelhöhen und den berechneten Potentialen mit jedem Iterationsschritt kleiner. In der Regel konvergieren die Potentialdifferenzen $\Delta \Phi$ gegen Grenzwerte, die den vorgegebenen Spiegelgefällen Δh ungefähr entsprechen. Entscheidend für ein gutes Schlussresultat ist dabei die Güte der Anfangsabschätzung.

7.1.2 Gradientenverfahren

Das Gradientenverfahren ist ebenfalls darauf ausgerichtet, die vorgegebenen Standrohrspiegelhöhen in Uebereinstimmung mit den berechneten Potentialen zu bringen. Die Abweichungen werden über richtungsabhängige Potentialgefälle minimiert, indem die Durchflüsse über die Elementseiten in gerichtete Grössen zerlegt werden. Damit ist es möglich, neben den Potentialdifferenzen bzw. -gefällen auch die Strömungsrichtung in den Optimierungsprozess einzubeziehen (D 11). Im Unterschied zum Stromstreifenverfahren muss das Modell nicht in stromstreifenähnliche Elemente unterteilt werden.

Vergleich "Modello inverso" und NSDG2-Modell

Das Gradientenverfahren wurde mit dem "Modello inverso" der NFP-Projektgruppe Vedeggio (D 2) im Teilgebiet ① überprüft. Beim Vergleich beider Modelle (D 8) kann zusammenfassend folgendes festgestellt werden:

- Die räumlichen Durchlässigkeitsverteilungen sind ähnlich. Sowohl die kleinen als auch die grossen Durchlässigkeiten treten etwa in den gleichen Gebieten auf. Oertliche Abweichungen lassen sich grösstenteils auf die unterschiedliche Diskretisierung der beiden Modelle zurückführen.

- Der statistische Vergleich der Elementdurchlässigkeitsbeiwerte zeigt:

	Mod. inverso	NSDG2-Modell
Maximaler k_E-Wert	247 10^{-3}m/s	37 10^{-3}m/s
Minimaler k_E-Wert	0.0 10^{-3}m/s	0.1 10^{-3}m/s
Arithmetisches Mittel der k_E-Werte	9.5 10^{-3}m/s	7.3 10^{-3}m/s

  Beim Modello inverso wurden die Randelemente, die infolge der Diskretisierung mit rechteckigen Elementen teilweise extrem grosse Durchlässigkeitsbeiwerte bis $769 \cdot 10^{-3}$m/s aufwiesen, nicht berücksichtigt.

- Beim Modello inverso sind grosse Durchlässigkeiten häufiger, was zu einem um etwa 30% grösseren arithmetischen Mittelwert der Elementdurchlässigkeitsbeiwerte als beim NSDG2-Modell führt.

- Bei der Eingabe von interpretierten Knotenpotentialen sind bei beiden Modellen kleine Interpolationsfehler (sog. noise) unvermeidbar. Im Gegensatz zum NSDG2-Modell, bei dem die Knoten deckungsgleich mit den Beobachtungspunkten angeordnet werden können, müssen beim modello inverso praktisch sämtliche Potentiale interpoliert werden.

- Bei der indirekten Bestimmung der Zu- und Wegflüsse stellen sich prinzipiell die gleichen Probleme wie bei Stromstreifenverfahren.

Aus der Gegenüberstellung der beiden Lösungsverfahren haben wir den Schluss gezogen, dass es nur sinnvoll ist beim NSDG2-Programm den Optimierungsprozess über das Stromstreifenverfahren hinaus zu verbessern, wenn definierbare Vertrauensbereiche für die Modellparameter berücksichtigt werden. Ein entsprechender Lösungsansatz wurde von BOEHM für das Differenzenverfahren mit Hilfe von Dreiecksnetzen in (D 12) gegeben. Die in diesem Sinne begonnene Programmerweiterung konnte aus Zeitgründen nicht zu Ende geführt werden.

7.2 Zeitliche Verzögerung der direkten Grundwasserneubildung in Abhängigkeit des Flurabstandes

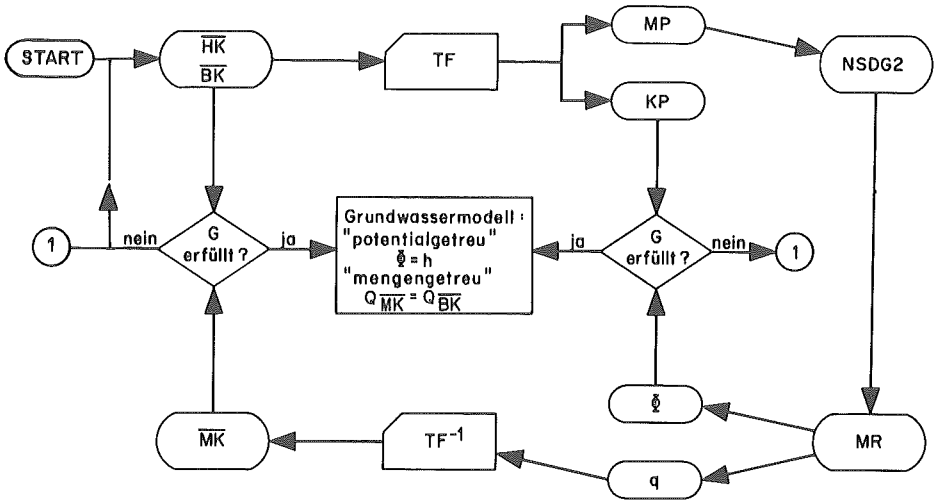
Sensibilitätsuntersuchungen haben sowohl für das Testgebiet wie auch für das Grundwassergebiet Gäu/Bipperamt (D 10) ergeben: Die im Felde aufgezeichneten Grundwasserspiegel-Ganglinien können auch bei guter zeitlicher Auflösung der Niederschlagsereignisse nicht befriedigend nachgebildet werden, wenn die Grundwasserneubildungsraten pro Zeitschritt über das gesamte Modellgebiet konstant sind. Die flächenmässigen Zuflüsse müssen gebietsabhängig zeitlich aufgelöst werden.

Die Simulation der Grundwasserströmung in der teilgesättigten Ueberwasserspiegelzone stand nicht zur Diskussion. Geeigneter schien es, die Reaktion in Abhängigkeit des Flurabstandes zu untersuchen. Als zusätzlicher Modellparameter müssen dafür die Regressionskoeffizienten und die Terrainhöhe z_o bekannt sein (B-18.3.4).

7.3 Transferfunktionen

Mit Transferfunktionen TF werden zeitabhängige Modell- und Kontrollparameter MP, KP anhand bekannter Kennziffern $\overline{HK}$, $\overline{BK}$ knotenweise bestimmt. Mit TF^{-1} werden die Modellkennziffern $\overline{MK}$ berechnet.

Fig. D 7.2 Transferfunktionen (Prinzipskizze)



HK	Hydrologische Kennziffern	für: - Teilgebiete - Gewässerabschnitte - Bilanzierungsprofile
BK	Bilanzierungskennziffern	
MK	Modellkennziffern (i.B. Zu- und Wegflüsse)	
TF	Transferfunktionen	
MP	Modellparameter	für Knoten
KP	Kontrollparameter (i.B. Grundwasserstände)	
MR	Modellresultate (Φ=Potential, q= Fluss)	
G	Gütefunktion (Vergleich)	
NSDG2	Numerische Simulation	
(1)	Analyse der Abweichungen, ev. Aenderung der Tranferfunktionen	

7.3.1 Modell- und Kontrollparameter

Ausgehend von zwei miteinander verknüpften Regressionsgleichungen wurde eine Funktion entwickelt, mit der die Modell-und Kontrollparameter knotenweise für wählbare Zeitabschnitte oder Zeitschritte aus bekannten Kennziffern hergeleitet werden können. In allgemeiner Form geschrieben, lautet die Transferfunktion:

$$g(\Delta t) = c + p_1 (c_1 + \alpha_1(\bar{w}_1 (\Delta t) - d_1)) + p_2 (c_2 + \alpha_2 (\bar{w}_2(\Delta t) - d_2)) \quad (7.2)$$

Darin bedeuten:

$g(\Delta t)$	Modell- oder Kontrollparameter (zeitschritt- oder zeitabschnitt-abhängige Grössen)
c	Konstantes Glied
c_1, c_2	Regressionskonstanten der Gleichungen 1 und 2
α_1, α_2	Steigungen der Regressionsgeraden
d_1, d_2	Differenzglieder

p_1, p_2 Knotengewichte

$\bar{w}_1(\Delta t)$, $\bar{w}_2(\Delta t)$ Stufenfunktionen mit Mittelwerten pro Zeitschritt oder pro Zeitabschnitt; berechnet aus zwei diskretisierten Ganglinien der Kennziffern HK oder BK

Die Funktion erlaubt, die Regressionsgleichung flexibel zu handhaben. Es können mit ihr sowohl Festpotentiale wie auch Knotenflüsse hergeleitet werden. In T-D 7.1 werden drei verschiedene Möglichkeiten gezeigt, wie Festpotentiale aus einer oder mehreren Ganglinien des Grundwasserspiegels berechnet werden können. Die Beispiele stammen aus dem Teilmodell 2. Mit ihnen werden die Modellparameter der Knoten 11 und 13 für die Jahre 1976 und 1977 aufbereitet.

Tab. D 7.1 Tansferparameter zur Berechnung von Festpotentialen

Jahr	Knotennummer	Parametertyp, P = Potential	Zeittyp, S = Zeitschritt	Ganglinie der Messstelle 1 $\bar{w}_1(\Delta t)$	Ganglinie der Messstelle 2 $\bar{w}_2(\Delta t)$	konstantes Glied c	Knotengewicht 1 p_1	Steigung der Regressionsgerade 1 α_1	Differenzglied 1 d_1	Knotengewicht 2 p_2	Steigung der Regressionsgerade 2 α_2	Differenzglied 2 d_2
76/77	13	P	S	WAB33								
1976	11	P	S	WAB33		507.32	1.00	0.960	507.34			
1977	11	P	S	WAB32	WAB33	509.08	0.33	1.105	509.46	0.67	1.000	508.85

1. Zeile: Knoten 13 entspricht lagemässig der Messstelle WAB33 (611.212/8). Die Potentiale werden anhand der digitalisierten Ganglinie des Grundwasserspiegels als Mittelwert pro Zeitschritt $\bar{w}_1(\Delta t)$ in den Array $g(\Delta t)$ des Knotens 13 direkt übertragen.

Die Transferbeziehung lautet:

$$g(\Delta t) = \bar{w}_1(\Delta t) \qquad (7.3)$$

2. Zeile: Knoten 11 befindet sich 325m südöstlich WAB33. Die Potentiale werden anhand der digitalisierten Ganglinie des Grundwasserspiegels als Mittelwert pro Zeitschritt $\bar{w}_1(\Delta t)$ mit einer einfachen Regressionsbeziehung in den Array $g(\Delta t)$ des Knotens 13 übertragen.

Die Transferbeziehung lautet:

$$g(\Delta t) = c + p_1 \alpha_1 (\bar{w}_1(\Delta t) - d_1) \qquad (7.4)$$

Es sind:

c = Arithmetisches Mittel aus Einzelbeobachtungen des Grundwasserspiegels in der Umgebung des Knotens 11.

p_1 = Knotengewicht = 1.0, da nur eine Messstelle vorhanden.

α_1 = Uebertragungsfaktor der Spiegelschwankungen bei WAB33 auf die Schwankungen bei Knoten 11 = 96%. Die Angabe wurde den statistischen Auswertungen der Spiegelschwankungen in B - 15. entnommen.

d_1 = Mittlerer Grundwasserspiegel der Messstelle WAB33 im Jahre 1976.

3. Zeile: Für 1977 liegen Ganglinien von zwei Grundwasser-Messstellen WAB33 und WAB32 vor, mit denen die Potentiale des Knotens 11 hergeleitet werden können. Knoten 11 befindet sich 200m von der Emme, 325 m von WAB33 und 800 m von WAB32 entfernt.

Die Transferfunktion lautet:

$$g(\Delta t)=c+p_1\,\alpha_1(\bar{w}_1(\Delta t)-d_1)+p_2\,\alpha_2(\bar{w}_2(\Delta t)-d_2) \qquad (7.5)$$

Es sind:

c = Für Knoten 11 interpolierter Wert aus den Jahresmitteln der Grundwasserspiegel von WAB32 und WAB33

p_1 = Knotengewicht unter Berücksichtigung der Distanz zwischen dem Knoten 11 und WAB 32 sowie dem Knoten 11 und der Emme

α_1 = Uebertragungsfaktor der Spiegelschwankungen bei WAB33 auf die Schwankungen bei Knoten 11 = 110.5%. Die grösseren Schwankungen entstehen durch die Infiltration der Emme

d_1 = Mittlerer Grundwasserspiegel von WAB32

Die Faktoren p_2, α_2 und d_2 werden analog berechnet.

Als weiteres Beispiel für die Anwendung von (7.2) werden in T-D 7.2 die Exfiltrationsmengen in Knotenflüsse übertragen. Die Transferfunktion lautet:

$$g(\Delta t) = p_1\ (c_1 + \alpha_1\ \bar{w}_1\ (\Delta t)). \qquad (7.6)$$

Tab. D 7.2 Transferparameter zur Berechung von Wegflüssen in m^3/s

Knotennummer i	Parametertyp, W = Wegfluss	Zeittyp, A = Zeitabschnitt	Ganglinie des Grundwasserspiegels $\overline{W}_i(\Delta t)$	Knotengewicht P_i	Regressionskonstante c_i	Steigung der Regressionsgerade α_i
72	W	A	ZAH47	0.09	-71.41	0.1443
86	W	A	ZAH47	0.45	-71.41	0.1443
87	W	A	ZAH47	0.11	-71.41	0.1443
99	W	A	ZAH47	0.07	-71.41	0.1443
100	W	A	ZAH47	0.28	-71.41	0.1443

c_i, α_i = Regressionsparameter gemäss (17.7) in B-17.5.2

P_i = Knotengewicht, entspricht dem Knotenflussanteil der Exfiltrationsmenge Fraubrunnen

7.3.2 Modellkennziffern

Modellkennziffern sind weiterverarbeitete Ergebnisse der Computersimulationen. In der Regel entsprechen sie Summen von Zu- und Wegflüssen für Teilgebiete, Gewässerabschnitte oder Bilanzierungsprofile.

$$Q = \sum_{i=1}^{n} Q_i \qquad (7.7)$$

Als Beispiel wurden in T-D 7.3 die Knotenflüsse Q_i für das Bilanzierungsprofil 15E aufsummiert. Ausgedruckt wird die Wassermenge für die erste und letzte Stufe der simulierten Zeitperiode. Daneben wird der kleinste und grösste Wert sowie der Durchschnittswert der Zeitperiode ausgewiesen. Diese Werte werden mit den Bilanzierungskennziffern verglichen.

Flächenmässige Zuflüsse, wie die direkte Grundwasserneubildung, werden als Differenzmenge ausgewiesen, unberücksichtigt bleiben Knoten mit definiertem Knotenzu- oder Wegfluss, sog. Gewässerknoten, bei denen der flächenmässige Zu-oder Wegfluss bereits integriert ist.

Tab. D 7.3 Durchflussmengen (l/s) des Bilanzierungsprofiles 15E für 1977

Transferfunktion TF^{-1}:

$$Q_{15E} = \sum_{i=5}^{14} Q_i$$

Modellkennziffern:

Name der MK	Wassermengen				
	1.Wert	letzter Wert	Minimum	Mittel	Maximum
Q_{15E}	1920.8	1965.1	1743.3	1989.1	2690.8

7.4 Variation der Speicherkoeffizienten

Die instationären Simulationen haben ergeben: Ein konstanter Speicherkoeffizient über das gesamte Modellgebiet führt zu grösseren Abweichungen zwischen Standrohrspiegeln und Potentialen als ein variabler. Beim NSDG2-Programm wurden deshalb elementweise wählbare Speicherkoeffizienten eingeführt. Die Speicherkoeffizienten werden von einer Anfangsabschätzung aus, welche aus den Ganglinien des Grundwasserspiegels abgeleitet werden kann (B - 18.4.4), geeicht. Sie können für Knoten mit bekannter Ganglinie verbessert werden.

$$\bar{S}_{K_1} \approx \bar{S}_{K_o} \frac{1}{n} \left(\frac{\Delta\Phi_1}{\Delta h_1} + \frac{\Delta\Phi_2}{\Delta h_2} + \ldots + \frac{\Delta\Phi_n}{\Delta h_n} \right) = \bar{S}_{K_o} f_S \qquad (7.8)$$

$\bar{S}_{K_1}$ Flächengemittelter Speicherkoeffizient für einen Knoten, 1. Verbesserung, vgl. (7.9)

$\bar{S}_{K_o}$ - dito -, Anfangsabschätzung

$\Delta\Phi_1$, $\Delta\Phi_2 \ldots \Delta\Phi_n$ Differenzen zwischen tiefen und hohen Potentialen, welche mit der Anfangsabschätzung berechnet wurden (F-D 10.1).

Δh_1, $\Delta h_2 \ldots \Delta h_n$ Differenzen zwischen tiefen und hohen Grundwasserständen, welche mit Schreibpegeln aufgezeichnet wurden (F-D 10.1).

n Anzahl Differenzbildungen

f_S Korrekturfaktor zur Verbesserung des Speicherkoeffizienten

Die Mittelwerte der Speicherkoeffizienten für Knoten werden wie folgt gebildet:

S_{E_i} Speicherkoeffizient im Element i

ΔF_i Teilfläche des Elementes i, welche vom Knoten abgedeckt wird

n_e Anzahl Elemente in der Umgebung des Knotens (1-4 Elemente)

$$\bar{S}_K = \frac{\sum_{i=1}^{n_e} S_{E_i} \Delta F_i}{\sum_{i=1}^{n_e} \Delta F_i} \qquad (7.9)$$

Die Verbesserung der Elementspeicherkoeffizienten erfolgt mit

$$S_E = \frac{\sum_{k=1}^{n_K} \bar{S}_{K_k} \, f_{S_k}}{\sum_{k=1}^{n_K} f_{S_K}} \qquad (7.10)$$

n_K Anzahl Knoten pro Element

7.5 Statistische Nachauswertung der Modellgrössen

Als Modellgrössen bezeichnen wir sämtliche im Zusammenhang mit den Computersimulationen stehenden, relevanten Daten. Im NSDG-Programm wird auf eine statistische Nachauswertung dieser Grössen fast gänzlich verzichtet. Zudem ist die Resultatangabe vorwiegend auf den Vergleich zwischen den berechneten und den eingegebenen Grundwasserständen ausgerichtet. Für Modelle, von denen nebst der potentialtreuen auch die mengentreue Wiedergabe der natürlichen Verhältnisse verlangt wird, ist diese Resultatausgabe zu spärlich.

Für NSDG2 stand eine Analyse der Abweichungen zwischen den Modell- und Kontrollparametern im Vordergrund. Um diese zu erreichen, musste das Programm mit zusätzlichen Subroutinen ergänzt werden, welche die Modellgrössen in statistisch auswertbare Mittelwerte umrechnen und in leicht verständlichen Tabellen und Grafiken darstellen. Die Mittelwerte sind entweder flächen-oder zeitbezogen auszuwerten.

7.5.1 Flächenbezogene Auswertungen

Die flächenbezogenen Mittelwerte basieren auf Modellgrössen, die entweder zeitunabhängig sind (z.B Stauerkoten) oder sich auf einen Zeitschnitt (z.B Potentialverteilung an einem bestimmten Zeitpunkt) oder Zeitabschnitt (z.B. durchschnittliche Zu- und Wegflüsse während eines Jahres) beziehen. Sie gelten für Knoten, bzw. für dessen zugehörige Teilfläche oder für Elemente.

Knotenbezogene Modellgrössen sind:

- Flurabstand H_F
- Potential Φ
- Zu- und Wegflüsse Q
- Differenzen zwischen Potentialen und Grundwasserständen Φ-h etc.

Elementbezogene Modellgrössen sind:

- Elementdurchlässigkeit k_E
- mittlere Grundwassermächtigkeit H_E
- Transmissivität pro Element $T_E = k_E \cdot H_E$
- Speicherkoeffizient S_E
- mittleres Potentialgefälle pro Element $\Delta\Phi_E$ etc.

Mittelwerte von Modellgrössen für Teilgebiete oder Blockprofile werden mit Elementen, solche für Profile mit Knoten gebildet. Die Ergebnisse können tabellarisch oder graphisch dargestellt werden.

Als Beispiel werden für das Teilmodell 1 in T-D 7.4 die geeichten Elementdurchlässigkeiten gezeigt. Sie erstrecken sich von der südwestlichen zur nord- östlichen Berandung des Grundwasserleiters, liegen quer zur Hauptströmungs- richtung des Grundwassers und werden durch acht Elemente von etwa gleicher Grösse gebildet. Die Mittelwerte entsprechen dem arithmetischen Mittel der acht Elementdurchlässigkeiten pro Blockprofil.

Tab. D 7.4 Tabellarische Darstellung einer elementbezogenen Modellgrösse

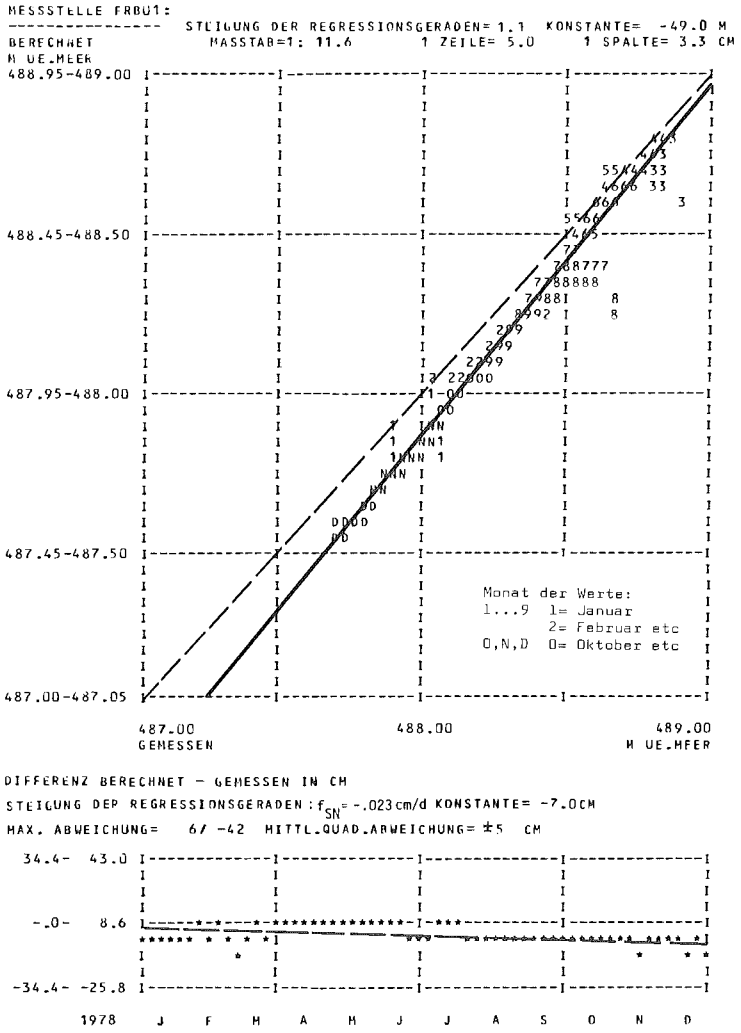
ELEMENT NR.-NR.	MITTEL	ELEMENT-DURCHLAESSIGKEIT (MM/S)							
1- 8	5.83	2.97	4.23	4.77	6.30	3.86	4.30	7.19	13.03
9- 16	6.30	9.18	5.57	6.16	2.61	2.48	9.79	8.83	5.75
17- 24	6.57	7.08	6.24	6.23	2.26	5.35	13.34	7.43	4.64
25- 32	6.77	4.21	7.42	4.92	5.90	10.93	10.87	5.93	3.96
33- 40	8.66	3.40	9.38	4.28	10.06	18.42	13.37	5.73	4.61
41- 48	9.45	16.76	3.58	4.84	6.16	17.19	17.21	8.51	1.35
49- 56	11.56	9.61	8.68	6.71	16.66	24.17	19.54	5.55	1.56
57- 64	12.61	5.81	7.96	7.52	24.60	22.58	22.00	8.78	1.67
65- 72	9.35	6.68	7.39	10.23	22.01	22.13	2.57	3.56	.19
73- 80	9.57	7.93	4.51	21.85	23.84	12.13	4.50	1.53	.25
81- 88	6.25	5.41	4.58	22.84	7.98	5.79	1.93	.94	.54
89- 96	5.50	7.40	4.96	17.76	6.07	5.72	.47	.88	.73
97-104	5.32	6.02	1.85	29.09	.10	3.68	1.00	.57	.26
105-112	1.11	.98	.73	.93	.88	.00	4.32	.89	.12
113-120	1.23	.74	.81	.92	.94	.00	5.18	.77	.47
121-128	3.07	3.20	4.07	4.62	5.10	.00	6.46	.20	.89
129-136	4.30	2.27	4.75	8.09	13.69	.00	4.63	.26	.70
137-144	5.74	5.17	9.20	7.06	18.59	.47	3.84	.78	.80
145-152	8.89	7.54	15.59	14.57	19.01	4.25	4.87	2.01	3.30
153-160	12.29	9.18	14.16	13.82	12.60	39.37	.32	4.19	4.70
161-168	6.63	11.44	10.63	14.86	2.56	.25	.34	8.08	4.88
169-176	7.20	12.20	14.16	13.70	1.91	.00	1.02	8.59	6.02
177-184	8.24	13.17	12.99	15.82	2.16	1.31	6.05	11.15	3.32
185-192	9.56	17.28	17.63	12.83	5.91	7.43	7.75	6.92	.73
193-200	10.99	18.14	21.95	8.74	7.61	9.08	14.63	7.37	.40

7.5.2 Zeitbezogene Auswertungen

Für zeitabhängige Modellgrössen sind beim NSDG2 Datum und Uhrzeit zugelassen, was die Auswertung instationärer Modellsimulationen entscheidend vereinfacht. Modellgrössen, Hydrologische Kennziffern und Bilanzierungskennziffern können für wählbare Zeitperioden dargestellt werden. Mittelwertbildungen lassen sich auf die gewählten Zeitschritte oder Zeitabschnitte abstimmen. Die Diskretisierungsfehler beim Vergleich der Bilanzierungskennziffern mit den Modellgrössen können damit klein gehalten werden.

Als Beispiel wird in F-D 7.3 eine alphanumerische Darstellung (PRIPLOT) gezeigt, bei der berechnete und gemessene Grundwasserstände miteinander verglichen werden. Bei den Vergleichswerten handelt es sich um Tagesmittel der Grundwasser-Messstelle FRB01 (607.215/25), wobei aus darstellerischen Gründen nur jeder sechste Wert als Zahl oder * ausgedruckt wird. Die statistischen Angaben erlauben, die instationäre Modelleichung zu verbessern.

Fig. D 7.3 Vergleich von berechneten und gemessenen Grundwasserständen



Kapitel 8: STRUKTURELLER AUFBAU DES MODELLS "UNTERES EMMENTAL"

8.1 Grundsätze

8.1.1 Grösse und Berandung eines Modellgebietes

Bei einem Grundwassermodell stellt sich die Frage, wie gross das Modellgebiet gewählt und abgegrenzt werden soll. Als Entscheidungsgrundlage dienen zwei Regeln:

1. Die Randpotentiale sowie die Grundwasserzu- und wegflüsse über die Modellränder müssen möglichst genau beschrieben werden können (Randbedingungen).

2. Die Strömungsverhältnisse innerhalb eines Modellgebietes, d.h. die Potentialverteilung und die Flüsse, müssen zumindest zu einem Zeitpunkt formuliert werden können (Anfangsbedingungen).

Beim NSDG2 ist die mathematische Formulierung der Randbedingungen auf drei Arten möglich:

1. Vorgeschriebenes Potential (Festpotential), Typ Dirichlet

2. Vorgegebener Fluss , Typ Neumann

3. Teildurchlässiger Rand , Typ Cauchy

Ihre mathematische Formulierung erfolgt in D-4.1.3. Die 3. Art (vgl. F-D 4.5) kann durch eine Reihe schmaler Elemente mit kleineren Durchlässigkeitsbeiwerten entlang dem teildurchlässigen Rand in die 1. Art überführt werden.

Die Anfangsbedingungen werden im allgemeinen mit einem Ausgangspotential festgehalten. Ein solches ist für das Eichen des Grundwassermodells sowie für das Simulieren instationärer Strömungsfälle zwingend, bei stationären nicht nötig.

Mit diesen mathematischen Hilfsmitteln kann ein Grundwasser-Strömungsfeld beliebig abgegrenzt werden. Dem Programmbenützer ist somit erlaubt, das Modellgebiet vollständig nach seinen Zielvorstellungen zu wählen. In der Praxis fehlen jedoch oft die notwendigen Feldbeobachtungen, um die Rand- und Anfangsbedingungen zu formulieren. Behelfsmässig wird dann auf ein Gebiet zurückgegriffen, von dem möglichst viele der notwendigen Feldbeobachtungen vorhanden sind.

Unsere Erfahrungen zeigen: Bei Mangel an grossräumig erhobenen Felddaten werden die Modellgebiete im allgemeinen zu klein dimensioniert. Leider zeigt sich dieser Fehler erst, wenn Prognoserechnungen in situ überprüft werden können. Prognosesimulationen, um Eingriffe zu beurteilen, die sich über das gewählte Modellgebiet hinaus auswirken, werden schwierig, da deren Einflüsse bei den Modellrändern nicht beschrieben werden können. Daher sind Berandungen besonders geeignet, bei denen sich entweder die mittleren Grundwasserpoten-

tiale oder die Zu- und Wegflüsse auch bei grösseren Eingriffen in das Grundwassersystem nicht bedeutend verändern.

In T-D 8.1 werden einige markante, natürliche Grenzen aufgeführt und als Modellrand gewertet. Schwierigkeiten können entstehen, wenn ein Rand nicht vollumfänglich eine der genannten Randbedingungen erfüllt oder die Randbedingungen zeitweise, z. B. während Hochwasserperioden, wechseln. Seitliche Begrenzungen des Grundwasserleiters oder Exfiltrationsstrecken von Oberflächengewässern sind gute Modellberandungen und sollten bei der Grundwasserprospektion entsprechend erforscht werden.

Tab D 8.1 Hydraulisch markante, natürliche Grenzen für das Nachbilden von Modellrändern

Randbedingungen	Natürliche Grenzen	Modellparameter	Kontrollparameter	Eignung als Modellrand
1. Art	Oberflächengewässer mit gesättigter Infiltrations- oder Exfiltrationsströmung, z.B. längs von Flüssen, Quellbächen	Potential entlang der Gewässer	Infiltrations- oder Exfiltrationsleistung, Quellschüttung	geeignet, sofern ein grosser Teil der gesamten Grundwassermenge in- oder exfiltrieren
	Grenzfläche zwischen gering und stark durchlässigen Zonen, z.B. Grenzfläche zwischen schwach durchlässigen Sanden und gut durchlässigen Schottern	Potential entlang der stark durchlässigen Zone	Potentialverteilung in den Randbereichen der gering durchlässigen Zonen	geeignet, sofern die Durchlässsigkeit der gering durchlässigen Schicht bekannt ist
2. Art	Oberflächengewässer mit perkolativer Infiltration, z.B. längs von Flüssen	Infiltrationsleistung	Potentialverteilung entlang der Gewässer (mittlere Potentiale)	geeignet, sofern kein weiterer unterirdischer Zufluss über den Rand strömt
	Fassungsstellen, z.B. Brunnenreihen, Sickergalerien, Drainagen	Entnahmemengen, Sickerwasserabfluss	mittleres Potential bei den Fassungsstellen	geeignet, sofern die gesamte Grundwassermenge entnommen wird
	Grenzfläche zwischen stark und gering durchlässigen Zonen, z.B. Grenzfläche zwischen Schotter und Moräne oder Festgesteinen	disperse randliche Zu- oder Wegflüsse aus den stark in die gering durchlässigen Zonen	Potentialverteilung in den Randbereichen der stark durchlässigen Zonen	sehr gut
	Stromlinien, z.B. undurchlässige Ränder	kein Zu- oder Wegfluss	- dito -	sehr gut, sofern diese zeitlich nicht variieren
	Wasserscheiden, z.B. zwischen zwei Grundwassergebieten	- dito -	mittleres Potential	- dito -
3. Art	Oberflächengewässer mit kolmatiertem Gewässerbett, z.B. Kanäle, kolmatierte Flüsse	Potential entlang der Gewässer und "Leakage" Faktoren	Infiltrations- oder Exfiltrationsleistung	problematisch
	Randbereiche mit unvollkommenen eintauchenden Moränen	vertikale Potentialverteilung im Randprofil	Potentialverteilung in den Randbereichen	problematisch

8.1.2 Anordnung und Dichte von Knoten

Im Gegensatz zur Abgrenzung des Modellgebietes lässt sich die Anordnung der Knoten kaum mit einer allgemeingültigen Regel beschreiben. Dies gilt insbesondere für Modelle mit finiten Elementen, da jedes eine eigene Charakteristik hat. Wo und wieviele Knoten angeordnet werden sollen, ist für jede neue Aufgabe gesondert anzugehen.

Von der hydrogeologischen Seite wird im allgemeinen gefordert:

Das Gebiet ist so zu diskretisieren, dass sämtliche Kenntnisse über den Grundwasserleiter ins Modell einfliessen, damit die tatsächlichen Gegebenheiten mit dem Modell möglichst wirklichkeitstreu nachgebildet werden können.

Für die Modellhandhabung gilt:
Es ist möglichst eine einfache Diskretisierung des Gebietes anzustreben.

Bereits bei der Programmplanung müssen Kriterien erarbeitet werden, welche die Zielvorstellungen beschreiben. Dabei geht es darum, abzuklären

- welche Leistungseigenschaften (Genauigkeit, Zuverlässigkeit) das Grundwassermodell haben soll,

- ob die verfügbaren Daten für den Aufbau eines Grundwassermodells mit den gewünschten Leistungseigenschaften ausreichen, und

- falls nein, ob die fehlenden Daten, mit den zur Verfügung stehenden Mittel, beschafft werden können.

Das Genauigkeitsproblem wird in der Planungsphase meist von der Qualität und der Quantität der bereits verfügbaren Informationen dominiert. Qualitativ geht es darum, ob mit den vorhandenen Feldbeobachtungen die Modell- und Kontrollparameter so ermittelt werden können, dass sie repräsentativ sind. Quantitativ können Eingabedaten oft nur in einem kleinen Teilgebiet auf Feldbeobachtungen abgestützt werden, für die restlichen Teilgebiete sind mehr oder weniger fundierte Schätzungen notwendig. Eine grosse Knotendichte anzustreben ist unsinnig, wenn die Hydrologischen und die Bilanzierungs-Kennziffern eine unterschiedliche Güte in Raum und Zeit aufweisen. Die Knotendichte und damit natürlich auch die Resultatdichte soll für ein gutes Modell weniger von den modelltechnischen Möglichkeiten her geplant werden, als vielmehr auf die tatsächlich vorhandenen geohydraulischen Kenntnisse ausgerichtet werden und von der Fähigkeit her,diese in das Modell zu übertragen. Damit können zuverlässige Modellresultate erreicht werden.

Eine allzu enge Knotendichte täuscht praktisch immer eine Genauigkeit vor, welcher die Modellresultate später nicht standzuhalten vermögen. Die Rechenleistung, wie die Beurteilung der Resultate, erfordert zudem einen grösseren Arbeitsaufwand.

Für die Planung eines Netzes hat sich im Laufe der Forschungsarbeiten folgendes Vorgehen bewährt:

1. Die Oertlichkeiten mit Informationen werden aufgelistet; die Stammdaten und Feldbeobachtungen für die notwendigen Kennziffern zusammengestellt. T-D 8.2 zeigt eine Auswahl der Objekte, welche situationsmässig als Punkt, Linie, Kurve oder Fläche dargestellt werden.

Tab. D 8.2 Oertlichkeiten von geohydraulischer Bedeutung

Punkt	Linie oder Kurve	Fläche
Bohrung	Begrenzung des Aquifers	Zone mit gl.
Piezometer	Oberflächengewässer	- Niederschlag
Vertikalfilterbrunnen	Brunnenreihen	- Vegetation
Horizontalfilterbrunnen	Drainageleitung	- Bodenart
Schacht	Sickergalerie	- Flurabstand
Quellfassung	Moränenrand	- Mächtigkeit
Wasserstands-Abstichpunkt	Stromlinie	- Durchlässigkeit
Abflussmengen-Messstelle	Wasserscheide	Anreicherungsanlage
Stauwehr, Schwelle	Profile jegl. Art	See (Kiesgrube)

Tab. D 8.3 Zielgrössen beim Schematisieren eines Grundwasserleiters

Datenart		Kurzbez.	(Dimension)
Stammdaten[1]	Höhen der Geländeoberfläche oder der Gewässersohle	z_o	(m ü.M.)
	Höhe des Grundwasserstauer	z_u	(m ü.M.)
	Durchlässigkeitsbeiwerte	k	(10^{-3} m/s)
	Speicherkoeffizienten	S	(%)
Feldbeob-achtungen[2]	Wasserstände	h	(m ü.M.)
	Entnahmemengen Anreicherungsmengen Quellschüttungen	Q	(m^3/s)
	Infiltrationsleistungen, Exfiltrationsleistungen Sickerleistungen (randliche Zu- oder Wegflüsse	q	(m^3/sm)
	direkte Grundwasserneubildungsrate	q	(m^3/sm^2)

1) Koordinaten x, y angeben 2) Zeitperiode und Anzahl der Messungen angeben

2. Bei den erarbeiteten hydrologischen Grundlagen wird überprüft, wieweit sie sich für die Eichung des Modelles eignen. Dazu werden die Stammdaten und Feldbeobachtungen mit einem Punktesystem bewertet:

   a) Sind für den ausgewählten Eichzeitraum Feldbeobachtungen vorhanden? (kontinuierlich: 5, periodisch: 2 bis 4, vereinzelt: 1, keine: 0 Punkte).

   b) Eignet sich die Messstelle zur Definition der Anfangsbedingungen? (ja: 1, nein: 0 Punkte).

   c) Reichen die verfügbaren Stammdaten und Feldbeobachtungen zur Bestimmung von repräsentativen Modellparametern aus? (direkte Uebertragung möglich: 5, Uebertragung mit Transferfunktion ungenau bis gut:

1 bis 4, Modellparameter unbekannt: 0 Punkte).

d) Können mit den verfügbaren Daten Kontrollparameter ermittelt werden? (Bewertung analog wie unter c).

e) Welche Bedeutung hat die Messstelle für die Schematisierung des Grundwasserleiters? (Randbedingung: 5, mehr oder weniger wichtige Punkte zur Schematisierung einer Grenze innerhalb des Modellgebietes: 1 bis 4, keine Bedeutung: 0 Punkte).

Die Bewertung wird tabellarisch und situationsmässig dargestellt.

3. Es wird ein Gütekriterium definiert, das die Objekte erfüllen müssen, um als Knoten geeignet zu sein.

Im Testgebiet wurde mit Hilfe der oben beschriebenen Bewertungsskala mindestens eine durchschnittliche Güte von 15 Punkten angestrebt, 5 Punkte sollten nicht unterschritten werden.

In Gebieten mit komplizierten hydraulischen Verhältnissen, beispielsweise im Exfiltrationsgebiet der Urtenen, wo viele Messstellen aufgebaut werden müssen, sollten verständlicherweise auch die Modellknoten dicht angeordnet werden. Wenn auf engem Raum die Knotendichte stark erhöht werden muss, wird das Diskretisieren des übrigen Modellgebietes schwierig. Oft ist es notwendig, Kompromisse einzugehen:

- Das fragliche Gebiet wird mit einem Teilmodell bearbeitet, bei dem die Knoten dichter angeordnet sind.

- Das fragliche Gebiet wird weggelassen, indem die Modellgrenzen verschoben werden. Diese Lösung kann beispielsweise bei angrenzenden Grundwasserleitern mit lokaler Bedeutung durchaus sinnvoll sein, sofern die Randbedingungen des reduzierten Modellgebietes formuliert werden können.

- Die Genauigkeitsforderung wird für das fragliche Gebiet reduziert.

8.2 Diskretisierung des Modellgebietes

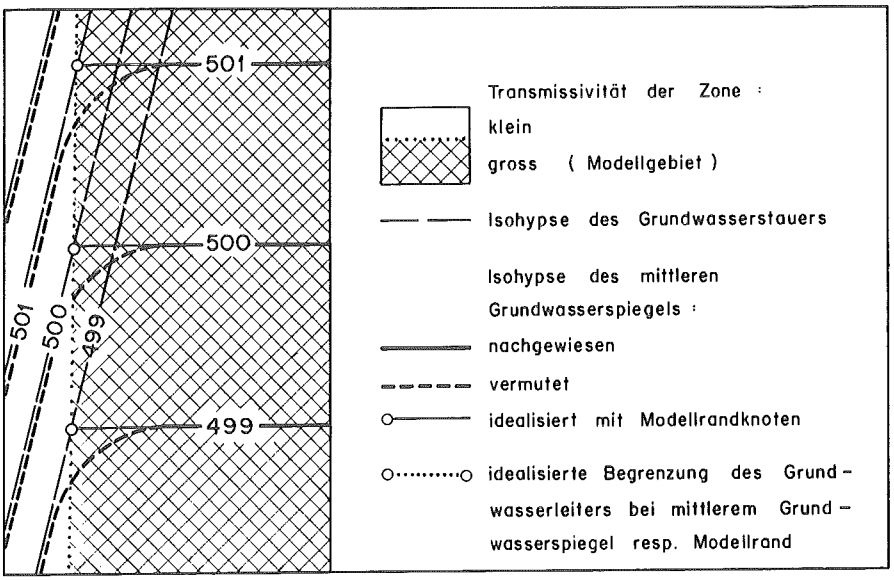
Das Modellgebiet ist praktisch identisch mit dem Testgebiet. Aufgrund von arbeits- und modelltechnischen Ueberlegungen wurde es in zwei Teilgebiete (vgl. D-4.3.1) unterteilt. Die entsprechenden Modelle werden in Anlehnung an die ausgeschiedenen Bilanzierungs-Teilkörper als Teilmodell 1 und Teilmodell 2 bezeichnet.

Obwohl am Schluss der Forschungsarbeiten die beiden Teilmodelle zu einem einheitlichen Grundwassermodell "Unteres Emmental" zusammengefügt werden können, wird bei der Resultatdarstellung auf eine Trennung nicht verzichtet. Die in Be IV,2 abgebildeten Knoten und Elemente weisen deshalb für beide Teilmodelle eine separate Numerierung auf.

8.2.1 Modellrand und Randbedingungen

Der Modellrand stimmt grösstenteils mit der seitlichen Begrenzung des Grundwasserleiters überein. Die Randbedingungen lassen sich mit Typ Neumann vorzüglich formulieren. Im Süden entspricht das Bilanzierungsprofil 12E und im Norden 20E dem Modellrand, der mit Festpotentialen (Typ Dirichlet) beschrieben wird. Ebenfalls mit Festpotentialen erfasst werden die Querprofile der in die Talebene mündenden Seitentäler. Der Modellrand weist eine Länge von insgesamt 49 km auf. Praktisch nirgends kann von einer vertikal eintauchenden Staueroberfläche ausgegangen werden. Teile des Grundwasserleiters sind nur zeitweise benetzt. Die seitliche Berandung ist demnach von der Lage des Grundwasserspiegels abhängig (F-D 8.1).

Fig. D 8.1 Lagemässige Bestimmung der Modellrandknoten bzw. der Begrenzung des Grundwasserleiters bei mittlerem Grundwasserspiegel

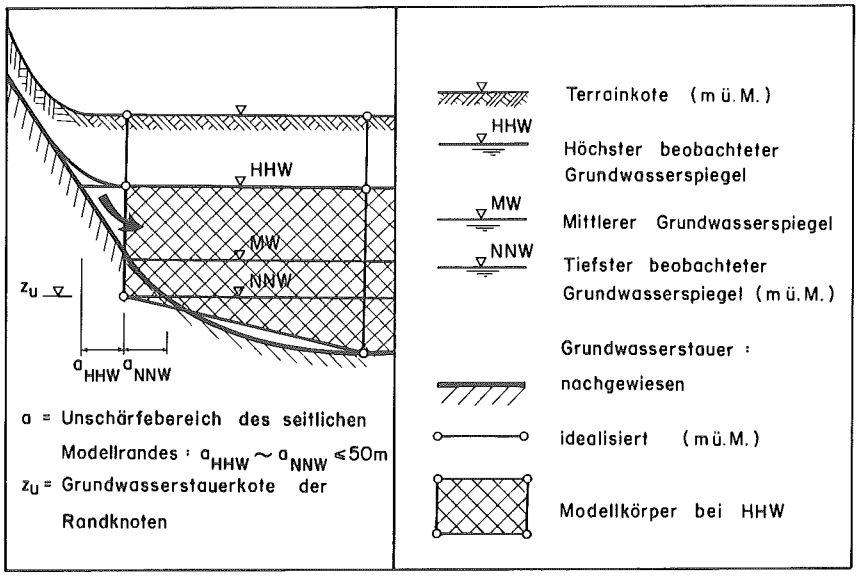


Bei jeder Veränderung des Wasserstandes müsste überprüft werden, ob sich die Berandung lagemässig verändert (F-D 8.2). Dies könnte bei der numerischen Simulation in Rechnung gestellt werden, indem bei jedem Zeitschritt die Randknoten entsprechend dem Wasserstand lagemässig verschoben werden.

Die Problemanalyse zeigt, dass dieser Einschluss ins Computerprogramm für die instationäre Simulation der Strömungsverhältnisse im Modellgebiet eine etwa doppelt so grosse Rechenzeit erfordern würde als dies unter Beibehaltung eines konstanten Modellrandes der Fall ist. Zudem verbessert er das Gesamtresultat verhältnismässig wenig. Der Unschärfebereich des lagemässig konstant gehaltenen Modellrandes liegt zwischen dem höchsten und dem tiefsten beobachteten Grundwasserspiegel in der Regel unter $\pm$ 50 cm. Ausserdem sind die Transmissivitäten in den Randgebieten nachgewiesenermassen sehr klein, sodass die vernachlässigten Grundwassermengen im Bereich von wenigen Litern pro Sekunde liegen. Aus diesem Grund wurde auf dynamische Randknoten verzichtet

und der Rand bei mittleren Grundwasserspiegeln als lagemässig konstant betrachtet.

Fig. D 8.2 Höhenmässige Bestimmung des Grundwasserstauers bei den Randknoten



Hydraulisch notwendig ist hingegen der Test, ob der Grundwasserleiter in den Randbereichen im Laufe der Simulation "trocken" wird. Um dies auszuschliessen, wurde bei den Randknoten als Grundwasserstauerkote z_u die tiefste beobachtete Grundwasserspiegellage im benachbarten Grundwasserleiter eingesetzt. Bei den Simulationen zeigte sich jedoch, dass die berechneten Niedrigstwasserstände infolge von Diskretisationsfehlern manchmal unter die angenommene Kote fielen, sodass die Simulation mit einer negativen Grundwassermächtigkeit hätte weitergeführt werden müssen. Um in solchen Fällen einen Abbruch der Simulation zu vermeiden, wurde das NSDG2 so ergänzt, dass ein "trocken" gelegter Grundwasserstauer während einem Zeitschritt um einen Meter tiefer gesetzt wird als die eingegebene Kote. Dieser Zusatz hat sich insbesondere für die instationäre Eichung des Modelles bewährt, da für die Simulationen der Strömungsverhältnisse von einem Jahr und mehr nicht vorausgesetzt werden kann, dass der Benützer des Programmes weiss, wann und wo ein solcher Fall eintreten könnte. Die dadurch auftretenden zusätzlichen Diskretisationsfehler sind klein.

8.2.2 Knoten und Elemente

In T-D 8.4 wird für einige Beobachtungspunkte die Bewertungsskala gemäss D-8.1.2 gezeigt. Die Bohrungen mit Schreibpegeln heben sich eindeutig von den übrigen Grundwassermessstellen ab. Unsere verfügbaren Informationen über die Oberflächengewässer führen im allgemeinen zu kleineren Punktzahlen, weil sie sich für repräsentative Modell- und Kontrollparameter weniger eignen.

Unterschiede ergeben sich auch für die Abstichpunkte an der Emme und der Urtenen, obwohl die Zu- bzw. Wegflüsse etwa gleich gut bestimmt werden können. Beim Emmeabstichpunkt 608.215/12 an der perkolativen Infiltrationsstrecke kann das Potential mit einer Transferfunktion unter Beizug der Daten aus benachbarten Peilrohren bestimmt werden. Die Modellrechnung kann deshalb nur begrenzt kontrolliert werden. Das Potential bei der Urtenen kann besser bestimmt werden, da die Abstichpunkte entlang einer Exfiltrationsstrecke liegen und es etwa dem eingemessenen Wasserspiegel der Urtenen entspricht.

Bei der Aufteilung des Gebietes in Elemente sind folgende Kriterien beachtet worden:

- Die Elementseiten folgen in der Längsrichtung den Stromlinien sowie in der Querrichtung den mittleren Grundwasserspiegelisohypsen und weitgehend den Grenzen von Gebieten mit unterschiedlicher Durchlässigkeit.

- Die Elementlängen in Strömungsrichtung sind auf die Spiegelgefälle abgestimmt, indem bei grossen Gefällen kurze und bei kleinen lange Elemente berücksichtigt wurden.

- Alle Elemente sind mit linearen Seiten begrenzt und weisen 4 Eckknoten auf. Auf Zwischenknoten wurde verzichtet, weil radialsymmetrische Strömungen eine untergeordnete Bedeutung haben und sich die Modelleichung mit linearen Seiten einfacher und präziser durchführen lässt (vgl. D-6.3.1).

Tab. D 8.4 Bewertung der Stammdaten und Feldbeobachtungen beim Testareal (gemäss D-8.1.2)

WEA-Nr.	Messstellenart	a)		b)			c)					d)	e)	Summe
		h	Q	h	Q	k	h	Q	z_u	k	S	h od. Q	h,Q, k,S	
606.215/19	vollkommene Bohrung mit Schreibpegel	5	0	1	0	1	5	0	5	2	2	1	1	23
607.215/16	Hauswasserfassung, Schacht	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	1	6
607.215/25	unvollkommene Bohrung mit Schreibp.	5	0	1	0	1	4	0	3	1	2	1	3	21
607.215/29	Wasserstands-Abstichpunkt	1	0	1	0	0	3	3	0	0	0	3	4	15
607.215/36	Einzelne Abflussmessungen	0	1	0	0	0	2	3	0	0	0	3	4	13
607.216/21	vollk. Bohrung mit Einzelmessung	1	0	1	0	0	3	0	5	2	0	0	2	14
607.216/32	Wasserstands-Abstichpunkt	1	0	1	0	0	3	3	0	0	0	3	4	15
607.216/34	- dito -	1	0	1	0	0	3	3	0	0	0	3	4	15
607.216/3B	- dito -	1	0	1	0	0	3	3	0	0	0	3	4	15
606.215/12	- dito -	1	0	1	0	0	0	3	0	0	0	1	4	10
608.215/14	Piezometer	1	0	1	0	0	4	0	0	0	0	2	4	12
608.215/15	unvollkommene Bohrung mit Schreibp.	5	0	1	0	1	3	0	3	1	2	4	4	24
608.215/17	Einzelne Abflussmessungen	1	1	0	0	0	0	3	0	0	0	1	4	10
608.215/39	vollk. Bohrung mit Einzelmessung	2	0	1	0	1	4	0	5	2	0	0	4	19
608.215/40	Vertikalfilterbrunnen (Versuchsbr.)	0	0	0	0	1	0	0	5	4	4	0	4	18

Zwischenknoten können jedoch, wenn sie für Prognoseberechnungen erwünscht sind, jederzeit eingebaut werden.

Das in Be IV,2 abgebildete Modell wurde mit 575 Knoten in 512 Elemente unterteilt, wovon

- das Teilmodell 1 234 Knoten und 200 Elemente,
- das Teilmodell 2 350 Knoten und 312 Elemente umfasst.

Die beiden Teilmodelle berühren sich beim Bilanzierungsprofil 15E, wo neun Knoten deckungsgleich und doppelt numeriert sind.

8.2.3 Gewässerknoten

Der Flusslauf der Emme, die Seitenbäche und Kanäle wurden mit sog. Gewässerknoten erfasst. Sie repräsentieren Abschnitte von Oberflächengewässern, bei denen ein eindeutiger quantitativer Zusammenhang zwischen Oberflächen- und Grundwasser festzustellen ist (F-D 3.6):

- Für Gewässerknoten mit perkolativer Infiltration wird als Modellparameter der auf den Knoten umgerechnete Zufluss aus der gemessenen Infiltrationsleistung und als Kontrollparameter das mittlere Potential einer in der Nähe des Gewässers liegenden vollkommenen Bohrung eingesetzt.
- Für Gewässerknoten mit direkter Infiltration oder mit Exfiltration, wird als Modellparameter entweder das mittlere Potential einer in der Nähe des Gewässers liegenden vollkommenen Bohrung oder der Gewässerspiegel als Festpotential, ev. als Leakagepotential des Typs Cauchy, und als Kontrollparameter der auf den Knoten umgerechnete Zu- bzw. Wegfluss aus der gemessenen Infiltrations- bzw. Exfiltrationsleistung eingesetzt.

Da sich während einer Zeitperiode die Strömungsbedingungen zwischen den Gewässern und dem Grundwasser verändern können, wurden pro Zeitschritt folgende Kontrollen vorgesehen:

- Ist das Flussbett trocken? Falls ja, darf ein Gewässerknoten mit perkolativer Infiltration nicht berücksichtigt werden.
- Liegt das berechnete Potential höher als der Oberflächengewässerspiegel? Falls ja, muss ein Gewässerknoten mit Infiltration in einen Gewässerknoten mit Exfiltration umgewandelt werden.

Kapitel 9: MODELLGROESSEN

9.1 Zeitunabhängige Modellparameter

9.1.1 Die Terrainoberfläche

Die berücksichtigten Höhen respräsentieren Mittelwerte der Terrainoberfläche der von den Modellknoten erfassten Teilflächen. Die Koten konnten genügend

genau aus den Messstellenhöhen und der Landeskarte 1:25'000 ermittelt werden.

9.1.2 Der Grundwasserstauer

Dank der in den vergangenen 15 Jahren abgeteuften Aufschlussbohrungen (ca. 100) war es möglich, eine im allgemeinen gut belegte Oberfläche des Grundwasserstauers als Modellparameter einzugeben (B 7). Im Rahmen des Forschungsprogramms sind lediglich mit 3 Bohrungen und einigen geoelektrischen Tiefensondierungen Erkenntnislücken geschlossen worden. Die überarbeiteten Isohypsen des Grundwasserstauers sind in Be IV,2 eingezeichnet.

Die eingegebenen Koten repräsentieren Mittelwerte der von den Modellknoten erfassten Teilflächen. Die meisten Mittelwerte dürften kaum mehr als etwa 2 bis 5 m von der tatsächlichen Staueroberfläche abweichen.

9.1.3 Anfangsabschätzung der Elementdurchlässigkeitsbeiwerte

Für die Anfangsabschätzung der Durchlässigkeitsverteilung stehen die Resultate

- der Grundwasserbilanz (D 4)
- der Kleinpumpversuche (C)
- und der Grosspumpversuche (C)

zur Verfügung.

Mit den ausgeglichenen Durchflussmengen der Grundwasserbilanz $\bar{Q} = (\bar{Q}_i+\bar{Q}_{i+1})/2$ in T-D 4.2, den durchschnittlichen Durchflussflächen $\bar{F} = \bar{V}_G/L$ (V_G= mittleres Unterwasserspiegelvolumen, B 7) und den mittleren Potentialgefällen $J = \Delta\Phi/L$ lassen sich für die Bilanzierungsgebietsabschnitte die hydraulischen wirksamen Durchlässigkeitsbeiwerte k_A wie folgt berechnen:

$$k_A = L^2\bar{Q}/\Delta\Phi\ \bar{V}_G \qquad (8.2)$$

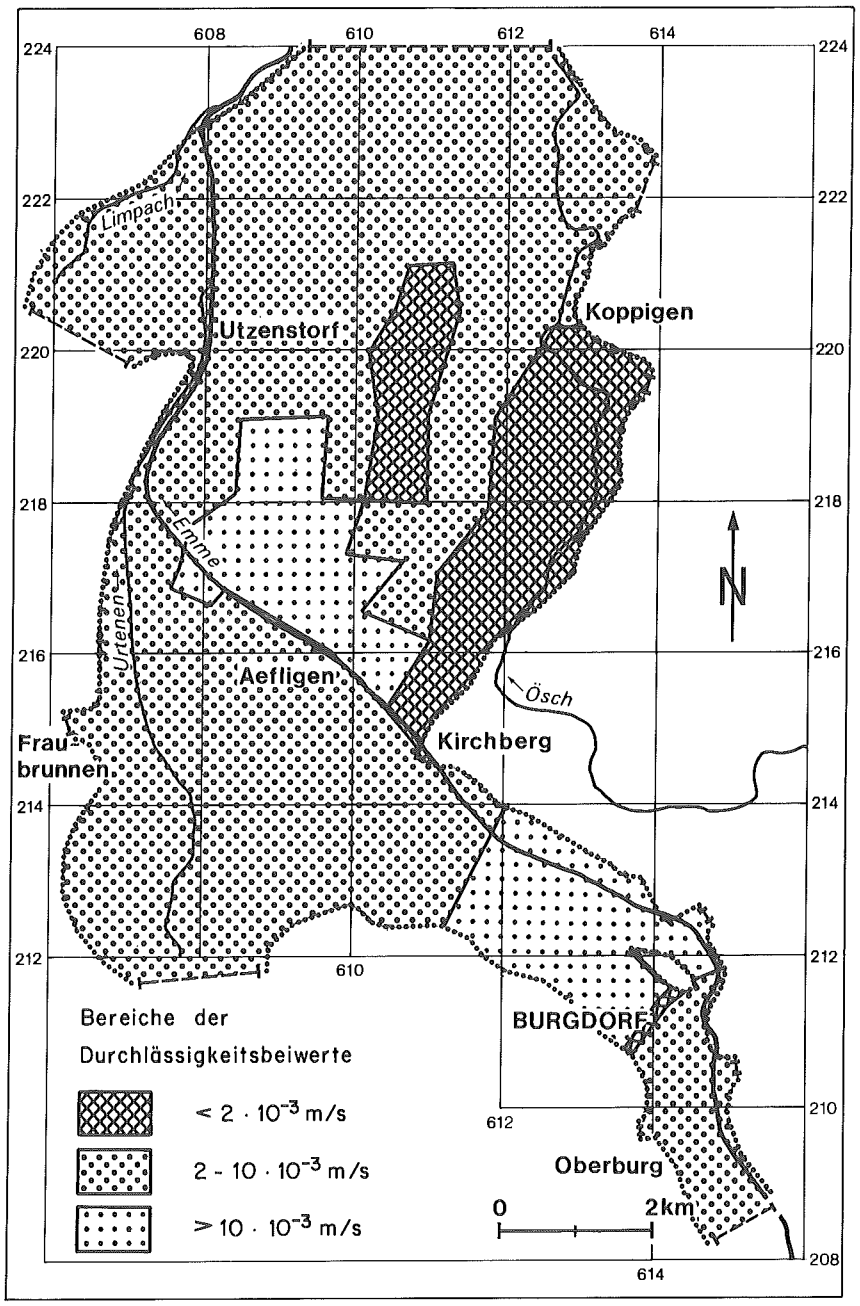
Mit Ausnahmen des Abschnittes bei Profil 14, westlich des Schlossfelsens von Burgdorf mit einer gering durchlässigen Moräne ($k_A = 0.8\cdot10^{-3}$ m/s), liegen die k_A-Werte zwischen $4\cdot10^{-3}$ bis $10\cdot10^{-3}$ m/s.

Für das Mitteln von mehreren k_A eignet sich das harmonische Mittel, welches in der Folge als die mittlere hydraulisch wirksame Durchlässigkeit k_A bezeichnet wird.

$$\bar{k}_A = \frac{\sum_{i=1}^{n} \bar{V}_{G_i}}{\sum_{i=1}^{n} \frac{\bar{V}_{G_i}}{k_{A_i}}} \qquad (8.3)$$

Das Teilgebiet ① weist ein $\bar{k}_A$ von $6.6\cdot10^{-3}$ m/s, das Teilgebiet ② von $4.9\cdot10^{-3}$ m/s, das ganze Modellgebiet von $5.0\cdot10^{-3}$ m/s auf.

Fig. D 9.1 Abgeschätzte Verteilung der Durchlässigkeiten



Die Gross- und Kleinpumpversuche ergeben:

- $\bar{k}$ liegt bei $7 \cdot 10^{-3}$ m/s.

- Die k-Werte für Gebiete in der Grösse eines durchschnittlichen Elementes (300 m x 400 m) variieren von $0.1 \cdot 10^{-3}$ bis $14 \cdot 10^{-3}$ m/s. Der Variationskoeffizient $V_k = m_k/\bar{k}$ kann mit guter Näherung als 1 angenommen werden (m_k: Standardabweichung der k-Werte).

- $k_{E_{max}}$ darf nicht grösser als $30 \cdot 10^{-3}$ m/s sein. Dieser Wert wird mit grosser Wahrscheinlichkeit für durchschnittliche Elemente nicht überschritten. Er ist als oberer Grenzwert zu betrachten.

- Als unterer Grenzwert wird $k_{E_{min}}$ mit $0.01 \cdot 10^{-3}$ m/s angenommen. In einzelnen Teilgebieten in der Grösse eines Elementes kann der Grundwasserleiter praktisch undurchlässig sein.

- Gebiete, bei denen der Grundwasserleiter vorwiegend aus Moränen besteht, weisen k-Werte von $0.1 \cdot 10^{-3}$ bis $3 \cdot 10^{-3}$ m/s auf. Bei postglazialen Emmeschottern liegen sie über $5 \cdot 10^{-3}$ m/s.

Ein $\bar{k}_E$ von $7 \cdot 10^{-3}$ m/s geht auch aus (6.5) hervor, wenn als Repräsentativwert $\bar{k}_A = 5 \cdot 10^{-3}$ m/s und für f = 0.7 eingesetzt wird ($\bar{k}_A = \bar{k}_E f$).
Der Reduktionsfaktor 0.7 ergibt sich für ein Strömungsfeld mit über 100 Elementen bei einem Variationskoeffizienten $V_k = 1$ und dem Transformationsparameter $\alpha = 0$ bei harmonischer Mittelwertbildung (D 5).

Die Anfangsabschätzung der Elementdurchlässigkeitswerte k_{E_o} sind in F-D 9.1 ersichtlich:

- Im oberen Abschnitt des Teilmodelles 1 beträgt k_{E_o} $8 \cdot 10^{-3}$ m/s, im unteren $10 \cdot 10^{-3}$ m/s und im Bereich der Moräne $0.8 \cdot 10^{-3}$ m/s. Der Schlossfelsen von Burgdorf und dessen Fortsetzung gegen die Buechmatt wirkt als Grundwasserstauer ($0.01 \cdot 10^{-3}$ m/s). $\bar{k}_E$ beträgt $8.5 \cdot 10^{-3}$ m/s (f = 0.78).

- Für das Teilmodell 2 wird generell $k_{E_o} = 7\ 10^{-3}$ m/s gewählt. Grössere Werte werden den gut durchlässigen Emmeschottern zwischen Kirchberg und Utzenstorf mit $10 \cdot 10^{-3}$ m/s, kleinere den Randzonen zwischen Ersigen und Koppigen, Oeschberg, sowie der Gegend von Koppigen, Bürglenhubel mit $1 \cdot 10^{-3}$ bis $2 \cdot 10^{-3}$ m/s zugeordnet. Einzelne Randelemente bei Lyssach, Märglen und Kirchberg, Dorfkern, wirken als Grundwasserstauer. $\bar{k}_E$ beträgt $6.4 \cdot 10^{-3}$ m/s (f = 0.77).

9.1.4 Anfangsabschätzung der Elementspeicherkoeffizienten

Gestützt auf die Grosspumpversuchsresultate wird anfänglich bei sämtlichen Elementen ein Speicherkoeffizient von 17% zu Grunde gelegt.

9.2 Zeitabhängige Modell- und Kontrollparameter

Die zeitabhängigen Modellparameter werden für zwei Strömungsfälle aufbereitet:

- Quasi stationär für den 3. Oktober 1978.
  Der quasi stationäre Strömungszustand kann mit einem einzigen Zeitschnitt "stationär" beschrieben werden, sofern die Veränderungen der Zu- und Wegflüsse berücksichtigt sind.
- Instationär für die Jahre 1976 bis 1978.
  Die Ganglinien der Zu- und Wegflüsse sowie der Potentiale werden mit rund hundert Zeitschnitten pro Jahr diskretisiert und als Mittelwerte für sogenannte Zeitschritte und -abschnitte (D-6.1.3) eingegeben.

9.2.1 Grundwasserpotentiale

Die Anfangsabschätzung der Potentiale basiert auf der Isohypsenkarte des Grundwasserspiegels vom 3. Oktober 1978 (B 7). Bereits nach einigen Testläufen zeigte die Durchlässigkeitsverteilung: Einzelne Standrohrspiegelhöhen entsprechen nicht den mittleren Potentialen.

Es war deshalb unsinnig für diese Beobachtungen eine exakte Uebereinstimmung mit den berechneten Potentialen zu erzwingen. Die Eichung wurde deshalb auf Knoten ausgerichtet, bei denen das mittlere Potential aus Messungen gut abzuschätzen war.

T-D 9.1 zeigt eine zusammenfassende Wertung der verfügbaren Informationen und die angestrebte Uebereinstimmung der Potentiale mit den gemessenen Wasserständen. 96 Knoten werden als Festpotentiale deklariert (Be IV,2). Bei diesen Knoten sind in der Regel die beobachteten Wasserstände übernommen worden. Die Feldmessung stimmt somit zwangsläufig mit dem Modellparameter überein (Φ -h = 0). Ausnahmen bilden einzelne Festpotentiale der Gewässerknoten, die im Laufe der Modelleichung nach dem Leakage-Prinzip (D 13, 30) korrigiert worden sind. Die Korrekturen sind jedoch klein. Mit den restlichen 479 Knoten wird das Modell geeicht. Die angestrebte Uebereinstimmung richtet sich nach der Güte der eingegebenen Werte. So wird beispielsweise für Knoten mit gemessenen Wasserständen in vollkommenen Bohrungen eine bessere Uebereinstimmung mit den Modellresultaten erwartet als bei Knoten mit interpolierten Werten.

Tab. D 9.1 Bewertung der gemessenen Wasserstände vom 3. Oktober 1978

Ort der Knoten		Potential erhoben mit	Anzahl ① Festpotentiale	Anzahl ② Potentiale für Modelleichung	① Angestrebte Uebereinstimmung in cm ± (ø - h)	② Angestrebte Uebereinstimmung in cm ± (ø - h)
Randknoten	BP 12, 15[2], 20	Bohrung, Vertikalfilterbrunnen, vollkommen	9		0	
		Bohrung, Pumpwerk, Brunnen, unvollkommen	2		0	
		Piezometer, Hausfassung, Schacht, u. dgl.	1		0	
		Interpolation umliegender Beobachtungspunkte	25		0	
	Seitentäler	Bohrung, vollkommen	1		0	
		Piezometer	1		0	
		Interpolation umliegender Beobachtungspunkte		12	-	-
	übrige	Wasserstands-Abstichpunkte, Abflusspegel	7		0	
		Interpretation	2	71	1)	
Knoten innerhalb Modellgebiet	Gewässer-knoten	Wasserstands-Abstichpunkte, Abflusspegel	26	12	1)	
		Interpolation bewnachbarter Abstichpunkte	12	78	1)	
	übrige	Bohrung, Vertikalfilterbrunnen, vollkommen	1	36	0	5
		Bohrung, Pumpwerk, Brunnen, unvollkommen	1	18	0	10
		Piezometer, Hausfassung, Schacht u. dgl.	8	27	0	20
		Interpolation umliegender Beobachtungspunkte		225		30
Knoten total			96	479		

1) nach dem Leakage-Prinzip bestimmt
2) Trennlinie zwischen TM1 und TM2

Bei den instationären Simulationen wurden die Potentiale mit folgenden Messstationen aufbereitet (Be IV,1):

614.208/10	Oberburg, Teuffenbach	Grundwassermessstelle
615.208/24	Burgdorf, Oberburgschachen	- dito -
615.209/6	Emme, Burgdorf, Lochbach	Abfluss-Schreibpegel
611.212/11	Lyssach, Nassi	Grundwassermessstelle
611.213/8	Kirchberg, Vilbringenschachen (Schwimmbad)	- dito -
607.213/4	Zauggenried, Dorf (Zürcher)	- dito -
606.217/10	Urtenen, Schalunen (Mühle)	Abfluss-Schreibpegel
608.219/28	Utzenstorf, Ei	Grundwassermessstelle
606.220/9	Bätterkinden, Bätterkindenfeld	- dito -
608.221/17	Wiler, Wilerfeld	- dito -
611.220/19	Koppigen, Usserfeld	- dito -
612.221/2	Oesch, Koppigen, Weidmoos	Abfluss-Schreibpegel
607.222/1	Limpach, Kraeligen, Rüti	- dito -

Bei 52 (33) Knoten wurden die Ganglinien jährlich mit n_s Zeitschritten (n_a Zeitabschnitten) diskretisiert:

1976: $88n_s$ ($48n_a$), 1977: 108 (78), 1978: 121 (69)

Für Exfiltrationsstrecken der Oberflächengewässer, deren Wasserstand naturgemäss kurzfristig schwankt, und für die Randknoten bei den Bilanzierungsprofilen wurden die Ganglinien feiner diskretisiert (D-6.7), für Knoten mit mittelfristig kleinen Potentialschwankungen, z.B. bei Grundwasseraustritten, gröber.

Die diskretisierten Ganglinien werden mit den Transferbeziehungen (7.3 bis 7.5) ins Modell übertragen.

9.2.2 Zu- und Wegflüsse

Die Knotenzu- und wegflüsse vom 3. Oktober 1978 (Be IV,2) sind wie folgt erfasst worden:

Zuflüsse:

- Die perkolativen Infiltrationsmengen sind gemäss (7.2) als Knotenfluss umgerechnet, abschnittsweise aufsummiert und bilanzmässig kontrolliert worden. Als Beispiel werden in F-D 3.6 das Schema der Gewässerknoten der Emme und die entsprechenden Messquerschnitte gezeigt.

- Die direkten Infiltrationsmengen stellen Berechnungsgrössen dar, die mit Festpotentialen unter Berücksichtigung des Leakageprinzips erfasst werden.

- Die dispersen randlichen Zuflüsse sind aus den indirekten Grundwasserneubildungsraten berechnet worden. Die Zuflüsse entsprechen den aufsummierten Sickermengen für die hydrologischen Teileinzugsgebiete des Knotens. Sie werden über die hydrologische Bilanz kontrolliert.

- Die konzentrierten randlichen Zuflüsse stellen wiederum Berechnungsgrössen dar, die mit Festpotentialen beschrieben und über die hydrologische Bilanz kontrolliert werden. Bei den Seitentälern mit klar definierten Strömungsverhältnissen, wie das Luterbachtal, das Heimiswiltal u.a., sind die Querschnitts-Durchflüsse nach DARCY verwendet worden, wobei sie nicht den hydrologischen Bilanzen der seitlichen Einzugsgebiete widersprechen dürfen.

- Ebenfalls mit Festpotentialen festgelegt sind die Bilanzierungsprofile 12 und 15, deren Durchflüsse aus der ausgeglichenen Bilanz in T-D 4.2 bereits gut bekannt sind.

- Die direkte Grundwasserneubildung ist am 3. Oktober 1978 vernachlässigbar klein.

Wegflüsse:

- Ein grosser Teil der Exfiltrationsmengen können anhand von belegten Wasserstandsbeziehungen als Knotenwegflüsse umgerechnet werden. Der

Wasserstand des Gewässers beim Knoten dient in diesem Fall als Kontrollparameter. Für die Exfiltrationsmengen der Emme, der Urtenen, des Limpaches und der Oesch kann die Eichung präziser durchgeführt werden, indem die Wasserstände der Gewässer als Festpotentiale eingegeben und die berechneten Knotenwegflüsse bilanziert und mit den gemessenen Exfiltrationsmengen verglichen werden.

- Entnahmemengen von Pumpwerken werden als Knotenwegfluss eingesetzt.

- Der Wegfluss über das Bilanzierungsprofil 20 stellt wiederum eine Berechnungsgrösse dar und wird mit Festpotentialen beschrieben. Zur Kontrolle wird der berechnete Wegfluss mit der ausgeglichenen Bilanz verglichen.

Eine stationäre Simulation setzt voraus, dass die Zu- und Wegflüsse bei jedem Knoten im Gleichgewicht sind. Dies ist für die Strömungsverhältnisse am 3. Oktober 1978 nicht der Fall. Wie aus den Ganglinien in Be IV,1 zu entnehmen ist, geht der Grundwasserspiegel anfangs Oktober leicht zurück. Der Rückgang liegt im Durchschnitt bei 0.6 cm/d, was bei einem mittleren Speicherkoeffizienten von 17% für das Modellgebiet eine Zehrmenge von ungefähr 900 l/s ausmacht. Damit stationär simuliert werden darf, ist dieser Rückgang verknüpft mit dem Speicherkoeffizienten flächenmässig einzugeben. Eine Zehrung muss mit einem entsprechenden Zufluss, eine Speicherung müsste mit einem Wegfluss kompensiert werden.

Bei der Modelleichung hat sich gezeigt, dass sich mit der Eingabe des durchschnittlichen Grundwasserrückgangs und eines einheitlichen Speicherkoeffizienten, die Dynamik der Spiegelbewegungen nicht naturgetreu nachbilden lässt und die Durchlässigkeitsverteilung schlecht verifiziert werden kann. In der Folge wurde die Dynamik der Grundwasserspiegelbewegungen mit den Schreibpegelaufzeichnungen und den instationär ermittelten Speicherkoeffizienten knotenweise bestimmt und ausgeglichen. Mit diesem Vorgehen lassen sich dynamische Strömungsverhältnisse mit einem einzigen Zeitschnitt simulieren, was die Modelleichung erheblich erleichtert. Die Zuflüsse aus den Zehrmengen betragen im Durchschnitt 0.8 l/s pro Knoten. Dieser Mittelwert ist auf dem ermittelten, durchschnittlichen Speicherkoeffizient von 9% abgestützt (vgl. D-12.1.1). In Be IV,2 enthalten die ausgewiesenen Knotenflüsse die Zehrmengen.

Bei der instationären Simulation werden für das Aufbereiten

- der Exfiltrationsmengen drei Grundwasserschreibpegel:

  607.213/4 Zauggenried, Dorf (Zürcher)
  608.216/7 Utzenstorf, Altwidenfeld (Mühlehof)
  611.220/19 Koppigen, Usserfeld

- der direkten und indirekten Grundwasserneubildung die beiden Stationen der SMA:

  613.212/21D Burgdorf, Gaswerk
  613.219/6P Koppigen, Oeschberg

- der Infiltrationsmengen der Emme und der Seitenbäche die in D-9.2.1 erwähnten Abfluss-Schreibpegel benötigt.

Für die bilanzmässige Kontrolle sind zusätzlich die Abfluss-Schreibpegel

614.209/48 Oberburg-Dorfbach (Mühlebach), Oberburg, Dorf
614.209/35 Luterbach, Oberburg, Dorf
608.216/20 Industriekanal, Aefligen
611.221/51 Oberholzbach, Koppigen, Erliwald
608.223/7E Emme, Wiler
608.223/17E Werkkanal, Gerlafingen
609.223/32E Strackbach, Wiler, Bannholz

erforderlich.

Die kinematische Viskosität des Infiltrates wird mit den Temperaturaufzeichnungen der Messstationen 609.215/8 und 608.223/7E an der Emme bestimmt. Die Ganglinien der Zu- und Wegflüsse werden für das Jahr 1976 mit 48 Zeitabschnitten, für 1977 mit 78 und für 1978 mit 69 Zeitabschnitten diskretisiert und als Mittelwerte mit den Transferbeziehungen knotenweise ins Modell übertragen.

ABSCHNITT IV: EICHUNG DES GRUNDWASSERMODELLS

Kapitel 10: MODELLEICHUNG

10.1 Problematik

Vorausgesetzt der Grundwasserleiter wird in seiner Form und Beschaffenheit gut beschrieben, ist die Zuverlässigkeit der Modellergebnisse vor allem davon abhängig, inwieweit es dem Programmbenützer gelingt, die feldmässig und numerisch nachvollzogenen Strömungsverhältnisse miteinander in Uebereinstimmung zu bringen. Dieses Abstimmen der Modellgrössen auf die Feldgrössen bezeichnen wir als "Modelleichung".

Bei der Eichung werden gestützt auf die Feldbeobachtungen die Transferfunktionen schrittweise solange verändert, bis die erwünschte Anpassung des Modells an die natürlichen Verhältnisse erreicht ist. Die Güte der Modelleichung wird am besten anhand der Abweichungen zwischen den Modell- und Kontrollparametern bemessen.

Das anfänglich angewendete "Trial and Error"-Verfahren hat sich für die Modelleichung nicht bewährt. Bei beiden Teilmodellen konnte keine Durchlässigkeitsverteilung gefunden werden, bei welcher die Modell- und Kontrollparameter mit der erwünschten Genauigkeit übereinstimmen. Auf dieses Lösungsverfahren sollte künftig verzichtet werden.

Dank dem in das Computerprogramm eingebauten Iterationsverfahren (D-7.1.1) findet man nun bereits mit wenigen Eichläufen eine Durchlässigkeitsverteilung, bei der die gemessenen Standrohrspiegelhöhen und die berechneten

Potentiale gut übereinstimmen. Eine gute Uebereinstimmung der Standrohrspiegelhöhen und Potentiale kann jedoch - wie unsere Sensibilitätsanalysen bei den Teilmodellen gezeigt haben (D 9) - mit verschiedenen plausiblen Durchlässigkeitsverteilungen erreicht werden. Sie darf deshalb nicht als einziges Gütekriterium für die Modelleichung herangezogen werden, weil sie keine Gewähr bietet, dass die berechneten Zu- und Wegflussmengen mit den natürlichen übereinstimmen. Detaillierte quantitative Vorstellungen über die Zu- und Wegflussverhältnisse sind daher ebenso wichtig wie die Kenntnis der Potentialverteilung.

Als Mass für die generelle Gütebeschreibung eignet sich die Standardabweichung. Für detailliertere statistische Auswertungen formulierte BAER (D 1) verschiedene Kriterien, mit denen die Parameter optimal identifiziert werden können.

Mit der gleichen Problematik haben sich auch verschiedene weitere Wissenschaftler (z.B. D 12,15,23,35) vertieft beschäftigt, wobei es den Rahmen dieses Berichtes sprengen würde, diese Methoden im Detail zu behandeln. Insbesondere die Uebertragbarkeit der k-Werte aus Feldversuchen auf die Element-Durchlässigkeit wird zur Zeit intensiv erforscht. Dabei geht es darum, inwieweit die im dreidimensionalen, heterogenen Grundwasserleiter erhobenen k-Werte in Parameter eines zweidimensionalen Modells umgesetzt werden können. Es besteht kein Zweifel, künftige Forschungsergebnisse werden zusätzliche Erweiterungen der heute bestehenden Computerprogramme notwendig machen. Stochastische Modellansätze stehen dabei im Vordergrund (D 34,38,46).

10.2 Arbeitsweise

10.2.1 Stationäre Modelleichung

T-D 10.1 zeigt den Arbeitsablauf zur Ermittlung einer plausiblen Durchlässigkeitsverteilung, bei der sowohl die Modell- und Kontrollparameter wie auch die Modell- und Bilanzierungskennziffern mit der erwünschten Genauigkeit übereinstimmen.

Mit dem Testlauf wird überprüft, ob die Eingabedaten richtig eingegeben bzw. mit den Transferfunktionen für den bezeichneten Simulationszeitpunkt von der Mittelwert-Datei korrekt übertragen worden sind.

Mit den Eichläufen werden die Modell- und Feldgrössen systematisch aufeinander abgestimmt, in der Reihenfolge: Potentiale, Flüsse und Durchlässigkeiten. Unsere Erfahrungen mit dem heutigen Computerprogramm zeigen: Mit einem sorgfältig aufgebauten Grundwassermodell, dessen Transferfunktionen gut auf die hydrologischen Uebertragungsfunktionen abgestimmt sind, kann die stationäre Eichung relativ rasch durchgeführt werden.

Tab. D 10.1 Arbeitsablauf bei der stationären Modelleichung

Arbeits-schritte	auszuführende Arbeiten	Vergleiche
1.	- Eingabe: - der Knotennummern und Koordinaten - der Elementindizierung - der Koten des Grund-wasserstauers	6.2.2
2.	- Eingabe der Transferfunktionen für Potentiale Φ und Flüsse Q,q	7.3 6.2.1 6.2.3
3.	- Eingabe des Simulationszeitpunktes	Fig. 4.3
4.	- Testlauf	
5.	- Ueberprüfung der Eingabedaten anhand des Outputs und Plots des Testlaufes. Falls unkorrekt: Sprung zu 1. oder 2.	B - 10
6.	- Anfangsabschätzung der Elementdurchlässigkeitsbeiwerte	6.2.4
7.	- Berechnung der Potentiale bei Knoten ohne gemessenen Standrohr-spiegelhöhen durch Festhalten der übrigen Knoten.	9.2.1
8.	- Eingabe: - der berechneten Potentiale - der Abbruchkriterien - der Durchlässigkeits-grenzen	7.1.1 (7.1)
9.	- Eichlauf	
10.	- Analyse der Abweichungen zwischen Modell- und Kontroll-parametern anhand des Outputs und Plots des Eichlaufes.	7.5.1
11.	- Kontrolle, ob Güteanforderungen erfüllt (z.B. Standardabweichung) Ja: Sprung zu 13.	Tab. 9.1
12.	- Nein: Aenderung der Transferfunk-tionen, Sprung zu 6. oder 9.	
13.	- Berechnung der Modellkennziffern	7.3.2
14.	- Analyse der Abweichungen zwischen Modell- und Bilanzierungskenn-ziffern für Knoten mit Festpoten-tialen anhand des Outputs und Plots des Eichlaufes.	11.3
15.	- Kontrolle, ob Güteanforderungen erfüllt. Ja: Sprung zu 17.	
16.	- Nein: Aenderung der Transfer-funktionen, Sprung zu 6. oder 9.	
17.	- Ueberprüfung, ob die berechnete Durchlässigkeitsverteilung mit den k-Werten aus den Feldversuchen erklärbar ist. Ja: Sprung zu 19.	11.1
18.	- Nein: Neue Anfangsabschätzung der Elementdurchlässigkeiten unter Berücksichtigung der bisherigen Ergebnisse, Sprung zu 7.	
19.	- Umfassende Darstellung für den gewählten Simulationszeitpunkt.	11
20.	- Ist ein weiterer Simulationszeit-punkt notwendig? Ja: Sprung zu 3., dann zu 9. Nein: Das Grundwassermodell ist "stationär" geeicht.	

10.2.2 Instationäre Modelleichung

Mit der instationären Modelleichung wird einerseits die Verteilung der Elementspeicherkoeffizienten ermittelt. Anderseits wird mit ihr überprüft, ob die gemessenen Standrohrspiegelhöhen und Flüsse mit den Transferfunktionen über eine längere Zeit mit der ermittelten Durchlässigkeitsverteilung nachvollzogen werden können. Auch bei der instationären Eichung muss systematisch ans Werk gegangen werden. Vorerst werden die Grössen und die generelle Verteilung der Elementspeicherkoeffizienten bestimmt sowie allfällige grobe Fehler in den Transferfunktionen beseitigt. Dies geschieht am besten für eine Zeitperiode mit markanten Grundwasserspiegelbewegungen und möglichst zahlreichen Feldmessungen (Standrohrspiegelhöhen und Flüsse).

Danach werden die einzelnen Modellparameter anhand der Abweichungen zwischen den instationär berechneten Potentialen Φ und den gemessenen Standrohrspiegelhöhen h (möglichst Schreibpegelaufzeichnungen) knotenweise überprüft. Bei den Abweichungen können grundsätzlich vier Typen unterschieden werden (F-D 10.1):

1. Die berechnete Ganglinie weicht um einen konstanten Wert f_Φ von der gemessenen Ganglinie ab. Mit grosser Wahrscheinlichkeit sind die Elementdurchlässigkeiten im Bereich des Knotens zu klein, wenn $f_\Phi < 0$, bzw. zu gross, wenn $f_\Phi > 0$. Die Elementdurchlässigkeiten müssen im Bereich des Knotens nachgeeicht werden.

2. Die berechnete Ganglinie weist kleinere resp. grössere Amplituden $\Delta\Phi_i$ auf als die gemessenen Δh_i. Die abgeschätzten Speicherkoeffizienten S_{E_0} (oder die Flüsse) sind falsch. Vorausgesetzt die Flüsse sind bekannt und richtig eingegeben worden, können die Anfangsabschätzungen S_{E_0} mit (7.8) bis (7.10) verbessert werden.

3. Die berechnete Ganglinie ist im Vergleich zur gemessenen zeitverzögert. Die eingegebenen Flüsse, oft die direkte Grundwasserneubildung, sind um die Zeitverschiebung Δt_V zu korrigieren, z.B. indem die Regressionskonstanten (B - 18.3.4) verändert werden oder die Zeitdiskretisierung den natürlichen Verhältnissen besser angepasst wird.

4. Bei den Abweichungen ist ein eindeutiger Trend festzustellen. Dies deutet auf einen systematischen Fehler bei den eingegebenen Modellparametern (Flüssen, Speicherkoeffizienten) hin. Im Falle einer systematisch falsch gewählten direkten Grundwasserneubildung wird diese mit (10.1) verbessert.

$$S_N' = S_N + f_{S_N} \bar{S}_E \qquad (10.1)$$

Es sind (z.B. cm/d):

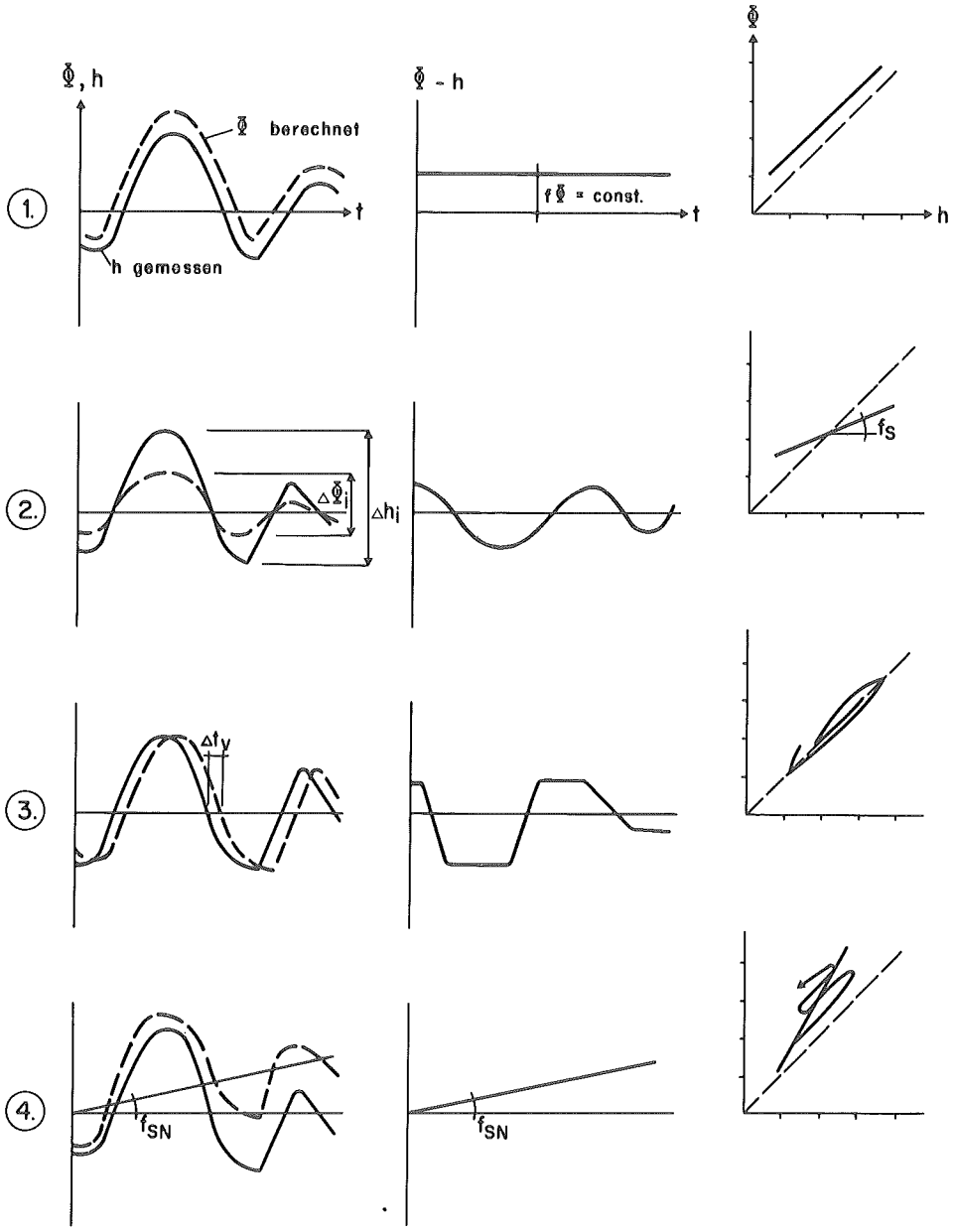
S_N' ... Korrigierte Sickerwasserrate

S_N ... abgeschätzte Sickerwasserrate (B-18.1.1)

f_{S_N} ... Korrekturfaktor aus der Regressionsgleichung (F-D 7.3)

$\bar{S}_E$ ... gemittelter Speicherkoeffizient (dimensionslos)

Fig. D 10.1 Typische Potentialabweichungen bei instationären Simulationen



In der praktischen Durchführung der instationären Eichung werden anfänglich meistens mehrere Fehlannahmen getroffen, sodass bei den resultierenden Abweichungen Mischformen entstehen, die sich aus den besprochenen Grundtypen zusammensetzen. Die Aufgabe der instationären Modelleichung besteht nun darin, die Abweichungen in die einfacher korrigierbaren Grundtypen zu überführen. Bereits einfache statistische Analysen (Regressionsanalyse) sind dazu sehr nützlich, indem systematische Fehler, die bei einer Mehrzahl der Elemente auftreten, aufgespürt und mit den entsprechenden Korrekturen der Modellparameter beseitigt werden können.

Kapitel 11: ERGEBNISSE DER STATIONAEREN MODELLEICHUNG

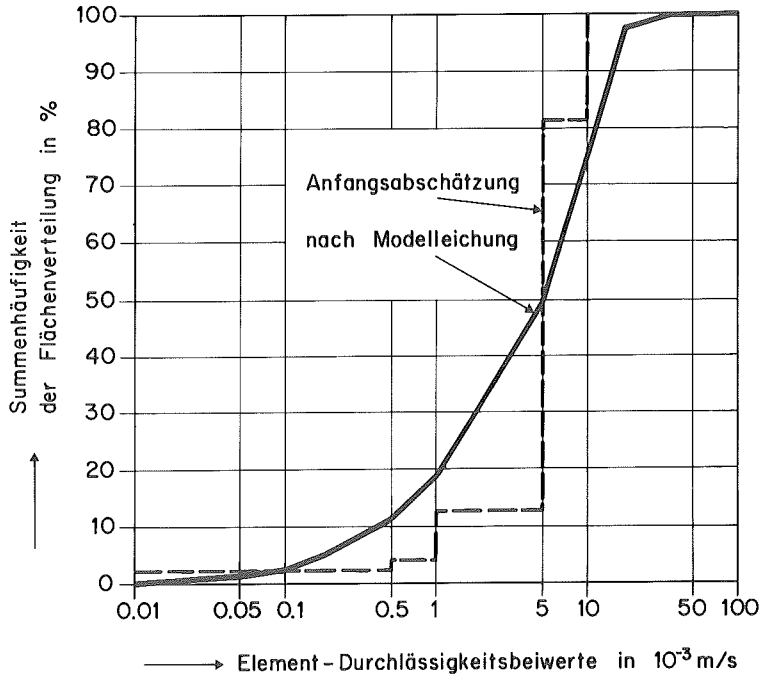
11.1 Berechnete Durchlässigkeitsverteilung

11.1.1 Durchschnittliche Durchlässigkeit

Das arithmetische Mittel der berechneten Elementdurchlässigkeiten beträgt $7.3 \cdot 10^{-3}$ m/s für das Teilmodell 1 und $7.0 \cdot 10^{-3}$ m/s für das Teilmodell 2. Die Anfangsabschätzung von rund $7 \cdot 10^{-3}$ m/s hat sich somit bestätigt.

Ein detaillierteres Bild zeigt die Summenhäufigkeit der berechneten Elementdurchlässigkeiten in F-D 11.1 für durchschnittliche Elementgrössen (F_E = 0.15 km^2). Für ungefähr 55% des Modellgebietes liegen die Durchlässigkeiten zwischen $1 \cdot 10^{-3}$ und $10 \cdot 10^{-3}$ m/s, für 20% darunter, für 25% darüber. Der 50%-Wert beträgt $5 \cdot 10^{-3}$ m/s. Im Vergleich zur Anfangsabschätzung treten bei den berechneten Elementdurchlässigkeiten sowohl kleine wie auch grosse Durchlässigkeiten häufiger auf.

Fig. D 11.1 Verteilung der Elementdurchlässigkeiten vor und nach der Modelleichung (100% ≙ 76.6 km^2)



11.1.2 Variation der Durchlässigkeit

Das differenziertere Bild der geeichten k_E-Werte in F-D 11.2 ist im Vergleich zur Anfangsabschätzung in F-D 9.1 augenfällig:

- In den Randbereichen ist k_E im allgemeinen kleiner als in der Talmitte.

- Grosse k_E-Werte über $10 \cdot 10^{-3}$ m/s, sind oberhalb Burgdorf in der Talmitte, zwischen Burgdorf und Kirchberg in der nordwestlichen Hälfte des Grundwasserleiters, unterhalb Kirchberg bis Wiler östlich der Emme auf einer Breite von ein bis zwei km zu finden. Das Gebiet unterhalb Utzenstorf bis Wiler/Obergerlafingen ist bedeutend durchlässiger als bei der Anfangsabschätzung.

- Kleine k_E-Werte treten vorallem in der östlichen Hälfte des Grundwasserleiters zwischen Ersigen und Recherswil auf. Gegenüber der Anfangsabschätzung haben sich die Durchlässigkeiten im Raume Willadingen/Recherswil erheblich vermindert.

- Im Mündungsgebiet der Urtenen hat sich die Anfangsabschätzung mit durchschnittlich $7 \cdot 10^{-3}$ m/s bestätigt. Auch hier sind aber zwischen den einzelnen Elementen bemerkenswerte Unterschiede festzustellen.

11.1.3 Durchlässigkeit und Stratigraphie

Der Zusammenhang zwischen Stratigraphie (B 7) und Durchlässigkeit wird mit den Modellresultaten bestätigt (T-D 11.1):

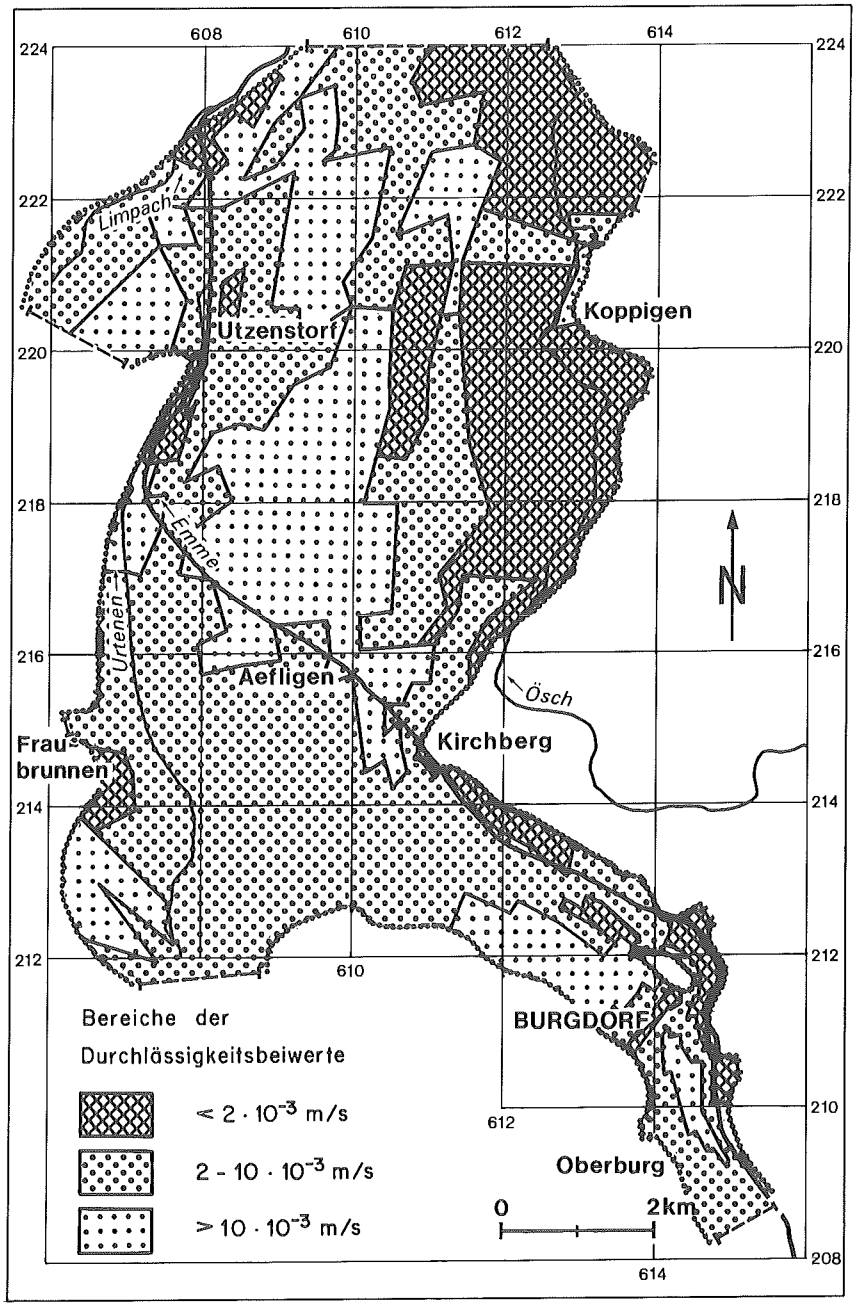
- Elemente, in denen der Grundwasserleiter vorwiegend aus postglazialen Emmeschottern besteht, weisen grosse k_E-Werte von $13.0 \pm 6.5 \cdot 10^{-3}$ m/s auf.

- Eindeutig kleinere k_E von nur $2.3 \pm 1.0 \cdot 10^{-3}$ m/s ergeben sich bei Elementen, deren grundwasserführende Ablagerungen vorwiegend den Bannwiler-Vorstossschottern zugeordnet werden können. Doch bestätigt sich auch hier das Sprichwort:"Keine Regel ohne Ausnahme": Die grössten k_E-Werte von $45 \cdot 10^{-3}$ m/s treten in der Gegend südlich von Zauggenried im Mündungsgebiet der Urtenen auf. Möglicherweise ist hier die Lage der Oberfläche des Grundwasserstauers aus den geophysikalischen Messungen falsch interpretiert worden.

- Kleine Durchlässigkeiten mit ca. $0.8 \cdot 10^{-3}$ m/s lassen sich bei Moräneablagerungen erkennen.

- Für Elemente, bei denen der Vorstoss- vom Emmeschotter überlagert wird, liegen die k_E zwischen 2 und $10 \cdot 10^{-3}$ m/s.

Fig. D 11.2 Berechnete Verteilung der Durchlässigkeiten



Tab. D 11.1 Durchlässigkeitsbeiwerte und Stratigraphie

Stratigraphie	Kurz-bez.	Durchlässig-keitsbeiwert in 10^{-3} m/s
Postglaziale Emmeschotter	qs	6 bis 20
Vorstossschotter	q4V	1 bis 4
Moräne	q4m	ca. 0.8

11.1.4 Durchlässigkeit aus Klein- und Grosspumpversuchen

Der Vergleich der Elementdurchlässigkeitsbeiwerte mit den Durchlässigkeiten aus den Kleinpumpversuchen wird in C abgehandelt.

Tab. D 11.2 Vergleich zwischen k_E und k_G

Ort, Flurnamen	WEA-Bez.	Elementnummern	F_E km²	F_G	$\overline{k}_E$ 10^{-3} m/s	k_G	$\overline{k}_E/k_G$
Burgdorf, Oberburgschachen	615.208/44	6,7	0.1	.05	5.8	7.25	0.80
Burgdorf, Schachen	614.210/134	54-56,62-64,70-71	0.3	0.2	8.2	8.25	0.99
Burgdorf, Lindenfeld	613.211/ 5	121,122,129,130	0.1	.03	3.6	3.5	1.03
Burgdorf, westl.Bahnhof	613.212/36	157,164	.15	.05	7.6	6.0	1.27
Burgdorf, Buechmatt	613.212/ -	174,175,182,183	.15	.03	6.7	9.0	0.75
Burgdorf, östl.Buechmatt	612.212/ 9	182,183,190,191	.25	.03	8.0	6.0	1.33
Fraubrunnen, Dorf	606.214/ -	92	0.2	.01	2.2	0.9	2.4
Fraubrunnen, Fraubr.wald	607.215/2,3	82,83,95,96	1.0	0.8	6.5	7.0	0.93
Aefligen, Testareal	607.216/54	108,109,121,122	0.8	0.2	9.2	5.8	1.59
Utzenstorf, Altwiden	607.217/ 1	134,135,147,148	1.0	0.1	7.7	12.	0.64
Koppigen, Dorf	612.220/ 5	194,195,207,208	1.4	0.1	4.3	7.0	0.61
Utzenstorf, Papierfabrik	608.221/ 8	238,239,225,226	0.9	.05	4.6	7.5	0.61
Koppigen, Erli	611.221/ 2	218,219	0.5	.05	8.2	5.0	1.64
Bätterkinden, Dorf	607.220/ -	222	0.8	.03	11.7	13.	1.11
Willadingen, Dorf	613.221/1	247,260	.35	0.1	2.2	2.5	0.88
Recherswil, Hölzli	611.222/44	230,231,243,244	1.0	.03	7.3	8.0	0.91

$\overline{k}_E$ = mittlere Elementdurchlässigkeit
k_G = Gebietsdurchlässigkeit
F_E = Fläche der massgebenden Elemente
F_G = Gebietsfläche

Die Durchlässigkeitsbeiwerte aus den Grosspumpversuchen, die sog. Gebiets-Durchlässigkeitsbeiwerte k_G, sind bei den Anfangsabschätzungen durchwegs als Mittelwerte über grössere Gebiete ins Modell eingeflossen (D-9.1.3). Mit der Modelleichung wurde aus diesen grossräumigen Mittelwerten eine differenziertere k-Wert-Verteilung berechnet. Es interessiert deshalb, inwieweit k_G mit den k_E übereinstimmen.

In T-D 11.2 sind die k_G-Werte von 16 Grosspumpversuchen in vollkommenen oder praktisch vollkommenen Filterbrunnen aufgeführt. Sie wurden anhand der Absenkungen in den umliegenden Messstellen zeiträumlich unter Beachtung der Randbedingungen errechnet und können wie im Modell als Durchschnittswerte über die gesamte Grundwassermächtigkeit betrachtet werden. Hingegen sind die

Elemente nicht auf die Absenkbereiche der Grosspumpversuche abgestimmt worden.

Es können zwei Fälle unterschieden werden:

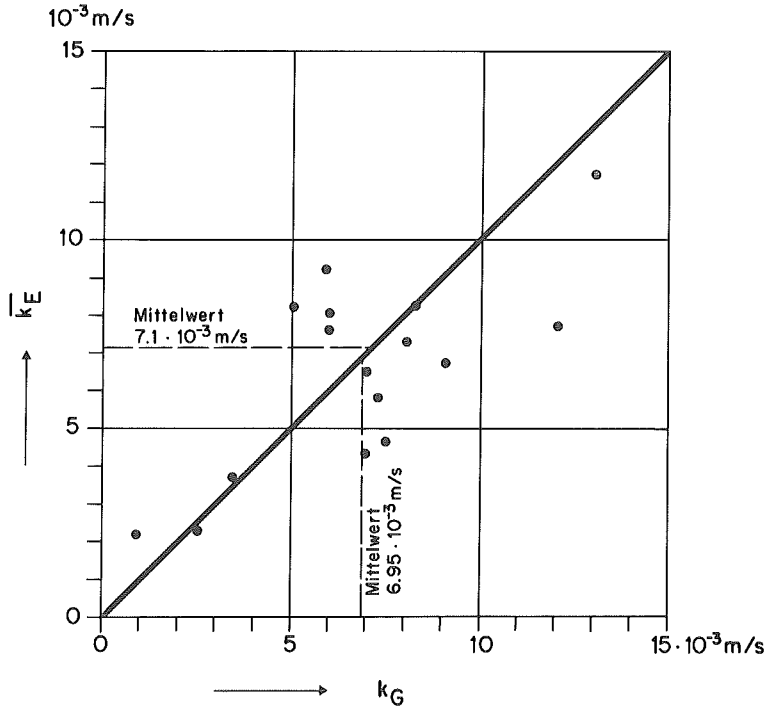
- Der Absenkbereich ist kleiner als das Element, in dem der Pumpversuch durch geführt worden ist: k_E wird direkt mit k_G verglichen. Mit dem Modell kann keine detaillierte Aussage über die Durchlässigkeit gemacht werden.

- Der Absenkbereich wird durch mehrere Elemente unterteilt: Die k_E-Werte werden arithmetisch gemittelt. $\bar{k}_E$ wird k_G gegenübergestellt.

Trotz dieser einfachen Mittelung ist, wie in F-D 11.3 dargestellt, ein Zusammenhang zwischen k_G und k_E resp. $\bar{k}_E$ festzustellen ($r = 0.71$ bei $n = 16$). Die Unterschiede sind aber verhältnismässig gross: Elf der 16 k_G streuen ausserhalb einer Bandbreite von $\pm$ 30%. Zwei ausserhalb $\pm$ 60%, die Standardabweichung beträgt $\pm$ 40%. $\bar{k}_E$ und k_G weichen voneinander umso mehr ab, je schlechter F_E und F_G miteinander übereinstimmen.

Der flächengewogene durchschnittliche $\bar{k}_G$-Wert von $6.95 \cdot 10^{-3}$ m/s mit einer totalen Fläche der Absenkungsbereiche von 1.9 km^2 stimmt mit dem $\bar{k}_E$ mit $7.1 \cdot 10^{-3}$ m/s und einer totalen Elementfläche von 9 km^2 praktisch überein. Auf die berechneten k-Werte bezogen, drängt sich der Schluss auf: Die Modelldurchlässigkeiten stimmen um so besser mit den Gebietsdurchlässigkeiten überein, je grösser die betrachtete Fläche ist. Für die mittlere Elementgrösse von 0.15 km^2 sind mit Abweichungen zwischen k_E und k_G von $\pm$ 40% zu rechnen. Bei Teilgebieten von mehreren Quadratkilometern ist die Uebereinstimmung besser. Der mittlere Durchlässigkeitsbeiwert von $7 \cdot 10^{-3}$m/s für das gesamte Modellgebiet hat sich auch hier bestätigt.

Fig. D 11.3 Gebiets- und Modelldurchlässigkeiten



11.2 Berechnete Grundwasserpotentiale vom 3. Oktober 1978

11.2.1 Abweichungen zwischen Potentialen und Wasserständen

Die berechneten Grundwasserpotentiale konnten erstaunlich gut mit den gemessenen Wasserständen in Einklang gebracht werden. Wenn die folgende Analyse über die berechneten und gemessenen Werte den Eindruck erwecken sollte, die Potentiale könnten überall mit derselben Genauigkeit berechnet werden, müsste dies aber korrigiert werden. Die gewählte Diskretisierung kann nicht alle Randbedingungen erfüllen, was lokal zu grösseren Abweichungen zwischen Berechnung und Natur führen könnte.

Wie aus T-D 11.3 hervorgeht, weichen die Potentiale nach der Modelleichung bei den Bohrungen nur noch um Zentimeter von den gemessenen Wasserständen ab. Die durchschnittlichen Differenzen betragen - 1.6 $\pm$ 6.5 cm für vollkommene und -0.5 $\pm$ 9.1 cm für unvollkommene Bohrungen. Die angestrebte Uebereinstimmung von $\pm$ 5 cm für vollkommene und die $\pm$ 10 cm für unvollkommene Bohrungen ist somit praktisch erreicht worden (T-D 9.1).

Bei Piezometern, Hausfassungen, Schächten und dergleichen liegen die Differenzen mit 1.6 + 24.1 cm etwas höher als die angestrebten $\pm$ 20 cm. Ein Ausgleichen ginge auf Kosten der Plausibilität der übrigen Modellparameter.

Erwartungsgemäss weisen die Gewässerknoten mit -2.1 $\pm$ 29.2 cm infolge des Leakageeffektes die grössten Differenzen auf.

11.2.2 Isohypsen des Grundwasserspiegels und der Potentiale

Die interpretierten Isohypsen des Grundwasserspiegels vom 3. Oktober 1978 in Beilage III, 2B (B 7) weichen von den Isohypsen der Potentiale im Durchschnitt ca. ± 20 cm ab. In der Regel liegt der Grundwasserspiegel etwas höher als die Potentialfläche (ca. + 5 cm). Es bleibt offen, inwieweit diese Abweichung zufällig ist oder der Grundwasserspiegel infolge einer abwärtsgerichteten Strömung tatsächlich etwas über dem mittleren Grundwasserpotential liegt.

Tab. D 11.3 Differenzen zwischen den Potentialen und den gemessenen Wasserständen in den Bohrungen vom 3. Oktober 1978.

Knoten-Nr.	WEA-Bez.	Feld-Bez.	Bohrtyp	Abweichung in cm	Knoten-Nr.	WEA-Bez.	Feld-Bez.	Bohrtyp	Abweichung in cm
52	614.210/100	BB101	vollk.	0.7	147	608.216/ 7	WAB26	vollk.	5.1
60	614.210/43	BUH22	unv.	13.8	149	610.216/13	WAB05	vollk.	4.0
77	614.210/80	BB200	unv.	19.4	151	611.217/ 6	WAB56	vollk.	- 2.1
79	614.210/ 2	BUF02	vollk.	- 0.3	153	612.217/ 4	WAB57	vollk.	- 0.6
87	614.210/217	BSB01	vollk.	1.0	158	607.217/58	AEH03	unv.	- 11.8
124	614.211/62	WAB70	vollk.	- 0.1	159	607.217/ 1	AWF01	unv.	- 0.7
185	613.212/ 8	BUAB1	vollk.	- 15.8	163	610.217/14	WAB59	vollk.	4.2
191	612.211/ 7	WAB62	vollk.	4.8	165	611.217/ 5	WAB60	vollk.	- 3.8
214	612.212/ 9	BUH2B	unv.	- 5.3	167	613.218/ 5	WAB61	vollk.	1.0
44	606.213/ 1	WAB51	vollk.	- 11.9	180	611.219/ 9	WAB24	vollk.	0.4
45	607.212/ 5	WAB52	vollk.	13.7	190	609.219/ 3	WAB06	vollk.	4.5
46	608.212/10	WAB48	vollk.	- 14.3	192	610.219/21	WAB23	unv.	- 1.3
49	609.213/39	RAH04	unv.	- 2.9	195	612.219/ 5	WAB25	vollk.	2.2
61	608.213/21	FRB03	unv.	- 9.8	219	610.220/ 4	WAB75	vollk.	6.6
74	607.213/ 4	ZAH47	unv.	- 6.4	220	611.220/18	WAB73	vollk.	- 5.5
77	609.214/ 6	WAB44	vollk.	1.1	221	611.220/19	WAB71	vollk.	4.2
94	610.215/32	WAB66	vollk.	1.6	226	607.219/ 6	BAH14	unv.	2.5
96	610.215/11	KIH01	vollk.	- 5.0	233	610.221/ 3	WAB76	vollk.	0.5
103	608.215/18	FRB02	unv.	- 9.7	234	611.221/50	WAB77	vollk.	1.4
106	609.215/ 5	WAB43	unv.	6.1	244	608.221/17	UTH31	unv.	12.3
120	609.215/ 4	WAB39	unv.	5.8	247	610.221/ 1	WAB21	vollk.	0.3
124	611.216/ 7	ERH03	vollk.	- 5.8	251	612.221/20	WAB20	vollk.	1.0
130	608.213/25	FRB01	unv.	- 13.2	254	607.221/ 8	BAH10	unv.	0.9
131	607.216/39	NFB01	vollk.	- 8.3	273	609.222/65	WIB01	vollk.	0.4
133	608.216/15	WAB42	unv.	4.8	300	609.222/		vollk.	- 3.7
135	610.216/25	WAB54	unv.	3.9	316	610.223/23	ZIB01	vollk.	- 2.3
145	607.217/40	WAB27	vollk.	- 12.1	320	612.222/ 2	SOH1G	vollk.	- 16.6

In den Randzonen sind die Abweichungen am grössten, selten über ± 60 cm. Mit grosser Wahrscheinlichkeit wurden die Grundwasserspiegel-Isohypsen falsch interpretiert.

Grössere Abweichungen sind auch bei den Exfiltrationsstrecken der Urtenen, der Oesch und den Grundwasseraustritten Utzenstorf festzustellen. Aus hydraulischen Gründen sind bei den Austrittsstellen aufwärtsgerichtete Strömungen zu erwarten. Die mittleren Grundwasserpotentiale sollten deshalb eher etwas höher als die eingemessenen Grundwasserspiegel sein. In der Modellberechnung zeigen sich jedoch oft gegenteilige Abweichungen. Es ist zu vermuten, dass hier die stationäre Modellrechnung etwas zu tiefe Werte ergibt.

11.3 Modellkennziffern vom 3. Oktober 1978

Die Zu- und Wegflüsse werden vom Modell nur bei den Knoten mit Festpotentialen berechnet. Die Knotenflüsse sind in Be IV,3 ausgewiesen. Für die übrigen Knoten gelten die eingegebenen Zu- und Wegflüsse in Be IV,2.

Für das bessere Verständnis der Modellresultate werden in der Folge die Modellkennziffern ausgewiesen. Sie werden gemäss (7.7) berechnet. Beispielsweise setzt sich der in T-D 11.4 aufgeführte Profilzufluss aus dem Mittleren Emmental von 840 l/s aus den berechneten Knotenzuflüssen 1 bis 9 zusammen. Er ist vergleichbar mit dem Durchfluss durch das Bilanzierungsprofil 12 (F-D 4.7).

Tab. D 11.4 Modellkennziffern in l/s vom 3. Oktober 1978

Profilzufluss: -Aus Mittlerem Emmental bei Oberburg, Bilanzierungsprofil 12	840
-Aus dem Urtenental bei Kernenried, Bilanzierungsprofil 15U	479
Direkte Grundwasserneubildung infolge Niederschlag auf das Modellgebiet	0
Indirekte Grundwasserneubildung; disperse und konzentrierte Randzuflüsse	492
Infiltration aus Oberflächengewässer: -Emme km 7.0 bis km 20.2	2995
-Emme km 1.3 bis km 3.9	494
-Oesch, Teilabschnitt 1,2	236
-Urtenen, innerhalb Teilabschnitt 2,3	21
-Kanalsystem, Oberholzbach, Ind.Kanal	306
Total Zuflüsse	5863
Grundwasseraustritte in die:	
-Emme km 0.0 bis km 1.3 und km 3.9 bis km 7.0	- 102
-Seitenbäche: -Urtenen, Teilabschnitte 1,2 bis 4,5	-1237
-Limpach, Teilabschnitte 1,2 und 2,3	- 297
-Oesch und Chrümelbach, Teilabschnitt 2,3 bis 3,4	- 322
-Kanalsystem, i.B.Strackbach	- 271
-Grundwasseraustritte: -Utzenstorf	-1541
-Wiler - Zielebach	- 159
-Zielebach - Recherswil	- 94
Trink- und Brauchwasser	- 609
Baugrubenentwässerung zur Erstellung der ARA-Leitung	- 502
Profilwegfluss: Ins Solothurnische Wasseramt, Bilanzierungsprofil 20	-1026
Total Wegflüsse	-6160
Zehrmenge infolge Rückgang des Grundwasserspiegels (ohne Gewässerknoten)	- 297

Der Grundwasserspiegelrückgang wird mit der Zehrmenge quantifiziert. Die aufgeführten 297 l/s werden aus den Flüssen der Knoten gebildet, bei denen weder ein Festpotential noch ein spezifischer Zu- oder Wegfluss deklariert worden ist. Der Flächenanteil dieser Knoten beträgt 46% des Testgebietes oder rund 41 km^2. Die Zehrmenge für 76 km^2 ergibt 550 l/s. Für die Festpotential- sowie die Zu- und Wegflussknoten (im weiteren kurz als Gewässerknoten bezeichnet) ist sie mit 253 l/s in den aufgeführten Mengenanteilen bereits enthalten.

Die Zu- und Wegflüsse vom 3. Oktober 1978 lassen sich zusammenfassend für das Testgebiet wie folgt aufschlüsseln:

- Profilzufluss	1319	l/s	21.4%
- Direkte Grundwasserneubildung	0	l/s	0.0%
- Indirekte Grundwasserneubildung	492	l/s	8.0%
- Infiltration aus Oberflächengewässern	4052	l/s	65.8%
- Zehrmenge (ohne Gewässerknoten)	297	l/s	4.8%
- Total Zuflüsse	6160	l/s	100.0%
- Profilwegfluss	-1026	l/s	16.7%
- Exfiltration in Oberflächengewässern	-4023	l/s	65.3%
- Grundwasserentnahmen	-1111	l/s	18.0%
- Total Wegflüsse	-6160	l/s	100.0%

Bei den Zuflüssen sind 75% des Totals eingegeben und 25% mit dem Modell berechnet worden, bei den Wegflüssen dagegen nur 42% bzw. 58%.

11.3.1 Modellkennziffern und Oberflächenwasserbilanz

Für Gewässerabschnitte, bei denen die Differenzen zwischen In- und Exfiltration bekannt, hingegen deren Verteilung nur approximativ nachweisbar sind, werden die Flüsse teilweise mit Fest- oder Leakagepotentialen berechnet. Nebst der potentialtreuen Wiedergabe der natürlichen Strömungsverhältnisse wird erwartet, dass auch die berechneten In- und Exfiltrationsmengen mit den tatsächlichen übereinstimmen. In T-D 11.5 werden deshalb Gewässerabschnitte ausgeschieden, bei denen die Modellkennziffern mit den aus den Oberflächenwasserbilanzen errechneten Differenzmengen (D-3.1 /3.2) gut verglichen werden können:

- Die berechneten Differenzmengen vom 3. Oktober 1978 zwischen In- und Exfiltration in den Gewässerabschnitten ① und ② der Emme und dem Kanalsystem sind 12% bzw. 19% kleiner als aus der Oberflächenwasserbilanz vom 13. Oktober, liegen jedoch innerhalb der Fehlertoleranz. Mit grosser Wahrscheinlichkeit liegt die Oberflächenwasserbilanz etwas zu hoch, dies um so mehr als der Emmeabfluss vom 13. Oktober etwa 0.5 m^3/s kleiner war als am 3. Oktober. Zudem ist Q_{MK} des Gewässerabschnittes ①, praktisch identisch $\overline{\Delta Q}_{A_1}$. Nehmen wir an, das Modellergebnis von 3.301 m^3/s für den Gewässerabschnitt ① sei richtig, ergibt sich im Gewässerabschnitt ② lediglich noch ein Exfiltrationsüberschuss von -2.17 + 0.469 m^3/s = -1.701 m^3/s, der ebenfalls praktisch identisch mit Q_{MK} und $\overline{\Delta Q}_{A_2}$ ist.

- Bei den Teilabschnitten der Urtenen und des Limpaches führen die Modellkennziffern auf etwa 5% grössere, für die Grundwasseraustritte Utzenstorf auf ca. 2.5% kleinere Werte, als die Regressionsgleichungen zwischen Grundwasserstand und Abfluss. Hingegen zeigen sich beim Modell für das Exfiltrationsgebiet der Oesch und für die Grundwasseraustritte Wiler-Zielebach und Zielebach-Recherswil prozentual grosse Abweichungen,

bis zu 60%. Mengenmässig sind die Unterschiede mit +60 l/s bis -131 l/s jedoch klein, wobei sich die fehlende Exfiltrationsmenge der Grundwasseraustritte Wiler-Zielebach zugunsten Zielebach-Recherswil und des Exfiltrationsgebietes der Oesch sowie des Limpaches verschiebt.

- Für die vergleichbaren Gewässer ergeben Modellberechnungen wie Regressionsgleichungen eine totale Grundwasserexfiltrationsmenge von rund 3.5 m^3/s. Zwischen der vom Modell berechneten und der mit den Feldmessungen hergeleiteten Exfiltrationsmenge besteht also kein Widerspruch!

Tab. D 11.5 Modell- und Bilanzierungskennziffern vom 3. Oktober 1978

Beschreibung der Modellkennziffern Q_{MK}		vergleiche:		Mengen in m^3/s	
		Kap.	Tab.	Q_{MK}	Q_{BK}
Infiltration aus der Emme km 7.0 bis km 20.2 und dem Kanalsystem im Gewässerabschnitt 1		3.1.1	3.2	3.301	3.77± 0.33[1]
Exfiltrationsüberschuss im Gewässerabschnitt 2		3.1.1	3.2	-1.757	-2.17± 0.53[1]
Grundwasserexfiltration in die:					
- Seitenbäche:	- Urtenen, Teilabschnitte 2,3 bis 4,5	3.2.1	3.6	-1.146	-1.105
	- Limpach, Teilabschnitte 1,2 und 2,3	3.2.2	3.7	-0.297	-0.28
	- Oesch und Chrümelbach, Teilabschnitt 3,4	3.2.3	3.8	-0.270	-0.21
- Grundwasseraustritte:	- Utzenstorf	3.2.4	3.9	-1.541	-1.58
	- Wiler - Zielebach	3.2.5	3.10	-0.159	-0.29
	- Zielebach - Recherswil	3.2.6	3.11	-0.094	-0.06
Total Grundwasserexfiltration				-3.507	-3.525

Q_{BK} ... Infiltrationsmenge oder Exfiltrationsüberschuss(-menge) aus der Abflussbilanz oder der Regressionsgleichung

Q_{MK} ... Infiltrationsmenge oder Exfiltrationsüberschuss(-menge) aus dem Modell

Die Modellsimulation vom 3. Oktober 1978 zeigt:

- Von den Infiltrationsmengen im Modell sind 82% der 4023 l/s Oberflächenwasserbilanz erfasst worden. Für 18% liegen mehr oder weniger gut belegte Annahmen vor (Grundwasserbilanz, Analogieschlüsse, Potentialtreue, Durchlässigkeitsverteilung).

- Bei den Exfiltrationsmengen in die Oberflächengewässer von 4023 l/s sind 87% oder 3.5 m^3/s mit Feldmessungen widerspruchfrei belegt. 13% der erwähnten Exfiltrationsmenge oder rund 500 l/s resultieren aus der Modelleichung und sind mit Abflussmessungen schwierig nachweisbar.

11.3.2 Modellkennziffern und Grundwasserbilanz

Beim Grundwassermodell sind sämtliche Zu- und Wegflüsse strömungsmässig miteinander verknüpft. Insofern sind diese berechneten Durchflussmengen durch die Bilanzierungsprofile 12 bis 20 sicher exakter als aus den stationären Bilanzen (D-4.3.2). T-D 11.6 zeigt jedoch, dass die (Hand-) Bilanzen bereits zu relativ guten Resultaten führten:

- Die Durchflüsse weichen im Mittel nur ± 8% voneinander ab. Die Abweichungen liegen immer unter ± 15%.

- Eine Fehlschätzung der direkten Infiltrationsmenge zwischen den Bilanzierungsprofilen 12 und 13 verschlechtert die gesamte Bilanz von $\bar{Q}$ systematisch um etwa -150 l/s. Hier bestätigt sich die Regel, dass die mengenmässig bedeutenden Bilanzierungskennziffern möglichst exakt ermittelt werden müssen.

- Der Zufluss aus dem Mittleren Emmental durch das Bilanzierungsprofil 12 ist beim Modell mit 840 l/s um 54 l/s kleiner als bei der ausgeglichenen Bilanz. Abweichungen in dieser Grössenordnung sind auch beim Modell denkbar. Dasselbe gilt prinzipiell auch für den Wegfluss ins Solothurnische Wasseramt über das Bilanzierungsprofil 20, wobei hier der systematische Fehler von -150 l/s in Rechnung zu stellen ist.

Tab. D 11.6 Durchflussmengen durch die Bilanzierungsprofile 12 bis 20 vom 3. Oktober 1978 aus Modell und (Hand-) Bilanz

BP	Durchflussmengen in l/s		
	Q_{MK}	Q	$\bar{Q}$
12	840	950	894
13	1339	1270	1213
14	1351	1280	1167
15	2028	2080	1915
16	3240	3230	3013
17	3483	3570	3302
18	2431	2500	2298
19	2560	2400	2223
20	1026	900	917

Q_{MK}... Durchflussmengen im Grundwassermodell

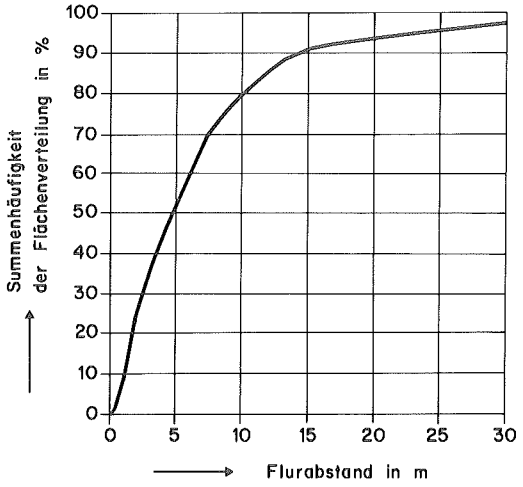
Q ... Durchflussmengen aus (Hand-)Bilanzierung ohne Ausgleichsrechnung /3/

$\bar{Q}$ ... Ausgeglichene Durchflussmengen, vgl. Tab. 4.2

11.4 Flurabstände

F-D 11.4 stellt die Summenhäufigkeit der Flächenverteilung für die Flurabstände bei mittlerem Grundwasserstand dar. Das Testgebiet weist im Vergleich zu den schweizerischen Grundwassergebieten (Werte in Klammern) eine ähnliche Flächenverteilung auf (D 7, 40): Bei einem Flächenanteil von 50% (45%) liegen die Trockentiefen zwischen >0 und 5 m, bei ca. 70% (60%) unter 8 m. Flurabstände über 8 m sind hauptsächlich zwischen Burgdorf und Aefligen, solche unter 5 m zwischen Aefligen und Gerlafingen zu finden (F-B 18.7). Bei den Grundwasseraustritten liegt der Grundwasserspiegel über grössere Gebiete (total ca. 15 km^2) knapp unter der Terrainoberfläche.

Fig. D 11.4 Verteilung der Flurabstände im Testgebiet (100% = 76.6 km^2)



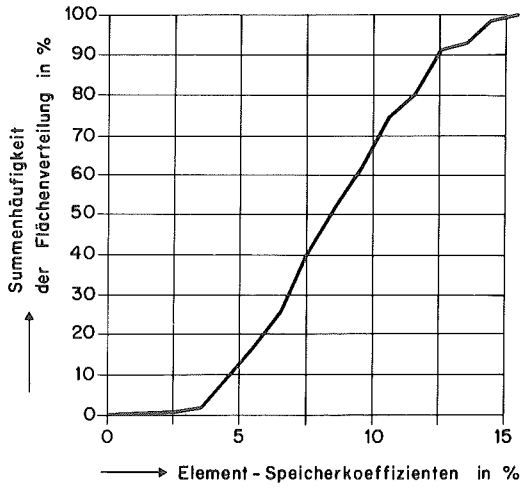
Kapitel 12: ERGEBNISSE DER INSTATIONAEREN MODELLEICHUNG

12.1 Speicherkoeffizient

12.1.1 Durchschnittlicher Speicherkoeffizient

Der durchschnittliche Speicherkoeffizient beträgt 9.0%, wobei er für das Teilmodell 1 mit 12.5% etwa um fünfzig Prozent über demjenigen im Teilmodell 2 mit 8.5% liegt. F-D 12.1 zeigt die Summenhäufigkeit der S_E aus der Modelleichung mit den mittleren Elementflächen von 0.15 km^2 in Abhängigkeit der Grundwasseroberfläche. Für 70% liegt S_E zwischen 5 und 12%, für 15% unter 5%, für 15% über 12%. Der grösste Speicherkoeffizient liegt etwa bei 15%. In Natur sind lokal grössere Werte denkbar. Diese gehen aber durch die Mittelung bei der Modellrechnung verloren.

Fig. D 12.1 Verteilung der Element-Speicherkoeffizienten S_E im Testgebiet (100% = 76.6 km^2)



12.1.2 Flächenbezogene Verteilung der Speicherkoeffizienten

Die berechneten Element-Speicherkoeffizienten sind aus F-D 12.2 zu entnehmen. Es lassen sich eindeutige Teilgebiete mit unterschiedlichen Speicherkoeffizienten feststellen. In Gebieten mit postglazialen Emmeschottern sind die Speicherkoeffizienten grösser als in Zonen mit Vorstossschottern oder Moränenablagerungen. Der Durchschnitt liegt für erstere bei 10.5% und für letztere bei 7.5%.

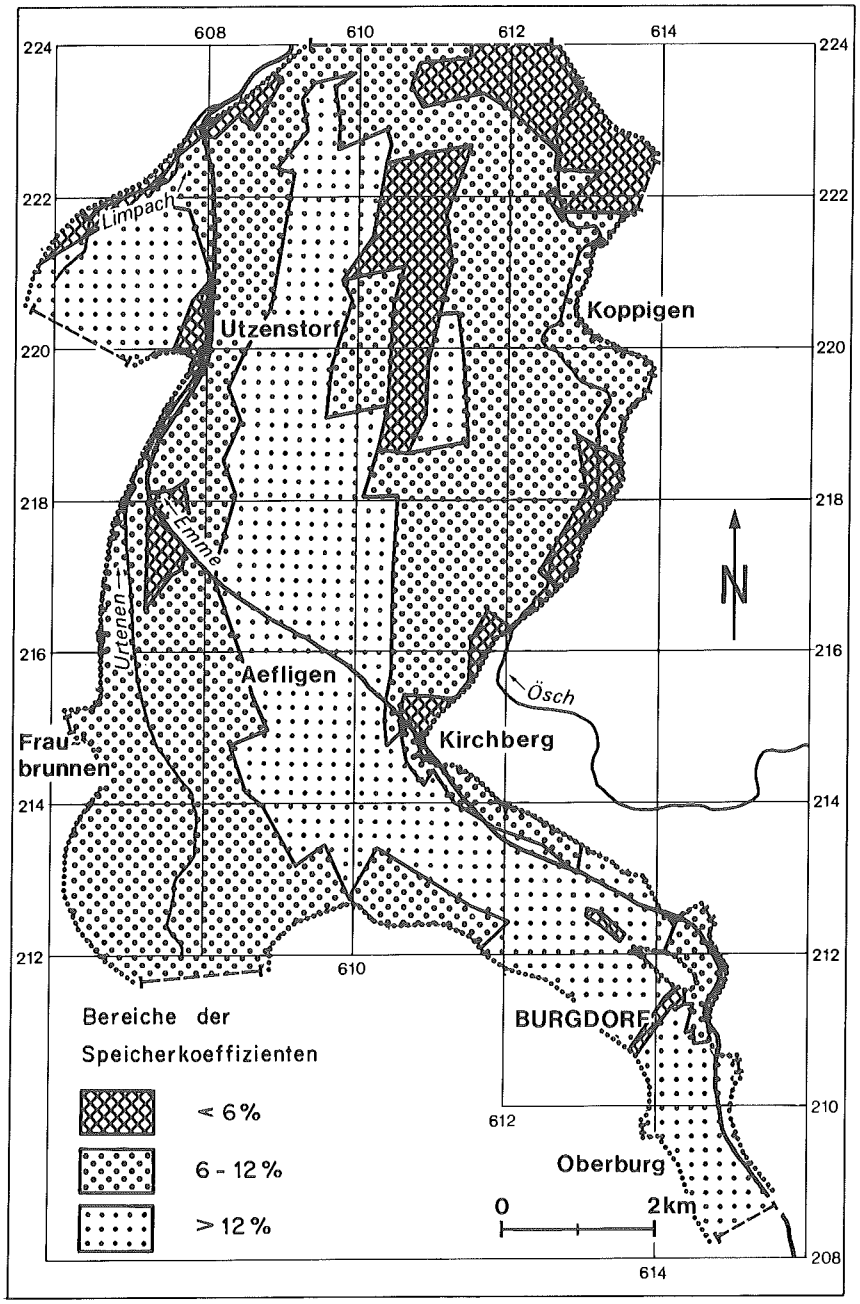
Tab. D 12.1 Speicherkoeffizienten in Abhängigkeit der Stratigraphie des Grundwasserleiters im Schwankungsbereich des Spiegels

Stratigraphie	Kurzbez.	Speicherkoeffizient in %
Postglaziale Emmeschotter	qs	7 bis 14
Vorstossschotter	q4v	5 bis 10
Moräne	q4m	5 bis 9
Gehängeschutt Tal - Alluvionen	gs a	1 bis 6[1)]

[1)] geschätzt

T-D 12.1 zeigt die Wertebereiche der S_E aufgeschlüsselt nach der Stratigraphie des Grundwasserleiters in (B 7).

Fig. D 12.2 Berechnete Verteilung der Speicherkoeffizienten



12.1.3 Speicherkoeffizient und Durchlässigkeit

Aufgrund der in D-11.1 festgestellten Beziehung zwischen Stratigraphie und Durchlässigkeit ist zu vermuten, dass auch zwischen den Speicherkoeffizienten und den Durchlässigkeiten ein Zusammenhang besteht. Die k_E-Werte lassen jedoch keine eindeutigen Aussagen über die Durchlässigkeit im Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels zu. Deshalb haben wir die Speicherkeoffizienten mit den Durchlässigkeitsbeiwerten $\bar{k}$ (h) aus Flowmetermessungen (C) verglichen und eine funktionale Beziehung $S_K = a + b \ln \bar{k}(h)$ gesucht. Dazu wurden nur Bohrungen berücksichtigt, bei denen die mit dem Modell berechneten Jahresganglinien des mittleren Grundwasserpotentiales mit Schreibpegelaufzeichnungen geeicht werden konnten. Diese Bedingung erfüllen 13 Messpunkte bzw. Knoten. Die gefundene Beziehung lautet $S_K = 15.8 + 1.2 \ln \bar{k}(h)$ bei einer Standardabweichung von $\pm$ 2% (S_K in %, $\bar{k}(h)$ in mm/s). Die Funktion ist mit einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 1% gegen die Nullhypothese signifikant, womit eine echte formale Korrelation zwischen Speicherkoeffizient und Durchlässigkeit bestätigt wird.

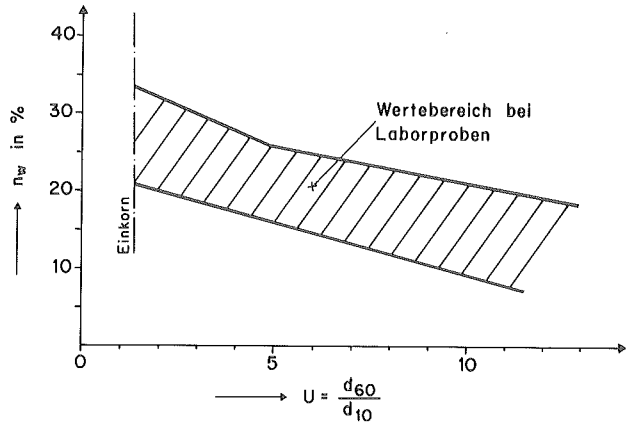
MAROTZ (D31) hat Speicherkoffizienten bei verschiedenartig aufgebauten Korngemischen gestützt auf Laborversuche ermittelt. In T-D 12.2 wird unser funktionaler Zusammenhang mit demjenigen von MAROTZ verglichen. Dabei zeigt sich: Kleine Durchlässigkeiten in der Grösse von $0.1 \cdot 10^{-3}$ m/s führen zu ähnlichen Werten. Mit zunehmender Durchlässigkeit klaffen die Werte auseinander.

Tab. D 12.2 Speicherkoeffizienten in Abhängigkeit der Durchlässigkeit

$\bar{k}$ (h) 10^{-3} m/s	Speicherkoeffizient in %	
	für Testgebiet $15.8 + 1.2 \ln \bar{k}$	nach MAROTZ $46.2 + 4.5 \ln \bar{k}$
0.1	4.8	4.8
0.2	5.6	7.9
0.5	6.7	12.0
1.0	7.5	15.1
5.0	9.5	22.4
10.0	10.3	25.5
20.0	11.1	28.6
50.0	12.2	32.7

Diese Abweichungen können auf die unterschiedliche Kornzusammensetzung zurückgeführt werden. F-D 12.3 zeigt den von MAROTZ gefundenen Zusammenhang zwischen U und n_W. Während bei ihm sämtliche untersuchten Laborproben einen Ungleichförmigkeitsgrad $U = d_{60}/d_{10}$ unter 13 aufweisen, liegt U bei unseren Bodenproben selten unter 30 ($\bar{U} = 71$, $s_U = \pm 35$). Damit werden unsere kleineren Speicherkoeffizienten tendenzmässig bestätigt.

Fig. D 12.3 Nutzbare Porosität n_W in Abhängigkeit vom Ungleichförmigkeitsgrad U nach (D 31)



Auch ist zu vermuten, dass die im Testgebiet festgestellte Anisotropie des Grundwasserleiters ($\bar{k}_h/\bar{k}_v > 100$) die Grösse des Speicherkoeffizienten beeinflusst. Diese dürfte im Darcy'schen Filterapparat von MAROTZ kaum einen grossen Einfluss gespielt haben, was durch die relativ gute Uebereinstimmung der Speicherkoeffizienten für kleine Durchlässigkeiten von 0.1 10^{-3} m/s, welche etwa den $\bar{k}_v$-Werten entsprechen, unterstrichen wird.

12.1.4 Speicherkoeffizienten aus der Ganglinienanalyse und den Grosspumpversuchen

Die Speicherkoeffizienten aus der Ganglinienanalyse stimmen mit jenen aus den Modellsimulationen relativ gut überein. T-D 12.3 vergleicht die Koeffizienten für drei Bohrungen und Knoten, bei denen die Spiegelschwankungen vorwiegend durch die direkte Grundwasserneubildung verursacht werden und die Ganglinienanalyse geeignet ist.

Vergleiche zwischen Speicherkoeffizienten aus Grosspumpversuchen und aus dem Grundwassermodell können bei 10 Standorten gezogen werden (T-D 12.4). Sie zeigen: Die nach der "straight-line" Methode grafisch-visuell ermittelten Speicherkoeffizienten sind grösser als die Modellwerte. Bei den übrigen mit dem Computer nach (D 24) berechneten Streubereichen stimmt im allgemeinen der untere Grenzwert mit den Modellwerten ungefähr überein.

Tab. D 12.3 Speicherkoeffizient aus Ganglinienanalyse und Grundwassermodell

WEA-Bez.	Knotennummer	Speicherkoeffizient in %	
		Ganglinienanalyse	Grundwassermodell
610.219/21	192	7.6	7.6
611.220/19	221	8.9	10.6
610.221/1	247	6.6	7.7

Tab. D 12.4 Speicherkoeffizienten aus Grosspumpversuchen und Grundwassermodell

WEA-Bez.	Knotennummer	Speicherkoeffizient in %	
		Grosspumpversuch	Grundwassermodell
615.208/44	7	12 - 20	12
614.210/43	60	18[1]	12
614.210/134	70	18 - 21[1]	11.7
614.210/232	87	14 - 20	12
614.212/27	153	10 - 16	10
607.215/2,3	103	21 - 23[1]	7.3
607.216/54	131	7	7.5
607.217/1	159	20	11.4
612.220/5	223	12 - 16	10
613.221/1	280	8 - 12	6

[1] graphisch-visuell ausgewertet

Im Testareal Aefligen führen die detaillierten Auswertungen des Grosspumpversuches 607.216/54 und die Modelleichung praktisch auf den gleichen Speicherkoeffizienten von 7.0% bzw. 7.5% (C). Mit diesem Koeffizienten können die gemessenen Ganglinien des Grundwasserpotentiales für die gesamte Eichperiode beinahe deckungsgleich simuliert werden (F-D 12.5). Der Grosspumpversuch im Testareal wurde sehr detailliert unter Berücksichtigung der Randbedingungen sowie der natürlichen Grundwasserspiegelbewegungen mit dem Programm GEOHYD2 ausgewertet. Diese Auswertungen, die Resultate der Ganglinienanalyse, die detaillierte Nachrechnung früherer Grosspumpversuche bestätigen die Modellwerte. Es ist deshalb nur dann sinnvoll S aus Grosspumpversuchen zu ermitteln, wenn die Randbedingungen und die natürlichen Grundwasserspiegelbewegungen detailliert berücksichtigt werden.

Mit zeitabhängigen Variationen der Speicherkoeffizienten, wie sie für das Auswerten von Grosspumpversuchen notwendig sind, können bei Modellsimulationen nur noch kleine Verbesserungen erzielt werden. Sie sind zudem nur dann sinnvoll, wenn die Zeitschritte sehr klein, d.h., unter einem Tag, gewählt werden, da eine schlechtere Zeitdiskretisierung zu erheblich grösseren Abweichungen führen kann als die damit erhofften Verbesserungen.

12.2 Berechnete Grundwasserpotentiale der Jahre 1976 bis 1978

12.2.1 Differenzen zwischen Potentialen und Grundwasserständen

Die berechneten Potentiale Φ und die gemessenen Grundwasserstände h können im Teilmodell 1 bei n= 6 Kontrollmessstellen und im Teilmodell 2 bei n= 20 verglichen werden. T-D 12.5 zeigt die Standardabweichung der Tageswerte s_d sowie die grössten Tagesabweichungen der mit n_z Zeitschnitten diskretisierten Jahresganglinien. Die berechneten Tageswerte werden zwischen den simulierten Potentialen zweier Zeitschnitte interpoliert. Die grössten Abweichungen $(\bar{\Phi}_d - \bar{h}_a)$ max sind daher teilweise auch auf Interpolationsfehler zurückzuführen.

Tab. D 12.5 Abweichungen in cm zwischen berechneten und gemessenen Tageswerten

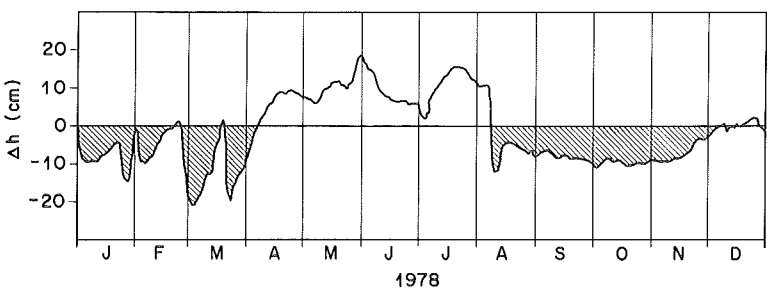
Jahr	Teilmodell 1 (n=6)				Teilmodell 2 (n=20)			
	n_z	s_d	$(\bar{\Phi}_d-\bar{h}_d)_{max}$		n_z	s_d	$(\bar{\Phi}_d-\bar{h}_d)_{max}$	
1976					89	± 9.8	17.4	-13.8
1977					109	±10.8	28.9	-44.5
1978	103	± 9.3	26.2	-15.5	108	± 9.1	18.3	-20.7

Unter dem Gesichtspunkt, dass eine Grundwasserneubildung von 8.5 mm zu einem durchschnittlichen Grundwasserspiegelanstieg von 10 cm führt, sind die Standardabweichungen von ca. ± 10 cm klein. Die erreichte Genauigkeit könnte noch verbessert werden, wenn bei den hydrologischen Grundlagedaten alle systematischen Fehlereinflüsse eliminiert werden. In F-D 12.4 werden die durchschnittlichen Differenzen zwischen den Potentialen und den Grundwasserständen der 20 Kontrollmessstellen über die Zeit aufgetragen. In allen drei Eichjahren treten jahreszeitlich typische Abweichungen auf: Im Winterhalbjahr liegen die berechneten Potentiale im Vergleich zu den gemessenen Wasserständen zu tief, im Sommer zu hoch. Diese systematischen Abweichungen sind im gesamten Modellgebiet unabhängig vom Standort der einzelnen Kontrollmessstellen festzustellen. Sie sind auf kleine, systematische Fehler der direkten Grundwasserneubildung zurückzuführen (B 9).

Gestützt auf Ergebnisse von hydrologischen Forschungsarbeiten (B 48) führen die hydrologischen Bilanzen im Winterhalbjahr auf eine systematisch zu kleine und im Sommerhalbjahr auf eine systematisch zu grosse Differenz zwischen Niederschlag und Verdunstung. Nach (B 74) sind die gemessenen Niederschlagshöhen systematisch zu klein, die Messfehler um so grösser, je mehr Niederschlag in Form von Schnee fällt. Bei beheizten Pluviographen können sie bis 20% erreichen (mündl. Angabe M. Riha, WEA-Bern).

Im Winterhalbjahr wird die Grundwasserneubildung im allgemeinen zu klein berechnet. Die Verdunstungswerte sind nachgewiesenermassen sehr klein, allfällige Ungenauigkeiten können vernachlässigt werden. Der Fehler an der direkten Grundwasserneubildung muss praktisch vollumfänglich auf die Niederschlagsmessung zurückgeführt werden.

Fig. D 12.4 Zeitlicher Verlauf der durchschnittlichen Differenz zwischen den berechneten Potentialen und den gemessenen Grundwasserständen von 20 Kontrollmessstellen



In (B 70) werden verschiedene Verfahren zur Bestimmung der Verdunstung im Sommerhalbjahr untersucht. Der Vergleich mit Lysimetermessungen ergibt, dass im schweizerischen Mittelland die potentielle Evapotranspiration in der Grössenordnung der nach PENMAN (B 54) berechneten Evaporation freier Wasserflächen liegt. Das für die Ermittlung der Sickerwasserrate des Testgebietes eingesetzte Verfahren nach HAUDE (B - 6.2) ergibt somit zu tiefe Verdunstungshöhen, was kombiniert mit den systematischen Niederschlagsfehlern auf eine zu grosse Grundwasserneubildung führt.

In T-D 12.6 sind die abgeschätzten Fehler an den Sickerwasserhöhen aufgeführt worden. Sie könnten durch ein Nacheichen es Modells eliminiert werden. Mengenmässig fallen die Zuflussänderungen aus den korrigierten Werten für die Eichperiode aber kaum ins Gewicht. Zudem sind die Differenzen zwischen den berechneten und gemessenen Ganglinien sehr klein.

Bei künftigen Simulationen können die Grundwasserneubildungsraten mit den korrigierten Niederschlags- und Verdunstungshöhen berechnet werden.

Tab. D 12.6 Abgeschätzter Fehler der eingegebenen Sickerwasserhöhen

Periode Jahr	Jan.-März mm	April-Juni mm	Juli-Sept. mm	Okt.-Dez. mm	Jan.-Dez. mm
1976	9	2	6	6	23
1977	-18	29	-11	0	0
1978	-23	20	0	-15	-18
1976-78	-11	17	- 2	- 2	2

12.2.2 Berechnete und gemessene Ganglinien

In T-D 12.7 werden die täglichen Abweichungen zwischen den berechneten Potentialen und den gemessenen Wasserständen von zwölf Grundwassermessstellen analysiert. Die entsprechenden Ganglinien sind in F-D 12.4 dargestellt.

Grundsätzlich ist zu den aufgeführten Abweichungen zu bemerken, dass sie teilweise mit der Diskretisierung der vorgegebenen Ganglinien bei den Festpotentialen zusammenhängen. So hat beispielsweise die Ganglinie des Knotens 13 im Vergleich zu derjenigen der Messstelle 611.213/8 (F-D 6.7) für das Jahr 1976 eine Standardabweichung der gemittelten Tageswerte von $\pm$ 9 cm. Die maximalen Abweichungen liegen bei 26 cm bzw. bei -65 cm.

Die Jahresamplituden und die Jahresmittelwerte sind in der Regel mit der gewählten Diskretisierung ziemlich genau erfasst worden. Der Grund für einzelne grosse Abweichungen bei den Jahresamplituden ist im Mitteln der direkten Grundwasserneubildungsraten von ein bis mehreren Tagen zu sehen, wodurch kurzfristige Spitzenwerte geschnitten werden. Typische Messstellen dafür sind 608.221/17 und 610.223/23, bei denen zusätzlich noch unerfasste pumpbedingte Grundwasserspiegelabsenkungen in unmittelbarer Nähe der Messstellen mitspielen.

Tab. D 12.7 Abweichungen der berechneten Potentiale von den gemessenen Wasserständen bei zwölf Grundwassermessstellen mit Schreibpegeln

WEA-Bez.	1976							1977							1978						
	Δh_a	$\Delta\Phi_a - \Delta h_a$	s_d	$\bar{\Phi}_a - \bar{h}_a$	$(\bar{\Phi}_d - \bar{h}_d)_{max}$		I_a	Δh_a	$\Delta\Phi_a - \Delta h_a$	s_d	$\bar{\Phi}_a - \bar{h}_a$	$(\bar{\Phi}_d - \bar{h}_d)_{max}$		I_a	Δh_a	$\Delta\Phi_a - \Delta h_a$	s_d	$\bar{\Phi}_a - \bar{h}_a$	$(\bar{\Phi}_d - \bar{h}_d)_{max}$		I_a
	cm	cm	±cm	cm	cm	cm	10^{-1} mm/d	cm	cm	±cm	cm	cm	cm	10^{-1} mm/d	cm	cm	±cm	cm	cm	cm	10^{-1} mm/d
614.210/ 2															104	- 7	8	13	38	- 13	- 3
614.211/62															89	- 23	7	2	19	- 26	2
613.212/ 8															195	- 12	15	- 8	31	- 43	- 2
608.213/21	90	- 30	5	20	51	- 6	10	250	- 18	12	11	64	- 23	1	183	- 18	8	- 7	22	- 20	- 3
607.215/25	61	3	4	- 9	1	- 19	2	170	- 17	8	- 4	10	- 46	2	125	- 1	5	- 11	6	- 42	- 2
608.216/ 7	118	- 35	9	17	40	- 5	3	246	- 35	11	16	36	- 73	9	210	- 33	8	7	23	- 26	2
612.217/ 4								407	- 16	21	19	99	-172	6	381	- 72	31	- 24	44	-107	6
610.219/21	79	- 7	7	- 12	10	- 29	3	176	18	13	10	46	- 64	6	186	- 24	13	- 4	25	- 46	5
611.220/19	74	- 12	7	4	21	- 13	6	130	7	10	10	32	- 3	7	150	- 33	12	- 2	35	- 12	5
612.221/20	32	- 6	2	6	22	- 1	1	55	- 18	7	8	37	- 11	1	71	- 16	7	9	31	- 13	3
608.221/17	109	- 63	8	- 2	27	- 38	- 2	118	- 30	9	10	28	- 43	3	105	- 25	8	5	24	- 16	1
610.223/23	163	-105	16	15	76	- 61	- 11	172	- 95	12	- 6	28	- 81	- 1	130	- 54	10	- 9	2	- 73	6

Δh_a Amplitude der gemessenen Jahresganglinie $(h_{max} - h_{min})$

$\Delta\Phi_a - \Delta h_a$ Differenz zur berechneten Jahresamplitude

s_d Standardabweichung der Tageswerte

$\bar{\Phi}_a - \bar{h}_a$ Abweichung des berechneten Jahresmittels

$(\bar{\Phi}_d - \bar{h}_d)_{max}$ Grösste Abweichungen der berechneten Tageswerte

I_a Durchschnittlicher Jahrestrend aus der Regressionsanalyse der Tageswerte

Die Abweichungen bei den Jahresmitteln sind auf Restfehler bei der Modelleichung und der direkten Grundwasserneubildung zurückzuführen. Sie sind sehr klein: In der Regel liegen sie unter 10% der gemessenen Jahresamplitude!

Beim Jahrestrend der Tagesabweichungen von höchstens 1.1 mm/d sind über die drei Jahre hinweg keine eindeutige Tendenzen feststellbar. Die berechneten Zahlen liegen innerhalb der erwarteten Modellgenauigkeit.

Im folgenden werden die einzelnen Ganglinien in F-D 12.5 kurz kommentiert (vgl. auch F-B 15.3):

- Die beiden Ganglinien bei Burgdorf, 614.210/2 und 614.211/62, werden durch die Infiltration der Emme - zeitweise auch durch Exfiltration - geprägt. Sie folgen ungefähr den Schwankungen der Wasserstände der Emme.

- Der jahreszeitliche Verlauf der Ganglinie 613.212/8, unterhalb Burgdorf, wird bereits durch die perkolative Infiltration der Emme beeinflusst. Die kleinen überlagerten Schwankungen sind auf die direkte Grundwasserneubildung zurückzuführen. Damit die kurzfristigen Schwankungen besser nachvollzogen werden könnten, würde eine erheblich grössere Anzahl Zeitschnitte benötigt.

- Die beiden Ganglinien 608.213/21 und 607.215/25 wurden im Testareal Aefligen aufgezeichnet. Beide Messstationen liegen soweit von der perkolativen Emmestrecke, Kirchberg bis Schalunen, und dem Exfiltrationsabschnitt der Urtenen, Fraubrunnen bis Schalunen, weg, dass die Schwankungen

vorwiegend durch die direkte Grundwasserneubildung hervorgerufen werden. Deutlich zu erkennen ist der Einfluss des Flurabstandes h_F auf die Grundwasserspiegelbewegungen, die bei 608.213/21 (h_F = 5 m) auf ein Niederschlagsereignis eindeutig gedämpfter reagieren als bei 607.215/25 (h_F = 3 m).

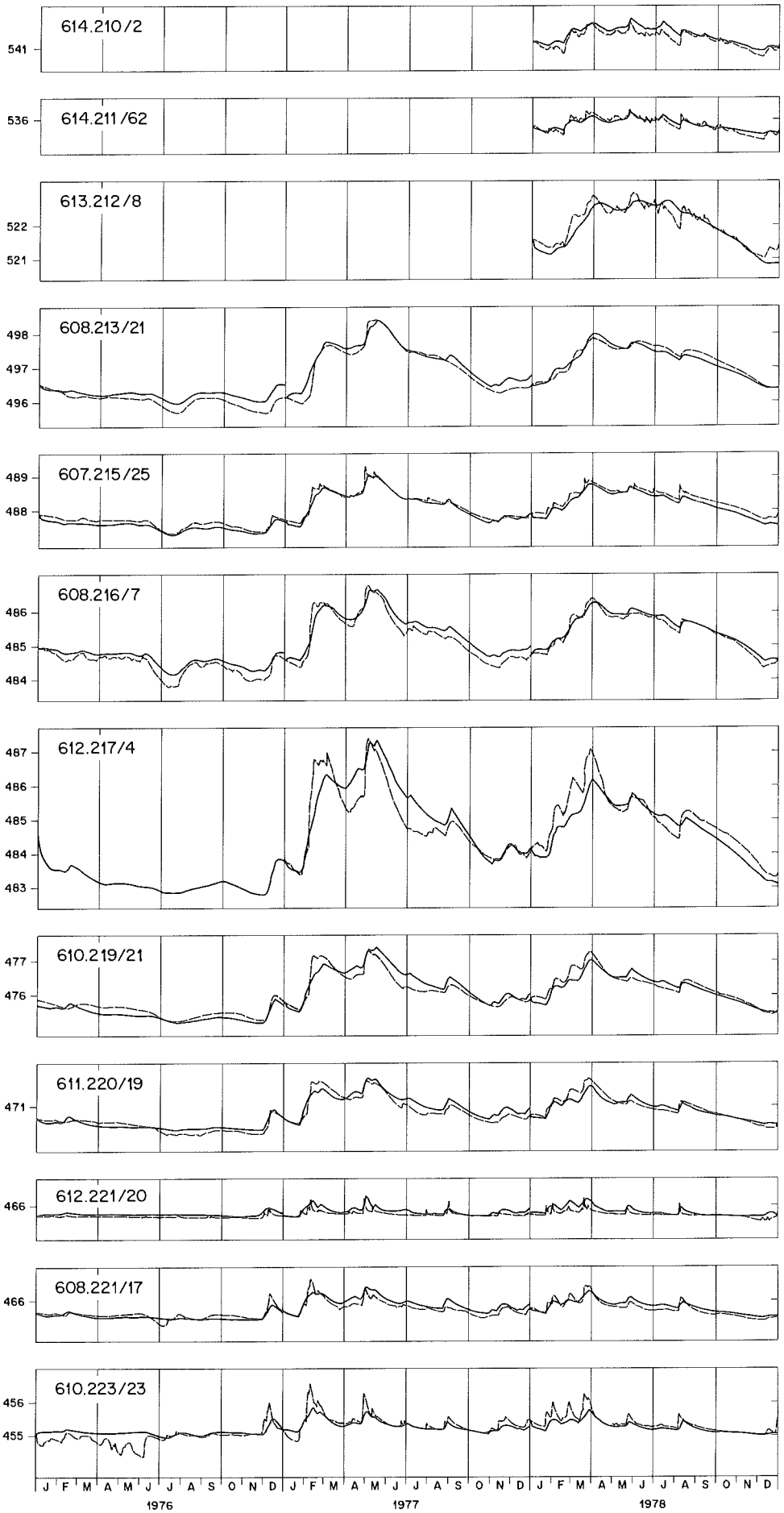
- Eine für den Grundwasserleiterbereich der perkolativen Infiltrationsstrecke der Emme zwischen Kirchberg und Schalunen typische Ganglinie stellt 608.216/7 dar. Bemerkenswert sind vor allem die raschen Veränderungen auf die Hochwasser der Emme. Auffallend ist das Grundwasserspiegelverhalten während der Trockenperiode Juni bis Mitte Juli 1976. Die Emme (km 7 bis km 8) trocknete während der Zeit vom 26.6. bis 9.7.1976 aus. Der Rückgang des Grundwasserspiegels erlaubt den Einfluss der Emmeinfiltration auf die Grundwasserspiegelbewegungen im Testgebiet zu beurteilen.

- Die Ganglinie 612.217/4 wird stark von den randlichen unterirdischen Zuflüssen über die Grundwasserleiterbegrenzung zwischen Ersigen und Oberösch geprägt. Die grosse Jahresamplitude von über 4 m deutet auf die gering durchlässige Randzone mit kleinen Speicherkoeffizienten hin. Der Einfluss der Emme auf die grossen Schwankungen ist klein.

- Die beiden Ganglinien 610.219/21 und 611.220/19 wurden im Raum Koppigen -Utzenstorf aufgezeichnet und sind typische Ganglinien, deren Schwankungen von der direkten Grundwasserneubildung verursacht werden. Die Flurabstände liegen zwischen 4 bis 6 m, die Ganglinien sind also mit denjenigen in der Gegend des Testareals vergleichbar, wobei hier der Einfluss der Emmeinfiltration wegfällt.

- Die Messstellen 612.221/20, 608.221/17 und 610.223/23 befinden sich in der Nähe von Grundwasseraustritten mit kleinen Flurabständen. Die Ganglinien steigen nach starken Niederschlägen rasch an und fallen danach in einer typischen Entleerungskurve auf die Basiswerte zurück, die durch die Höhenlage der umliegenden Exfiltrationsstellen festgelegt sind. Wenn die Grundwasserstände unter die Basiswerte fallen, wird Grundwasser in der Umgebung der Messstelle entnommen. Zu Beginn des Jahres 1976 wurde beispielsweise in der Nähe der Messstelle 610.223/23 für Kanalisationsarbeiten der Grundwasserspiegel abgesenkt.

Fig. D 12.5 Berechnete(_____) und gemessene (------) Ganglinien bei zwölf Grundwassermessstellen mit Schreibpegeln



12.3 Modellkennziffern 1976 bis 1978

In T-D 12.8 sind die instationär berechneten, mittleren Modellkennziffern für das Trockenjahr 1976, das Nassjahr 1977 und das Normaljahr 1978 aufgeführt. Daneben sind, sofern aus der Modellrechnung ersichtlich, die Tagesextremwerte der ganzen Periode angegeben.

46% der direkten Grundwasserneubildung werden in den Mengen der Gewässerknoten integriert.

Zusammenfassend lassen sich die jährlichen Modellkennziffern wie folgt aufgliedern:

	1976	1977	1978	1976-1978	
- Profilzufluss	1322 l/s	1241 l/s	1315 l/s	1293 l/s	21.4%
- Direkte Grundwasserneubildung	185 l/s	772 l/s	494 l/s	484 l/s	8.0%
- Indirekte Grundwasserneubildung	358 l/s	659 l/s	494 l/s	504 l/s	8.3%
- Infiltration aus Oberflächengewässern	3435 l/s	3928 l/s	3940 l/s	3767 l/s	62.2%
- Zehrmenge	0 l/s	0 l/s	29 l/s	9 l/s	0.1%
- Total Zuflüsse	5300 l/s	6600 l/s	6272 l/s	6057 l/s	100.0%
- Profilwegfluss	-1022 l/s	-1010 l/s	-1008 l/s	-1013 l/s	16.7%
- Exfiltration in Oberflächengewässer	-3600 l/s	-4864 l/s	-4633 l/s	-4366 l/s	72.1%
- Grundwasserentnahmen	- 678 l/s	- 626 l/s	- 631 l/s	- 645 l/s	10.7%
- Speichermenge	0 l/s	- 100 l/s	0 l/s	- 33 l/s	0.5%
- Total Wegflüsse	-5300 l/s	-6600 l/s	-6272 l/s	-6057 l/s	100.0%

Der durchschnittliche Zu- und Wegfluss für die Jahre 1976 bis 1978 ist verglichen mit den Strömungsverhältnissen vom 3. Oktober 1978 (D 11.3) nur um etwa 100 l/s kleiner. Markante Unterschiede sind einerseits bei der Grundwasserentnahme und anderseits bei der direkten Grundwasserneubildung festzustellen. Die beim Bau der ARA-Leitung entnommenen Grundwassermengen sind grösstenteils durch den Rückgang der Grundwasseraustritte im Raum Wiler-Zielebach kompensiert worden. Am 3. Oktober 1978 fehlte die direkte Grundwasserneubildung und wurde durch eine Zehrung ausgeglichen. Ansonsten waren die Strömungsverhältnisse an diesem Tag ähnlich dem dreijährigen Durchschnitt.

Die in Be IV,2 und 3 dargestellten Zu- und Wegflüsse entsprechen somit ungefähr den durchschnittlichen Strömungsverhältnissen der Jahre 1976 bis 1978.

Tab. D 12.8 Berechnete, mittlere Jahreszu- und wegflüsse und Tagesextremwerte 1976 bis 1978

Beschreibung der Modellkennziffern	mittl. Mengen Q_{MK}			Tagesextremwerte	
	1976	1977	1978	min.	max.
Profilzufluss:-Aus Mittlerem Emmental bei Oberburg, Bilanzierungsprofil 12E	812[1]	780[1]	833	760[1]	950[1]
-Aus dem Urtenental bei Kernenried, Bilanzierungsprofil 15U	510	461	482	360	578
Direkte Grundwasserneubildung [2]	185[1]	772[1]	494	0	4629
Indirekte Grundwasserneubildung	358[1]	659[1]	494	253	1258[1]
Infiltration aus Oberflächengewässer:-Emme km 7.0 bis km 20.2	2568[1]	2916[1]	2999	1772[1]	5581[1]
-Emme km 1.3 bis km 3.9	328	390	370	231	680
-Oesch, Teilabschnitt 1,2	184	256	219	159	539
-Urtenen,innerhalb Teilabschnitt 2,3	65	22	33	- 124	166
-Kanalsystem, Oberholzbach, Ind. Kanal	290	344	319	273	757
Total Zuflüsse	5300	6600	6243	4040	15384
Grundwasserexfiltration in die:					
-Emme km 0.0 bis km 1.3 und km 3.9 bis km 7.0	- 187	- 124	- 94	28	- 247
-Seitenbäche -Urtenen, Teilabschnitt 1,2 bis 4,5	- 944	-1338	-1274	- 690	-1940
-Limpach, Teilabschnitt 1,2 und 2,3	- 297	- 361	- 347	21	- 584
-Oesch und Chrümelbach, Teilabschnitt 2,3 bis 3,4	- 223	- 377	- 335	- 165	- 660
-Kanalsystem, i.B. Strackbach	- 390	- 429	- 418	- 355	- 523
-Grundwasseraustritte: -Utzenstorf	-1183	-1587	-1602	- 945	-2184
-Wiler - Zielebach	- 341	- 496	- 450	- 276	- 810
-Zielebach - Recherswil	- 35	- 152	-1113	0	- 412
Trink- und Brauchwasser	- 678	- 626	- 631		
Profilwegfluss: Ins Solothurnische Wasseramt, Bilanzierungsprofil 20E	-1022	-1010	-1008	- 701	-1089
Total Wegflüsse	-5300	-6500	-6272	-4776	-8344
Zehr- oder Speichermenge	0	100	- 29	-1654	7107

[1] Werte von Teilmodell 1 hochgerechnet [2] ohne Gewässerknoten (Oberfläche = 41 km^2)

12.3.1 Direkte Grundwasserneubildung

Die direkte Grundwasserneubildungsrate ist für das Testgebiet in erster Linie vom Niederschlagsgeschehen abhängig. In T-D 12.9 werden deshalb nebst der direkten Grundwasserneubildung die entsprechenden Summenwerte für den Gebietsniederschlag angegeben, welche anhand der SMA-Stationen Oeschberg und Burgdorf sowie der WEA-Stationen Fraubrunnen ermittelt wurden.

Das Niederschlagsgeschehen der Eichperiode 1976 bis 1978 im Testgebiet kann wie folgt charakterisiert werden:

- Der durchschnittliche Gebietsniederschlag liegt etwa 2% unter dem 20-jährigen Durchschnitt 1961 bis 1980. Er darf als praktisch identisch mit dem langjährigen Mittel betrachtet werden.

- Die Jahressummen sind bemerkenswerten Schwankungen unterworfen. Das Trockenjahr 1976 weist mit 762 mm eine sehr tiefe Jahressumme auf, welche in den letzten fünfzig Jahren mit dem Minimum 1949 von ca. 600 mm nur viermal unterschritten wurde. Anschliessend folgt das extrem nasse Jahr 1977 mit einer Jahressumme von 1219 mm, die lediglich 1965 mit einem Gebietsniederschlag von etwa 1300 mm überschritten wurde. Das Jahr 1978 darf mit einer Jahressumme von 1042 mm, die etwa 10% über dem langjährigen

Mittel liegt, als Normaljahr bezeichnet werden.

Tab. D 12.9 Durchschnittliche Gebietsniederschläge und berechnete direkte Grundwasserneubildung in mm

Periode	Jan.-März		April-Juni		Juli-Sept.		Okt.-Dez.		Jan.-Dez.	
Jahr	N	G_N	N	G_N	N	G_N	N	G_N	N	G_N
1976	88	28	173	8	267	4	234	79	762	119
1977	318	240	240	144	277	80	239	122	1219	586
1978	320	269	285	42	266	45	171	38	1042	394
76-78	242	179	281	65	270	43	215	79	1008	366
61-80[1]	195	140	290	70	285	50	215	80	985	340

[1] Hochrechnung

- Die Quartalssummen charakterisieren - als Durchschnittswert über die drei Jahre betrachtet - die langjährigen Verhältnisse abgesehen von den Wintermonaten gut. Der erhöhte Niederschlag in den Monaten Januar bis März ist auf die nassen Winter der Jahre 1977 und 1978 zurückzuführen.

- Die Sommerniederschläge liegen mit etwa 55% der durchschnittlichen Jahressumme über den Winterniederschlägen mit etwa 45%. Dies entspricht ungefähr dem langjährigen Mittel, bei dem die Sommerniederschläge zu den Winterniederschlägen in einem Verhältnis von 58% zu 42% stehen.

- Die Anzahl Tage mit Niederschlägen über 1 mm beträgt sowohl für die Eichperiode wie auch für die zwanzigjährige Vergleichsperiode 1961 bis 1980 130 Tage, diejenige mit Niederschlägen über 5 mm liegt bei 70 Tagen.

  Das durchschnittliche Niederschlagsgeschehen der Eichperiode entspricht der von der SMA berechneten Norm sowohl bezüglich Niederschlagshöhe als auch Ueberschreitungshäufigkeit. Die Abfolge der Niederschläge mit einem sehr trockenen und einem extrem nassen Jahr sind für diese Periode bezeichnend und für Prognosesimulationen sehr aufschlussreich.

Die mit der Modelleichung verifizierte direkte Grundwasserneubildung lässt Schlüsse zu, die auch auf andere Jahre übertragen werden können:

- Die durchschnittliche Grundwasserneubildung der Eichperiode beträgt 366 mm, was 36% des Gebietsniederschlages ausmacht. Für die zwanzigjährige Vergleichsperiode beträgt sie 340 mm. Die Differenz von 26 mm ist auf die nassen Wintermonate während der Eichperiode zurückzuführen.

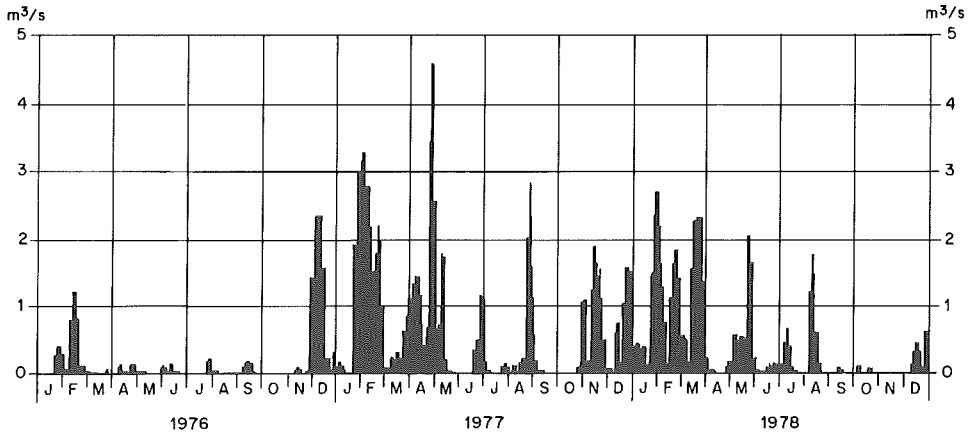
- Auffallend ist die geringe Jahressumme 1976, die im Vergleich zum Nassjahr 1977 um etwa das fünffache kleiner ist und noch erheblich unter dem Durchschnittsjahr 1978 liegt. Ursache für diesen tiefen Wert ist der niederschlagsarme Winter. Der Bodenspeicher wurde nicht aufgefüllt. Dadurch fiel während der Sommermonate, die ebenfalls eher unterdurchschnittliche Niederschläge aufwiesen, die Grundwasserneubildung praktisch gänzlich aus. Im Gegensatz dazu war der Bodenspeicher während des ganzen Jahres 1977 gefüllt, sodass der versickernde Niederschlag ohne Speicherrückhalt vollumfänglich zur direkten Grundwasserneubildung beitrug.

- Gestützt auf die langjährige hydrologische Bilanz des Einzugsgebietes der eidg. Messstation Emme, Gerlafingen (D-5.2.6) und die verifizierte Grundwasserneubildung, kann die Jahressumme der direkten Grundwasserneubildung für das Testgebiet mit folgender Faustformel abgeschätzt werden:
  G_N = N - 640 mm.

- Obwohl die Niederschläge im Sommerhalbjahr meistens grösser sind als im Winter, ist in der Regel die Grundwasserneubildung bedeutend kleiner als im Winterhalbjahr. Der Grund dafür liegt in der Verdunstung, die im Sommer wesentlich grösser ist als im Winter. Die Summen der direkten Grundwasserneubildung stehen etwa im Verhältnis von 1:2. Die direkte Grundwasserneubildung ist mit anderen Worten während dem Winterhalbjahr ungefähr doppelt so gross wie im Sommer.

In F-D 12.6 ist die berechnete Grundwasserneubildung der Jahre 1976 bis 1978 als Stufenfunktion dargestellt. Bei der Summenbildung repräsentiert sie die direkte Grundwasserneubildung der Teilgebiete ohne Gewässerknoten, bei denen die versickernden Niederschläge ausgewiesen werden.

Fig. D 12.6 Berechnete direkte Grundwasserneubildung 1976 bis 1978 für Teilgebiete ohne Gewässerknoten (Fläche = 41 km^2)



12.3.2 Indirekte Grundwasserneubildung

Die indirekte Grundwasserneubildung für die Eichperiode besteht aus den

durchschnittlichen, konzentrierten Randzuflüssen:
- Luterbach bei Oberburg, Dorf, mit 57 l/s
- Heimiswiltal bei Burgdorf, Ziegelei, 56 l/s
- Burgdorf, Lorraine, 30 l/s
- Fraubrunnen, Dorf, 52 l/s
- Wynigental bei Koppigen, Oeschberg, 56 l/s und

dispersen Randzuflüssen über die Grundwasserleiterbegrenzung:
- im Westen 94 l/s
- im Osten 159 l/s

sie beträgt im dreijährigen Durchschnitt 504 l/s

Das in den Mündungsgebieten des Limpachtales bei Bätterkinden und des Chrümelbaches bei Willadingen über den Modellrand wegfliessende Grundwasser wird mit den Exfiltrationsmengen in die Seitenbäche erfasst.

In F-B 19.4 wird die Ganglinie der indirekten Grundwasserneubildung der Schüttung der Quelle in Oberburg, Luterbach (Tanne), gegenübergestellt. Saisonal verlaufen beide Ganglinien erwartungsgemäss ähnlich. Das Retentionsvermögen des Einzugsgebietes der Quelle ist mit etwa 2 km^2 klein. Deshalb schwankt die Quellschüttung nach Niederschlagsereignissen kurzfristig ausgeprägter als die indirekte Grundwasserneubildung des Testgebietes.

12.3.3 In- und Exfiltrationsmengen, Jahresabflussbilanzen

Der mit dem Modell berechnete durchschnittliche Infiltrationsüberschuss im Gewässerabschnitt ① der Emme und dem Kanalsystem ist gemäss T-D 12.10 für das Jahr 1977 mit 0.44 m^3/s zwölf Prozent und für das Jahr 1978 mit 0.18 m^3/s fünf Prozent kleiner als bei der Oberflächenwasserbilanz in D-3.1.2. Die Modellberechnungen führen somit sowohl für das Nassjahr 1977 wie auch für das Normaljahr 1978 auf einen praktisch gleich grossen Infiltrationsüberschuss. Dies lässt sich damit erklären, dass grosse Oberflächenwasserabflüsse die perkolative Infiltrationsleistung im Emme-Abschnitt km 16.8 bis km 7 unterhalb Burgdorf bis nach Schalunen zwar steigern, aber die direkte Infiltration im Abschnitt km 20.2 bis 18 oberhalb Burgdorf infolge höherer Grundwasserstände vermindern. Zudem exfiltriert im Abschnitt km 18 bis 16.8 bei Burgdorf in nassen Jahren mehr Grundwasser in die Emme als in Normaljahren, sodass die Differenz zwischen der In- und Exfiltration für den Gewässerabschnitt ① etwa konstant bleibt. Hingegen setzt die Exfiltration in Trockenzeiten, wie im Jahr 1976, vollständig aus und die Infiltration ist erwiesenermassen im gesamten Gewässerabschnitt kleiner. Der Infiltrationsüberschuss liegt dann mit 2.8 m^3/s (und weniger) mindestens 15% unter dem Durchschnitt von 3.3 m^3/s.

Bei der totalen Grundwasserexfiltration weist das Modellergebnis einen um etwa 4.5% höheren Wert oder 160 l/s auf als der mit den Abflussmessungen erhobene Mittelwert. Diese kleine Abweichung liegt in der Fehlertoleranz sowohl der Modellwerte wie auch der Abflussmessungen.

Bei den Detailvergleichen der Exfiltrationsmengen in die Seitenbäche macht sich die Vereinfachung der linearen Regression bemerkbar, die auf konstanten Wasserständen in den Oberflächengewässern beruht. Im Trockenjahr sind die Werte aus der Regression zwischen 13% und 25% zu klein, weil die Wasserstände in den Gewässern generell unter den angenommenen Durchschnittswerten liegen. Für die Jahre 1977 und 1978 stimmen die Werte besser überein, wobei für letzteres die Abweichungen mit 5% und darunter in der Fehlertoleranz der Modellberechnungen und der Abflussmessungen liegen.

Bei den Grundwasseraustritten werden die Mengen aus der Regression mit den Modellberechnungen bestätigt, wobei für das Exfiltrationsgebiet Wiler-Zielebach mit -80 l/s im Jahr 1977 die grösste Abweichung entsteht.

Tab. D 12.10 Berechnete und gemessene In- und Exfiltrationsmengen 1976 bis 1978

Beschreibung der Modellkennziffern Q_{MK}		vergleiche:		1976		1977		1978	
		Kap.	Tab.	Q_{MK}	Q_{BK}	Q_{MK}	Q_{BK}	Q_{MK}	Q_{BK}
Infiltrationsüberschuss aus der Emme km 7.0 bis km 20.2 und dem Kanalsystem im Gewässerabschnitt 1		3.1.2	3.5	2.86	-	3.26	3.7 ±1.06	3.32	3.5 ±1.04
Grundwasserexfiltration in die:									
- Seitenbäche:	- Urtenen, Teilabschnitte 2,3 bis 4,5	3.2.1	3.6	-0.88	-0.76	-1.27	-1.15	-1.20	-1.20
	- Limpach, Teilabschnitte 1,2 und 2,3	3.2.2	3.7	-0.30	-0.23	-0.36	-0.37	-0.35	-0.36
	- Oesch und Chrümelbach, Teilab. 3,4	3.2.3	3.8	-0.20	-0.16	-0.28	-0.25	-0.26	-0.24
- Grundwasseraustritte:	- Utzenstorf	3.2.4	3.9	-1.18	-1.20	-1.59	-1.58	-1.60	-1.62
	- Wiler - Zielebach	3.2.5	3.10	-0.34	-0.34	-0.50	-0.42	-0.45	-0.40
	- Zielebach - Recherswil	3.2.6	3.11	-0.04	-0.04	-0.15	-0.10	-0.11	-0.09
Total Grundwasserexfiltration				-2.94	-2.73	-4.15	-3.87	-3.97	-3.91

Q_{BK}... Infiltrationsüberschuss oder Exfiltrationsmenge aus der Abflussbilanz oder der Regressionsgleichung
Q_{MK}... Infiltrationsüberschuss oder Exfiltrationsmenge aus dem Modell

Mit Abflussmessungen wurden 55% der Zuflüsse und 61% der Wegflüsse erfasst. Die Abweichungen zwischen den Modellkennziffern und diesen Feldmessungen liegen im allgemeinen innerhalb den Fehlertoleranzen. Das Grundwassermodell kann somit inbezug auf die In- und Exfiltrationsmengen als gut geeicht betrachtet werden.

Rund 40% der Zu- und Wegflüsse sind indirekt bestimmt worden. Auch diese Mengen müssen mit den tatsächlichen gut übereinstimmen, da sie sowohl bilanz- wie auch strömungsmässig mit den gemessenen verknüpft sind.

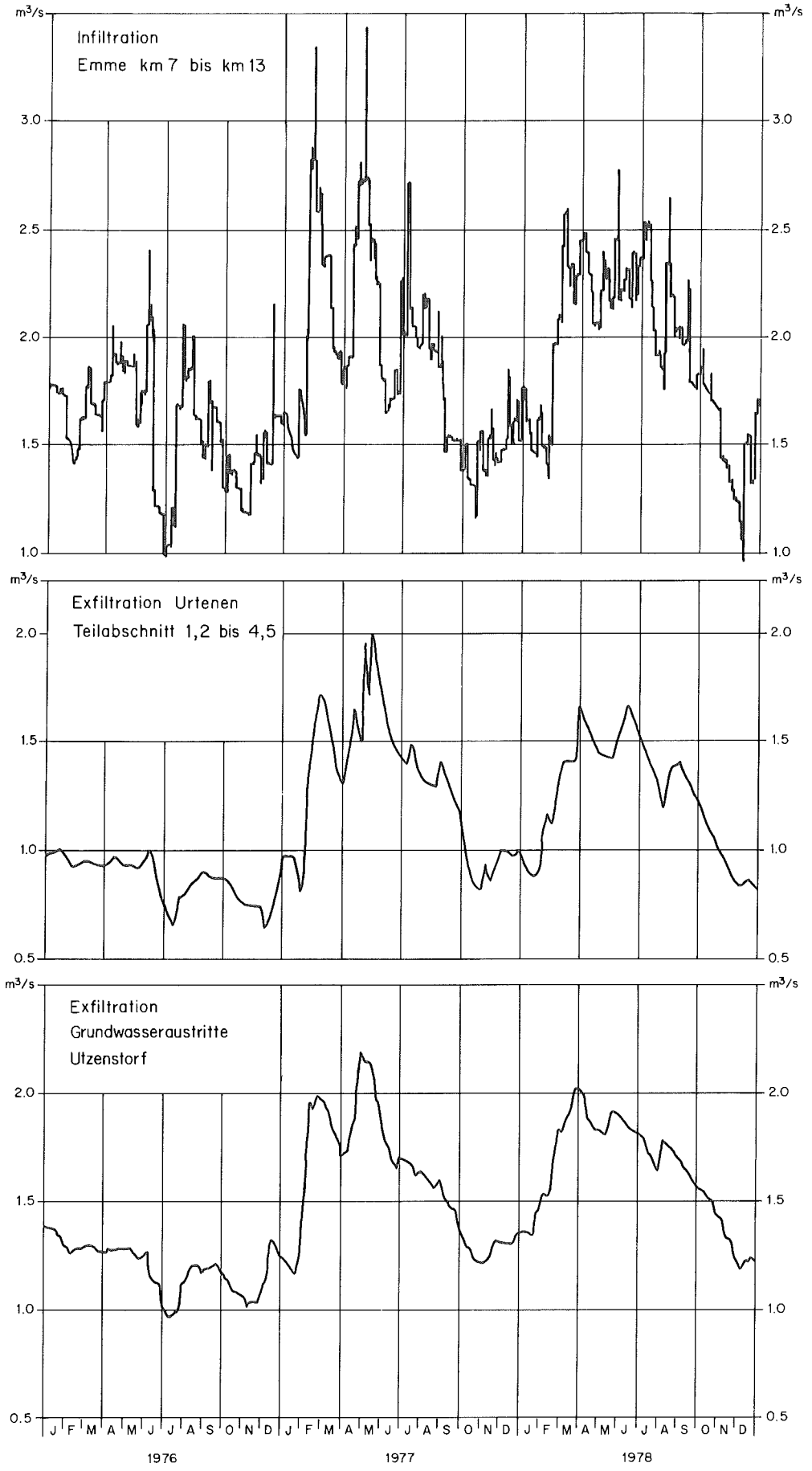
12.3.4 Ganglinien der In- und Exfiltrationsmengen

In F-D 12.7 sind exemplarisch die Ganglinien

- der perkolativen Infiltrationsmenge des Emme-Abschnittes km 13 bis km 7 zwischen Kirchberg und Schalunen,
- die totale Exfiltrationsmenge in die Urtenen für die Teilabschnitte 1,2 bis 4,5 (F-B 17.4),
- und die totale Exfiltrationsmenge der Grundwasseraustritte Utzenstorf dargestellt.

Saisonal verlaufen die Ganglinien sowohl bei der In- wie auch bei der Exfiltrationsmenge gleich.
Die natürlichen Speichereigenschaften des Grundwasserleiters bewirken saisonal keine Phasenverschiebungen.
Die perkolativen Infiltrationsmengen der Emme und die Exfiltrationsmengen in die Urtenen reagieren auf die rasch ändernden Oberflächenabflüsse und schwanken kurzfristig ausgeprägter als die Abflüsse der Grundwasseraustritte Utzenstorf.

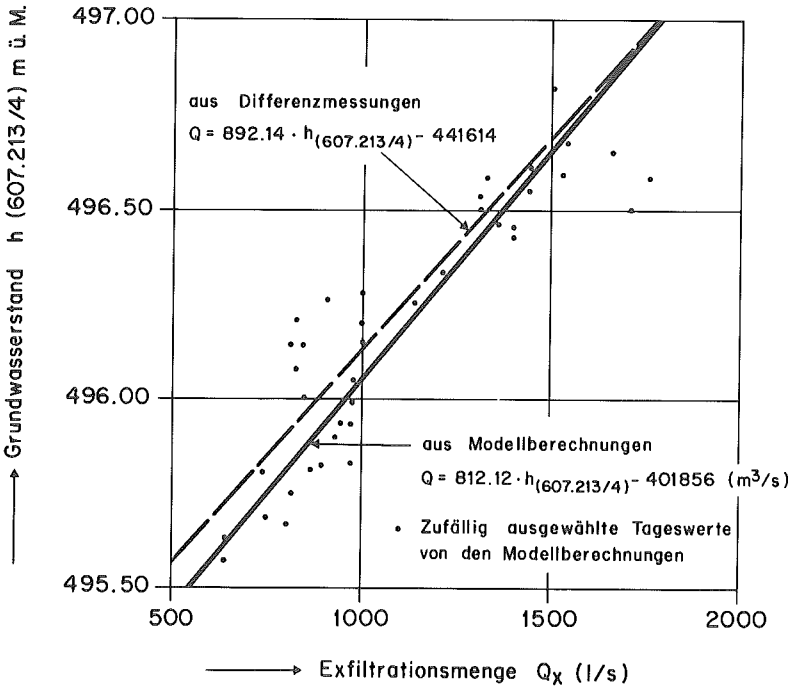
Fig. D 12.7 Berechnete Ganglinien der Infiltrationsmenge der Emme und der Exfiltrationsmengen der Urtenen sowie der Grundwasseraustritte Utzenstorf



Die instationäre Modelleichung bestätigt für die Emmeinfiltration die in F-B 17.9 dargestellte Beziehung. Die perkolative Infiltrationsrate von $1.6 \cdot 10^{-5}$ $m^3/s \cdot m^2$ und die Abhängigkeit der Infiltrationsleistung von der Abflussmenge ist sowohl für Niederwasser- wie auch für Hochwasserperioden gültig. Eine grössere Rate könnte bei kurzfristigen, sehr grossen Abflussmengen von über 150 m^3/s auftreten. Dies lässt sich mit den Modellberechnungen bei Zeitschritten von einem Tag nicht ausschliessen und ist vom quantitativen Gesichtspunkt her gesehen für das Testgebiet unbedeutend.

Die beiden Regressionsgeraden in F-D 12.8 zeigen, dass die Exfiltrationsmengen der Urtenen mit den Abflussmessungen (F-B 17.10) gut erfasst wurden. Lediglich bei den kleinsten Exfiltrationsmengen sind Abweichungen von etwa 15% feststellbar. Bei durchschnittlichem Wasserstand in der Urtenen und quasi stationären Strömungsverhältnissen im Grundwasser sind die Mengen mit Abweichungen von $\pm$ 5% praktisch identisch. Aehnliche Ergebnisse zeigen sich auch bei den übrigen Exfiltrationsgebieten.

Fig. D 12.8 Grundwasserstand und Exfiltrationsmenge der Urtenen, Teilabschnitte 1,2 bis 4,5



12.3.5 Grundwasserentnahme

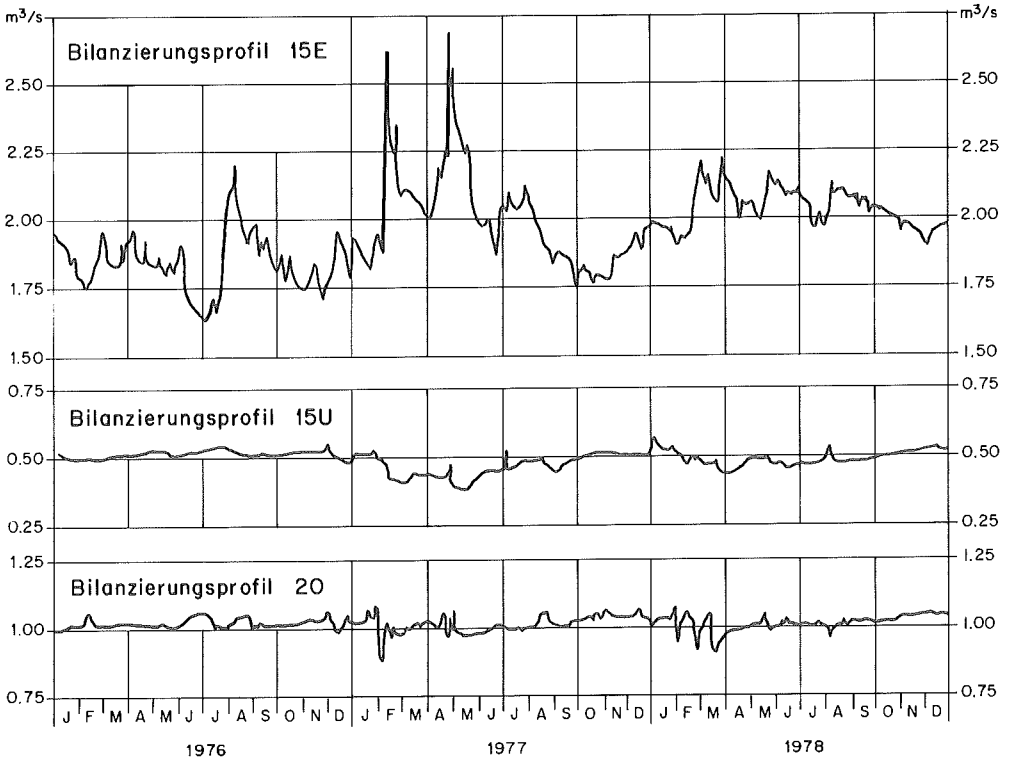
Von den Trink- und Brauchwasserentnahmen liegen grösstenteils jährliche Durchschnittswerte, selten vierzehntägliche Mittelwerte vor. Die Modellresultate lassen keine Rückschlüsse auf den täglichen Verbrauch zu.

12.3.6 Profil Zu- und Wegflüsse

Zu- und Wegflüsse durch die Bilanzierungsprofile werden hauptsächlich durch Schwankungen des Grundwasserspiegels geprägt. Dass ihre Ganglinien in F-D 12.9 synchron zu den Potentialganglinien verlaufen, ist eine Folge davon. Bei stark steigender Grundwasserneubildung und Emme-Infiltrationsleistung verändern sich die Gefällsverhältnisse der Potentialoberfläche. Die Zu- und Wegflüsse sind kurzfristig sehr hoch. Durch das Diskretisieren der Potentialganglinien können im Modell unrealistische Gefällsverhältnisse entstehen. Bei allzu grossen Zeitschritten kann dadurch das Strömungssystem ins Schwingen geraten. Dies ist bei unseren Simulationen nicht eingetreten. Wir wählten kleine Anfangszeitschritte (1 d) nach jeder starken Potentialveränderung. Die Ganglinien der Zu- und Wegflussmengen dürften somit den tatsächlichen Abflussmengen durch die Bilanzierungsprofile entsprechen. Die nicht dargestellte Zuflussmenge von 810 l/s durch das Profil 12 verändert sich ähnlich der abgebildeten Wegflussmenge im Profil 20 mit 1010 $\pm$ 50 l/s, über die Zeit betrachtet, wenig. Die Oberflächengewässer lassen bei beiden Profilen nur geringe Potentialschwankungen zu. Grössere Veränderungen weist die Durchflussmenge des Profils 15E mit 2080 $\pm$ 300 l/s auf. Hier sind Potentialschwankungen bis zu 5 m möglich!

Die Zuflussmenge aus dem Urtenental im Profil 15U variiert in der Regel mit $\pm$ 60 l/s um den Durchschnitt von 480 l/s. Extreme Aenderungen werden durch das Exfiltrieren von Grundwasser in die Urtenen verhindert.

Fig. D 12.9 Ganglinien der Zu- und Wegflussmengen durch die Bilanzierungsprofile 15 und 20



ABSCHNITT V: ANWENDUNG DES GRUNDWASSERMODELLS

Kapitel 13: GRUNDWASSERDARGEBOT

13.1 Mittleres Grundwasserdargebot

13.1.1 Jährliche Aenderungen 1976 bis 1978

In T-D 13.1 werden die mit dem Modell berechneten Grundwassermengen zusammengestellt, die aus dem Testgebiet während der Jahre 1976 bis 1978 unter- oder oberirdisch zu- bzw. weggeflossen sind.

Tab. D 13.1 Mittleres Grundwasserdargebot 1976 bis 1978

Jahr	Zufluss total l/s	Wegfluss total l/s	Speicherung Zehrung (-) l/s
1976	5300	-5300	0
1977	6600	-6500	100
1978	6243	-6272	- 29

Die dargestellte Zeitperiode ist für die allgemeine Beurteilung des Grundwasserdargebotes sehr aufschlussreich:

- Das Grundwasserdargebot 1976 ist für überdurchschnittlich trockene Witterungsverhältnisse massgebend. Die jährlichen Gebietsniederschläge sind in den letzten 50 Jahren nur viermal, die mittlere Jahresabflussmenge der Emme, Wiler, sogar nur zweimal, beide mit einem Minimum im Jahre 1949, leicht unterschritten worden. Für zukünftige Dargebotsberechnungen von Trockenperioden liefert das Jahr 1976 wertvolle Grundlagedaten.

- Das Grundwasserdargebot von 1977 ist für nasse Witterungsverhältnisse bezeichnend. Die Gebietsniederschläge sind in den letzten 50 Jahren lediglich im Jahr 1965,die mittlere Jahresabflussmenge der Emme, Wiler, in sieben weiteren Jahren überschritten worden. Für zukünftige Dargebotsberechnungen von Nassperioden kann das Jahr 1977 als charakteristisch angesehen werden.

- Das Jahr 1978 ist sowohl niederschlagsmässig wie auch von den Oberflächenwasserabflüssen her ein typisches Durchschnittsjahr. Das Grundwasserdargebot von rund 6250 l/s kann als langjähriger Durchschnitt betrachtet werden.

- Die jährlichen Speicheränderungen sind im Verhältnis zum mittleren Grundwasserdargebot sehr klein. Obwohl ein Wechsel von einem Trockenjahr zu einem Nassjahr stattgefunden hat, liegen sie anteilsmässig unter 2% des mittleren Grundwasserdargebotes.

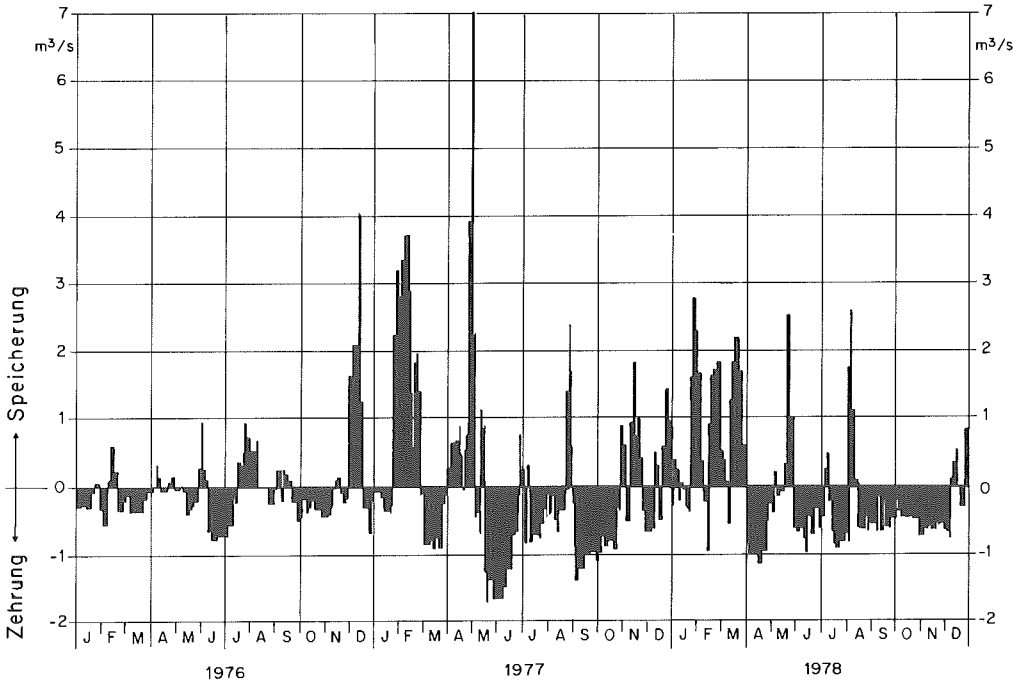
13.1.2 Kurzfristige Speicheränderungen

Kurzfristig können die Speicher- und Zehrmengen und damit das Grundwasserdargebot erheblich variieren. Mit einem maximalen Grundwasserwegfluss von rund 8300 l/s (Tagesmittel) und einem Minimum von 4800 l/s beträgt die Aenderung 3500 l/s oder etwas mehr als die Hälfte des durchschnittlichen Dargebotes. Bei den Zuflüssen sind sogar Tagesextremwerte über 15000 l/s (am 29.4.77) vorgekommen. Daraus ist ersichtlich: Der Grundwasserleiter des Testgebietes kann kurzfristig grosse Zuflussüberschüsse speichern. Dies ist zur Hauptsache auf die grossen Abstände zwischen den Sohlen der Oberflächengewässer und dem Grundwasserspiegel im perkolativen Infiltrationsbereich der Emme zurückzuführen.

F-D 13.1 zeigt: Die Speichermenge ändert rasch. So sind beispielsweise im Teilgebiet ② während der Schneeschmelze Aenderungen von 3 bis 4 m^3/s innerhalb von ein bis zwei Wochen keine Seltenheit.

In Extremfällen, z.B. Ende April 1977, können sie bis zu 7 m^3/s betragen. Solche kurzfristigen Schwankungen werden meistens innerhalb weniger Wochen ausgeglichen. Dies lässt sich mit den zahlreichen Grundwasseraustritten und den Exfiltrationsstrecken der Oberflächengewässer erklären, die den Zehrvorgang durch entsprechend grössere Abflüsse entscheidend beschleunigen.

Fig. D 13.1 Speicheränderungen im Teilgebiet ② für die Jahre 1976 bis 1978

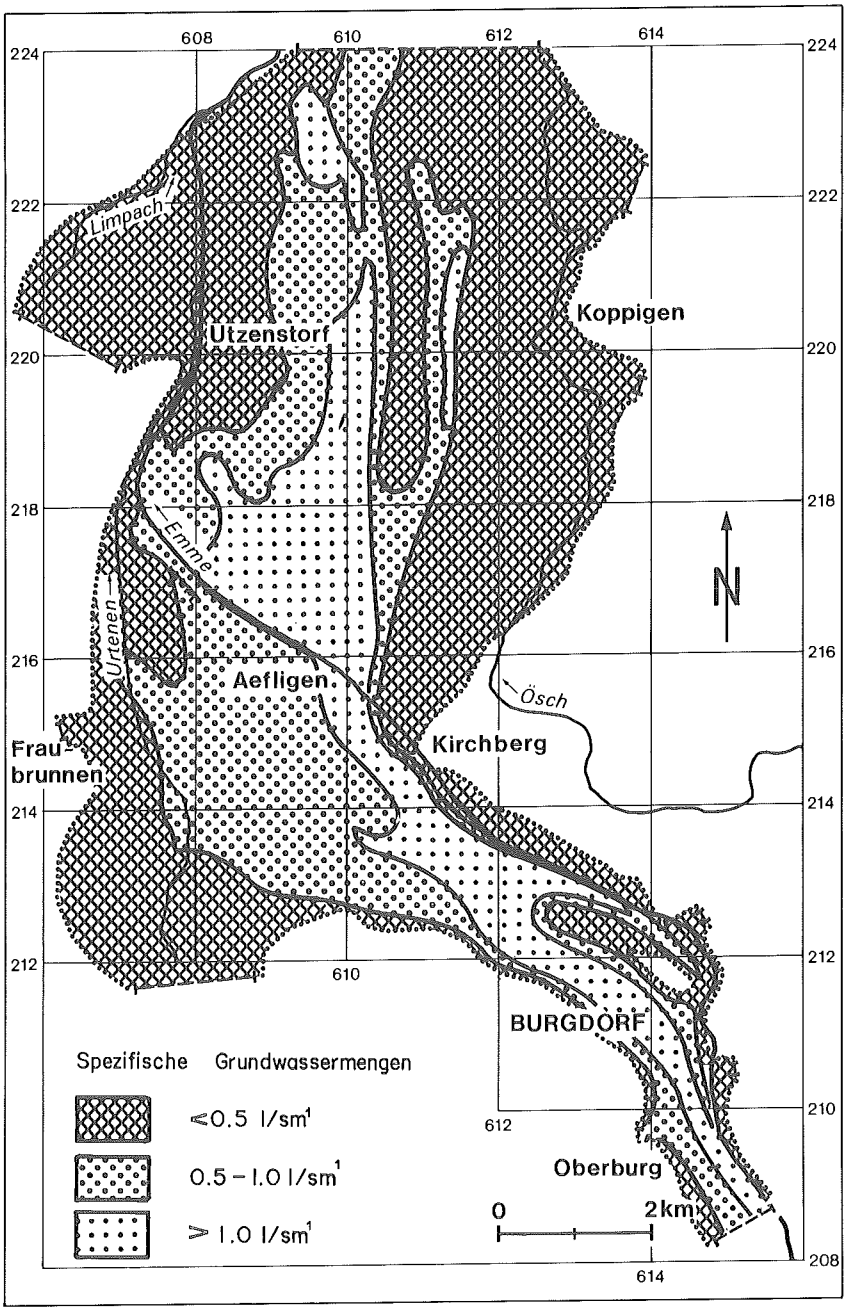


13.1.3 Spezifische Grundwassermengen

Nebst der zeitlichen ist auch die örtliche Variation des Grundwasserdargebotes festzustellen. Für ihre Darstellung eignet sich die spezifische Grundwassermenge. Wir verstehen darunter den unterirdischen Grundwasserabfluss über die gesamte Mächtigkeit des Grundwasserleiters auf einer Breite von einem Meter.

Die in F-D 13.2 abgebildete räumliche Verteilung der spezifischen Grundwassermengen vom 3. Oktober 1978 entspricht etwa durchschnittlichen Verhältnissen. Das grösste Dargebot ist in den gut durchlässigen Schottern im Bereich der Emme zu finden. Es nimmt gegen die seitlichen Begrenzungen hin wegen der geringeren Mächtigkeit und den kleineren Durchlässigkeiten merklich ab. Eine Abnahme ist auch in Strömungsrichtung festzustellen, bedingt durch die zunehmenden Grundwasserexfiltrationen in die verschiedenen Quellbäche.

Fig. D 13.2 Räumliche Verteilung des Grundwasserdargebotes bei durchschnittlichen Strömungsverhältnissen



13.1.4 Strömungsbereiche

In F-D 13.3 ist das Testgebiet in sieben Strömungsbereiche unterteilt worden. Bereichsgrenzen bilden Stromlinien, die seitliche Berandung des Grundwasserleiters und die Bilanzierungsprofile. Innerhalb eines Bereiches sind die Summen der Zuflüsse ΣQ_{EIN} gleich gross wie die Summen der Wegflüsse ΣQ_{AUS}.

Abgesehen von der direkten Grundwasserneubildung aus Niederschlägen entsteht das Grundwasser vorwiegend durch:

I : Indirekte Grundwasserneubildung aus dem Urtenental.
II : Indirekte Grundwasserneubildung aus den westlichen Randbereichen.
III : Infiltrat aus der Emme unterhalb Aefligen (bei Schalunen).
IV : Infiltrat aus der Emme oberhalb Burgdorf und unterhalb Aefligen.
V : Infiltrat aus der Emme zwischen Oberburg und Aefligen.
VI : Infiltrat aus der Emme unterhalb Burgdorf.
VII : Indirekte Grundwasserneubildung aus den östlichen Randbereichen.

Die Strömungsbereiche zeigen weiter:

I : Der Urtenenstrom exfiltriert vollständig in die Urtenen.
II : Die westlichen randlichen Zuflüsse aus dem Teilgebiet 1 exfiltrieren in den unteren Teil der Urtenen.
III : Ein Teil der Grundwasseraustritte bei Utzenstorf wird direkt mit Infiltrat aus der Emme gespiesen.
IV : Der Grundwasserleiter des Limpachtals wird im Mündungsgebiet mit Grundwasser des Emmentals gespiesen.
V+VI : Das Grundwasser, das über das Profil 20E ins Wasseramt wegfliesst, wird von Oberburg an abwärts gebildet.
VII : Das Grundwasser in der östlichen Hälfte des Grundwasserleiters zwischen Kirchberg und Koppigen exfiltriert praktisch vollständig in die Oesch und den Chrümelbach.

Im Modell fliesst über die Stromlinien definitionsgemäss kein Grundwasser. In Natur bilden sich wegen der flächenmässig zusickernden direkten Grundwasserneubildung, der Inhomogenität des Grundwasserleiters etc. keine scharfen Stromlinien aus. Zudem sind die Potentiale und die Strömungsrichtung in einem Vertikalschnitt nicht konstant.

Eine direkte Uebertragung der dargestellten Strömungsbereiche auf die Ausbreitung von Inhaltsstoffen lässt die Figur nur beschränkt zu. Wasserinhaltstoffe breiten sich wegen Dispersionserscheinungen zusätzlich aus. Zwischen den einzelnen Strömungsbereichen entstehen Durchmischungszonen, die von den Dispersionskoeffizienten abhängig sind[1]. Dennoch kann mit den Modellresultaten die Verteilung der untersuchten chemischen Parameter (B 7) gut erklärt werden. Beim Beispiel der Leitfähigkeiten in F-B 21.2 verlaufen

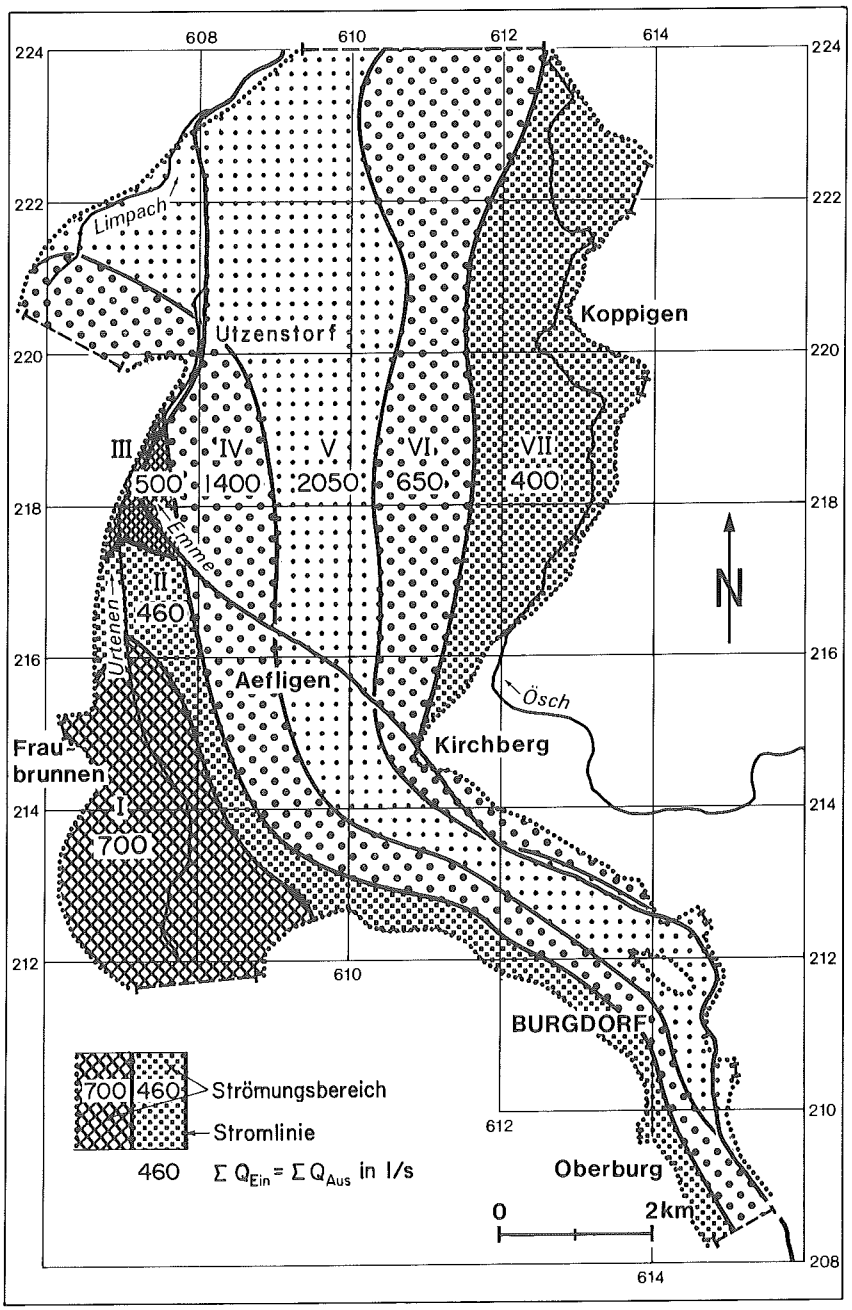
1) Die Bestimmung der Dispersionskoeffizienten ist Gegenstand der Versickerungsversuche im Testareal Aefligen (B 8)

die Isolinien ähnlich den Stromlinien. Die Strömungsbereiche weisen am 7.12.1978, bei quasi-stationären Strömungsverhältnissen, typische Leitfähigkeitswerte auf:

Bereiche I + II	: 500	µS/cm
Bereiche III-VI	: 400 bis 500	µS/cm
Bereich VII	: 500 bis ca. 700	µS/cm

Für eine detailliertere Auswertung müsste das Strömungsmodell mit einem Transportmodell gekoppelt werden.

Fig. D 13.3 Strömungsbereiche des Grundwassers

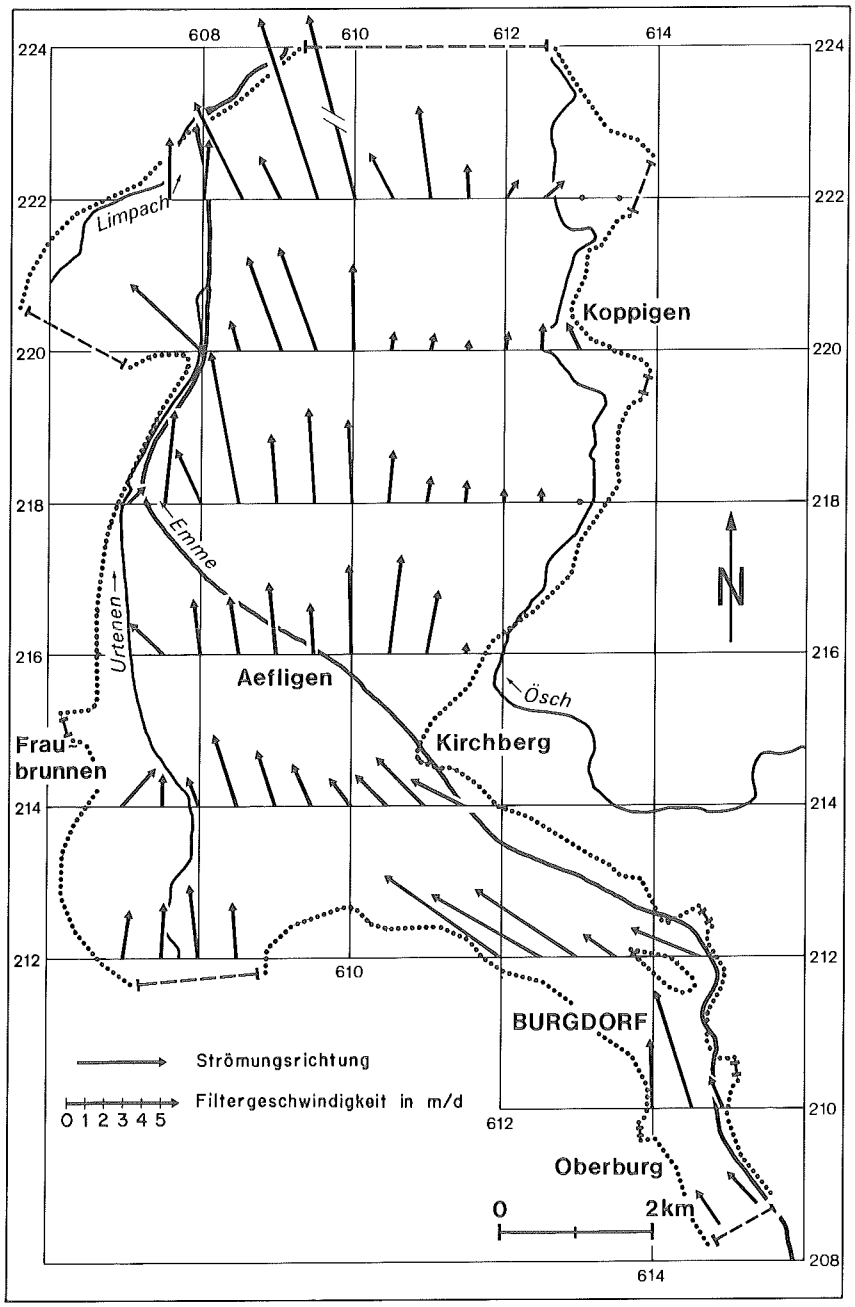


13.1.5 Strömungsrichtung und Filtergeschwindigkeit

F-D 13.4 zeigt Strömungsrichtungen und Filtergeschwindigkeiten ($v_f = k_F J$) des Grundwassers bei durchschnittlichen Strömungsverhältnissen. Die Strömung ist im grossen und ganzen parallel zu den Begrenzungen der Grundwasserleiter gerichtet: Von Oberburg bis Kirchberg nach Nordwesten, zwischen Kirchberg und Gerlafingen nach Norden. Bei den exfiltrierenden Gewässern lenkt die Strömung augenfällig in Richtung der Exfiltrationsstellen ab, während die ergiebige Infiltration aus der Emme die allgemeine Strömungsrichtung kaum beeinflusst.

Die Filtergeschwindigkeiten liegen zwischen > 0 und 20 m/d bei einem Durchschnitt von rund 3 m/d. Im westlichen Teil des Grundwasserleiters sind die Filtergeschwindigkeiten bemerkenswert grösser als im östlichen. Vorausgesetzt, der Grundwasserleiter weise im Mittel über die gesamte Grundwassermächtigkeit ungefähr die gleiche durchströmte Porosität auf, fliesst das Grundwasser auf der westlichen Seite wesentlich schneller als auf der östlichen. Bei einer durchströmten Porosität von 13% stellen die dargestellten Pfeile auch ungefähr die Fliesswege dar, die das Grundwasser im Mittel in einem Monat zurücklegt. Einzelne Wasserteilchen können aber bedeutend schneller sein: Bei Markierversuchen (B 5-7) sind maximale Abstandsgeschwindigkeiten von 200 m/d und mehr festgestellt worden!

Fig. D 13.4 Strömungsrichtung und Filtergeschwindigkeiten



13.2 Totales Grundwasserdargebot

Als totales Grundwasserdargebot bezeichnen wir die maximale Grundwassermenge, welche aus einem Grundwasserleiter ohne Anreicherung dauernd entnommen werden kann.

Nehmen wir an, der Grundwasserspiegel könnte bei sämtlichen Oberflächengewässern unter die Gewässersohle abgesenkt werden und sämtliche Oberflächengewässer würden perkolativ infiltrieren, steht bei durchschnittlichen Jahresabflüssen ein totales Grundwasserdargebot ohne künstliche Anreicherung von ca. 9 m^3/s zur Verfügung. Der Grundwasserwegfluss ins Solothurnische Wasseramt sowie die Grundwasserzuflüsse aus den stromaufwärts gelegenen Grundwasserleitern würden bei günstiger Verteilung der Fassungsanlagen nicht stark vermindert. Hingegen würden bei der Nutzung dieser Menge praktisch sämtliche Grundwasseraustritte trockengelegt und die Exfiltration von Grundwasser in die Oberflächengewässer aufgehoben. Dieses Wasser würde in den Seitenbächen und in der Emme fehlen. Dadurch würden die Oberflächengewässer häufiger austrocknen als heute. Im Sommer und im Herbst könnten die Austrocknungen mehrere Wochen dauern. Sofern das entnommene Wasser nicht wieder innerhalb des Testgebietes eingeleitet wird, würden dadurch auch die Unterlieger in der Nutzung von Grundwasser beeinträchtigt.

13.3 Nutzbares Grundwasserdargebot

Wegen der zahlreichen Nebenerscheinungen, die als unerwünschte Folgen von Grundwasserentnahmen eintreten könnten (Qualitätsveränderungen des Grundwassers, Beeinflussung land- und forstwirtschaftlicher Erträge, Bodensetzungen, Zerstörung von Feuchtgebieten u.a.) kann das totale Grundwasserdargebot nicht vollständig genutzt werden. Der Wasserwirtschafter kann daher nicht mit dem totalen, sondern lediglich mit dem sog. nutzbaren Grundwasserdargebot rechnen.

13.3.1 Ausgangslage

Um die regionale und überregionale Trink- und Brauchwasserversorgung auch in Zukunft mit genügend, qualitativ gutem Grundwasser sicherzustellen, müssen potentielle Fassungsgebiete erkannt und vor weiteren Nutzungen, die das Grundwasser in Quantität und Qualität beeinträchtigen könnten, möglichst frühzeitig geschützt werden. Um solche Gebiete ausscheiden zu können, sind oftmals umfangreiche Abklärungen vorzunehmen. Noch vor wenigen Jahren standen dabei nur qualitative Aspekte im Vordergrund. Die heutige Praxis zeigt, dass auch den quantitativen Aspekten gebührend Aufmerksamkeit geschenkt werden muss. Beide sind untrennbar miteinander verkettet.

Das quantitative Grundwassermodell ist in vielen Fällen ein unersetzliches Hilfsmittel, um die komplexen Fragestellungen beantworten zu können.

In einem ersten Schritt werden mit quantitativen Simulationen der Grundwasserströmungen zwei Grundfragen beantwortet:

1. Wo werden die Zu- und Wegflussverhältnisse verändert und um welche Mengen?

   - Fliesst über die Ränder und die Bilanzierungsprofile mehr Grundwasser zu bzw. weniger Grundwasser weg?

   - Werden Exfiltrationsmengen vermindert?

- Wird die Infiltrationsleistung von Oberflächengewässern gesteigert?

- Können die direkten Grundwasserneubildungsraten vergrössert werden?

2. Wie wirken sich die Veränderungen der Zu- und Wegflussverhältnisse auf den Grundwasserspiegel in Raum und Zeit aus?

   - Wie gross sind die Absenkungen?

   - Welche Form hat der Absenkbereich?

   - Wie verändern sich die Strömungsrichtungen des Grundwassers?

   - Welche Fliessgeschwindigkeiten des Grundwassers sind zu erwarten?

Dabei ist zu beachten: Die prognostizierten Auswirkungen sind oft mit Felddaten und Teilmodellen zu untermauern. So muss beispielsweise bei einer stark gesteigerten prognostizierten Infiltrationsrate eines Oberflächengewässers mit Felduntersuchungen überprüft werden, ob die Eigenschaften der Flussohle und des Grundwasserleiters im Nahbereich des Gewässers dies auch wirklich zulassen.

In einem zweiten Schritt werden sodann gestützt auf die quantitativen Resultate die qualitativen und nutzungstechnischen Fragen abgeklärt. Auch hier sind oftmals zusätzliche interdisziplinäre Modellsimulationen unerlässlich (z.B. Transportmodelle, Leitungsberechnungen etc.). Meistens ist eine Koppelung solcher Modelle mit einem quantitativen Modell nicht zu umgehen. Beispiele sind in (D 18,19,22) gegeben.

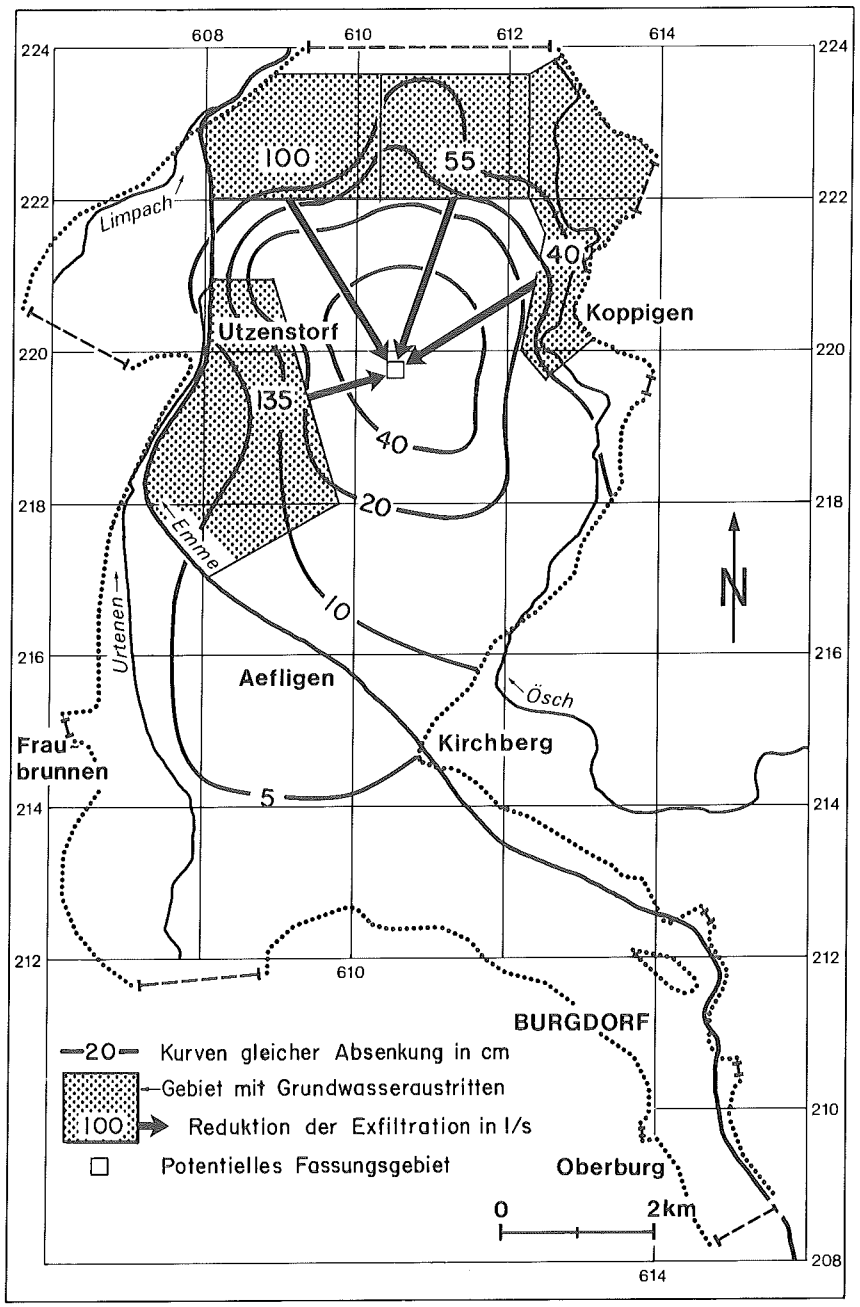
Aus dem kurz skizzierten Fragenkatalog einer Dargebotsstudie wird klar: Eine umfassende Abklärung des nutzbaren Grundwasserdargebots in diesem Detaillierungsgrad ist erst im konkreten Bedarfsfall vertretbar. Im Forschungsprogramm zeigte sich: Die vorgesehene Simulation der Grundwasserströmungen unter Annahme von verschiedenen Nutzungskonzepten kann aus Kreditgründen nicht durchgeführt werden. Mit fremden Mitteln können jedoch einige Entnahmefälle simuliert werden.

13.3.2 Grundwasserentnahme von 20'000 l/min im Raum Utzenstorf-Koppigen

Im Rahmen eines Wasserversorgungsrichtplanes im Raum Herzogenbuchsee-Steinenberg wird z.Z. geprüft, ob mittelfristig allfällige Fehlwassermengen aus dem Emmental bezogen werden können. Als provisorische Projektunterlage ist eine Entnahme von 20'000 l/min vorgesehen. Mögliche Standorte der Fassungsanlagen bietet der Burgerwald zwischen Koppigen und Utzenstorf westlich der Autobahn. Aus diesen Arbeiten (D 45) werden im folgenden die Simulationsresultate der Prognoserechnungen für zwei schutzzonentechnisch geeignete Entnahmeorte (Bürglen-Ischlag und Brünnen-Ischlag) zusammengefasst.

F-D 13.5 zeigt die Auswirkungen einer ständigen Grundwasserentnahme von 20'000 l/min im Bürglen-Ischlag bei Utzenstorf auf den Grundwasserhaushalt des Testgebietes. Die aufgeführten Werte beziehen sich auf einen mittleren Grundwasserstand bei einer direkten Grundwasserneubildungsrate von 1 mm/d und einer durchschnittlichen Infiltrationsleistung der Emme.

Fig.D 13.5 Auswirkungen einer Grundwasserentnahme von 20'000 l/min im Bürglen-Ischlag bei mittlerem Grundwasserstand



Die Werte in T-D 13.2 erlauben die Absenkungen und Reduktionen der Exfiltrationsmengen für die beiden Standorte miteinander zu vergleichen.

Tab. D 13.2 Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für die Standorte Bürglen-Ischlag und Brünnen-Ischlag

Grundwassermengen, Grundwasserspiegel (Dimension)		"IST"-Fall	Bürglen-Ischlag	Brünnen-Ischlag
Grundwasseraustritte Utzenstorf	(l/s)	1500	1365	1460
Grundwasseraustritte Wiler-Zielebach (incl. Strackbach)	(l/s)	705	605	535
Grundwasseraustritte Zielebach-Recherswil	(l/s)	100	45	20
Exfiltratopnsgebiet Oesch-Willadingen (incl. Chrümelbach)	(l/s)	300	260	260
Profildurchfluss 20 ins Solothurnische Wasseramt	(l/s)	1030	1030	1030
Maximale Grundwasserspiegelabsenkung	(cm)	-	160	160
Bereich mit Absenkungen $\leq$ 60cm	(km^2)	-	1.6	0.7

Die Simulationsergebnisse lassen folgende Schlüsse zu:

- In beiden Entnahmefällen wird der Durchfluss ins Solothurnische Wasseramt nicht reduziert. Eine Verminderung des Wegflusses ist erst bei tiefen Grundwasserständen zu erwarten, wenn die Grundwasseraustritte Wiler-Zielebach und Zielebach-Recherswil teilweise bereits ausgetrocknet sind.

- Durch die Grundwasserentnahme werden in erster Linie die Exfiltrationsmengen in die Grundwasseraustritte vermindert. Die Reduktion der Mengen innerhalb eines Gebietes ist aber nicht gleichmässig. Sie konzentrieren sich auf die Exfiltrationsstrecken und Quellbäche, die den Entnahmestandorten am nächsten gelegen sind. Bereits bei mittleren Grundwasserständen trocknen im Entnahmefall einige Quellbäche aus, sofern dies nicht mit technischen Massnahmen verhindert wird.

- Durch die Grundwasserspiegelabsenkungen wird die Infiltrationsleistung der Oberflächengewässer praktisch nicht gesteigert: Sowohl bei der Emme, Wiler wie auch bei der Oesch, zwischen Koppigen und Willadingen, sind die zusätzlichen Infiltrationsmengen kleiner als 10 l/s. Diese Mengen sind in den Mengenangaben der Grundwasseraustritte Wiler-Zielebach und dem Exfiltrationsgebiet der Oesch (Willadingen) berücksichtigt.

- Eine Veränderung der direkten Grundwasserneubildung ist gestützt auf die kleinen Absenkungen nicht zu erwarten.

- Die Strömungsrichtungen werden abgesehen vom Nahbereich der Fassungsstandorte nicht wesentlich verändert. Ein Zuströmen von qualitativ schlechterem Grundwasser aus den östlichen Randgebieten ist nicht zu befürchten.

- Im Entnahmegebiet des Brünnen-Ischlag kann mit einem besseren Gebietsdurchlässigkeitsbeiwert gerechnet werden als im Bürglen-Ischlag. Es liegt zudem weiter entfernt von der Nationalstrasse N1.

- Die konzessionierten Fördermengen sind im Raume Brünnen-Ischlag gross, und ihre Ausnützung würden bereits heute eine beachtliche Reduktion der Grundwasseraustritte Wiler-Zielebach und Zielebach-Recherswil bewirken.

13.3.3 Nutzbares Grundwasserdargebot des Testgebietes

Vorausgesetzt der Grundwasserwegfluss ins Solothurnische Wasseramt werde nicht wesentlich verkleinert, kann ohne künstliche Anreicherung höchstens die Grundwassermenge, welche in die Emme und in die Bäche exfiltriert, genutzt werden. Damit stünden im Testgebiet, wenn Recycling ausgeschlossen wird, rund 2.5 m^3/s für die Trinkwasser- und Brauchwasserversorgung zur Verfügung. Fassungs- und schutzzonentechnische Gründe würden wohl noch eine Reduktion um etwa 50% auf etwa 1.3 m^3/s erfordern.

Das nutzbare Grundwasserdargebot des Testgebietes dürfte ohne künstliche Anreicherung zusammen mit den bereits genutzten Grundwassermengen von 0.65 m^3/s rund 2 m^3/s betragen. Die Steigerung der heute vorliegenden Grundwassernutzung ist, abgesehen vom dynamischen Anteil des Grundwasserdargebotes, nur zu Lasten der Exfiltration und damit des Oberflächengewässerabflusses oder auf Kosten der Ober- und Unterlieger möglich. Im Teilgebiet 2 die Infiltration zu steigern ist - da sie meistens perkolativ erfolgt - praktisch nicht möglich. Hingegen können im Teilgebiet 1, oberhalb Burgdorf, die direkten Infiltrationsleistungen mit gezielt angeordneten Fassungen um etwa das Doppelte gesteigert werden.

Als potentielle Fassungsgebiete sind der Oberburgschachen, der Fraubrunnenwald sowie der Burgerwald zwischen Koppigen und Utzenstorf zu betrachten.

Kapitel 14: UEBERWACHUNG DES GRUNDWASSERDARGEBOTES UND DER GRUNDWASSERGUETE

14.1 Langfristige Ueberwachung

Mit dem vorliegenden Grundwassermodell kann das Grundwassergeschehen mit dem in F-B 24.1 dargestellten Messstellennetz sowohl strömungs- wie auch mengenmässig genügend genau nachvollzogen werden. Die künftige Ueberwachug des Grundwasserdargebotes ist gewährleistet, sofern die Niederschlagsmessstationen der SMA und die in den T-B 24.2 und 3 aufgeführten Messstationen weiterhin fachgerecht betrieben, in Form von Jahrbüchern ausgewertet und die Daten digital gespeichert werden. Für Modellsimulationen nach 1978, die auf den Messdaten dieser Stationen beruhen, dürfen genügend genaue Ergebnisse erwartet werden, falls die Strömungsverhältnisse nicht durch künstliche Eingriffe in den Grundwasserleiter stark verändert werden. Ein Abbau der Messstationen 3. Ordnung wäre von der Aufbereitung der Modellparameter her möglich, hätte aber zum Nachteil, dass die Ergebnisse künftiger Modellsimulationen nicht mehr mit Feldmessungen kontrolliert werden könnten. Die Messstationen 3. Ordnung sollten deshalb weiterhin betrieben werden.

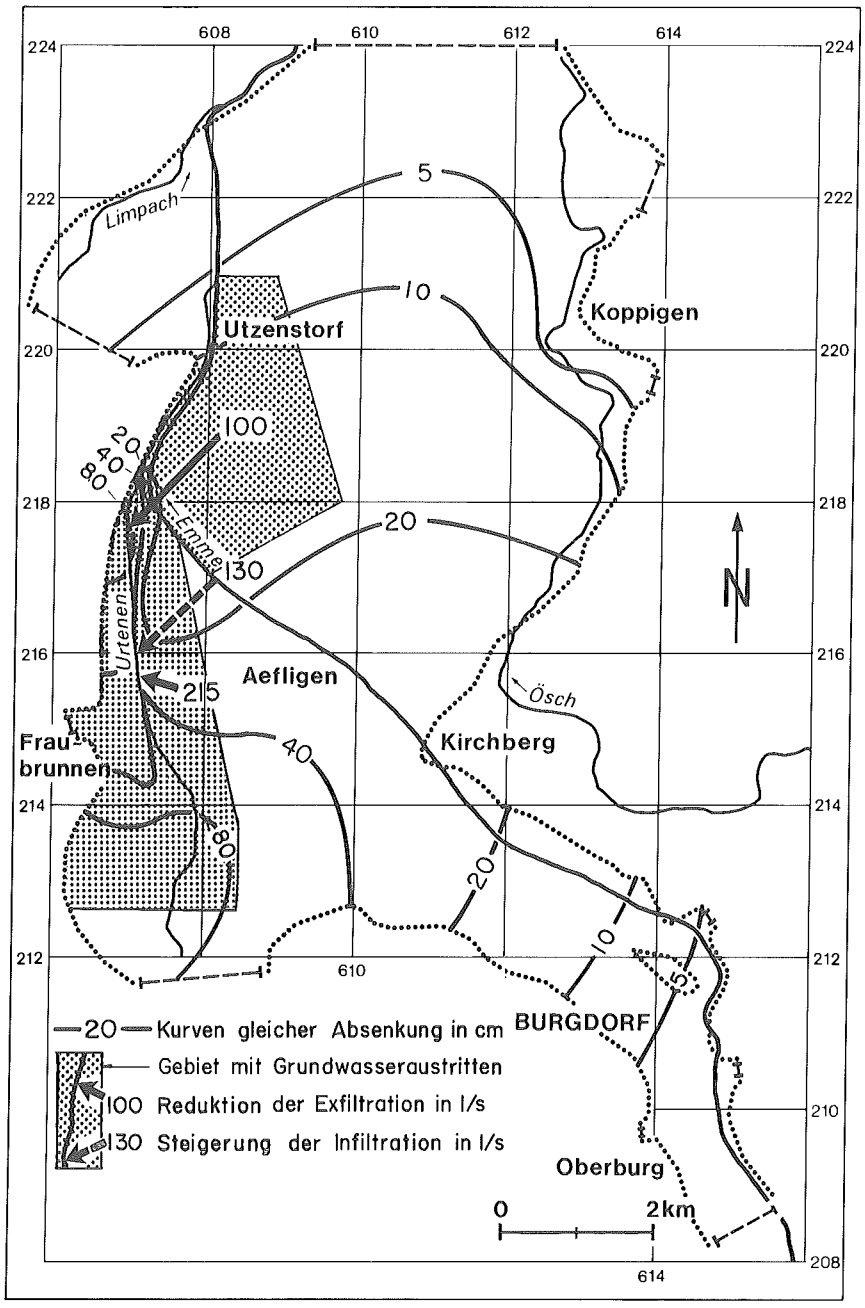
Zudem sollten die Grundwassernutzungen der Grossverbraucher (B-24.3.2) in die langfristigsten Grundwasserbeobachtungen einbezogen werden.
Für die qualitative Ueberwachung des Grundwasservorkommens wurde mit dem im Rahmen der kantonalen Untersuchungen des Unteren Emmentales durchgeführten hydrochemischen und bakteriologischen Untersuchungsprogramm 1971/73 (B 7) und mit den im Rahmen des Forschungsprogrammes erhobenen Leitfähigkeiten und Temperaturen der Gewässer ein erster Schritt getan. Die aus den Resultaten abgeleitete räumliche Verteilung der verschiedenen chemischen Parameter stehen mit den quantitativen Modellresultaten in keinem Widerspruch und lassen sich summarisch erklären. Für eine exaktere Beschreibung der qualitativen Vorgänge müsste das bestehende Grundwassermodell mit einem Transportmodell gekoppelt werden. Die Ergebnisse aus diesem Forschungsprogramm bilden eine wertvolle Grundlage dazu. Sie sind eine unabdingbare Voraussetzung für die Simulation des konvektiven Transportes von Wasserinhaltsstoffen und von -temperaturen. Das Ausarbeiten eines Messstellennetzes zur generellen Ueberwachung der Grundwassergüte im Testgebiet sollte ins Auge gefasst werden.

14.2 Auswirkungen einer Gewässerkorrektion auf das Grundwasser

Gestützt auf die generellen Projektpläne zur Korrektion des Urtenenbaches wurde mit einem separaten Auftrag (D 44) untersucht, wie sich eine Vertiefung des Gewässersohle von ungefähr 1 m auf das Grundwasservorkommen des Testgebietes auswirken würde. Zu diesem Zwecke simulierten wir mit dem Grundwassermodell die Strömungsverhältnisse mit abgesenkter Gewässersohle für verschiedene charakteristische Wasserstände und verglichen die Resultate mit den heutigen, bekannten Verhältnissen.

In F-D 14.1 wurden die Auswirkungen der Korrektion bei mittleren Wasserständen (MW) in der Urtenen und im Grundwasser dargestellt. Die Grundwasserspiegel-Absenkungen betragen entlang der Urtenen bis zu 110 cm. Sie beschränken sich nicht nur auf den Bereich längs der Urtenen, sondern sind mit zunehmender Distanz von der Urtenen abgeschwächt im gesamten Grundwasserleiter des Testgebietes festzustellen. Die Zu- und Wegflüsse über die Modellränder werden praktisch nicht verändert. Dies ist hauptsächlich darauf zurückzuführen, dass das durch die Urtenen zusätzlich wegdrainierte Grundwasser (für MW ca. 450 l/s) innerhalb des Grundwasserleiters "ersetzt" wird. Einerseits erhöht sich die Infiltration der Emme um 130 l/s und anderseits reduziert sich die Grundwasserexfiltration in die verschiedenen Grundwasseraustritte um 100 l/s bei Utzenstorf und um 215 l/s im Raume Fraubrunnen.

Fig. D 14.1 Prognostizierte Auswirkungen einer Vertiefung der Gewässersohle der Urtenen um ca. 1 m auf das Grundwasservorkommen des Testgebietes bei mittleren Wasserständen



Die Simulationsergebnisse lassen folgende Schlüsse zu:

- Der korrigierte Urtenenbach würde bedeutend mehr Grundwasser wegdrainieren. Bei hohen Wasserständen wären es zusätzlich etwa 600 l/s oder 60% der heutigen Exfiltrationsmenge, bei tiefen Wasserständen knapp 200 l/s oder 30%. Das hätte zur Folge, dass bedeutend weniger Grundwasser in die Grundwasseraustritte exfiltriert. Selbst bei hohen Grundwasserständen würden die Grundwasseraustritte oberhalb Fraubrunnen teilweise versiegen. Bei tiefen Wasserständen würde die Situation entsprechend verschlimmert: Im Raume Fraubrunnen würden sämtliche Grundwasseraustritte austrocknen; südlich Utzenstorf würden sie bei kleinem Emmeabfluss mengenmässig um 10% und bei trockener Emme um 40% vermindert. Der Mühlebach-Schalunen würde während ca. 60 Tagen pro Jahr trocken sein.

- Im Gebiet Schalunen, wo der Wasserspiegel der Emme und des Grundwassers direkt zusammenhängen, würde mehr Emmewasser infiltrieren. Bei Hoch- und Mittelwasser würde dadurch die Wasserführung der Emme unbedeutend beeinflusst. Bei Niederwasserbedingungen führte aber die in der Emme fehlende Wassermenge von ca. 100 l/s zu einem vermehrten Austrocknen des Gewässerbettes. Selbst im Nassjahr 1977 wäre z.B die Emme in der Periode vom 21. bis 24. Oktober ausgetrocknet!

- Die Infiltrationsverhältnisse der Urtenen würden langfristig durch die Korrektion kaum geändert.

- Im Gebiet Schalunen würde das Grundwasserspiegel-Gefälle von der Emme zur Urtenen vergrössert und die Stömungsrichtung verändert. Damit verkürzte sich die Aufenthaltszeit des Emmewassers zu den bestehenden Hausfassungen. Eine qualitative Verschlechterung des Grundwassers wäre möglich.

- Der abgesenkte Grundwasserspiegel bewirkte, dass sich die Förderhöhe der bestehenden öffentlichen Fassungsanlagen bis zu einigen Dezimetern vergrösserte. Verschiedene private Fassungsanlagen (Hauswasserfassungen, Wärmepumpenanlagen) gingen mengenmässig zurück und würden je nach Urtenenabstand und Schachttiefe versiegen.

- In den Gebieten mit kleinen Flurabständen (unter 1m) würden sich die Grundwasserspiegel-Absenkungen bei mittleren und hohen Wasserständen eher positiv auf die Landwirtshaft auswirken. Hingegen könnte der vergrösserte Flurabstand während Trockenperioden, wie z.B. im Sommer 1976, merkbare landwirtschaftliche Ertragseinbussen bewirken.

- Die Baumbestände könnten je nach ihrer Wurzeltiefe und ihrem Alter durch die Grundwasserspiegel-Absenkungen beeinträchtigt werden. Je nach Grad, Zeitpunkt und Dauer des Wassermangels könnten in Abhängigkeit von den Bodenwasserverhältnissen stellenweise Zuwachsverluste auftreten oder einzelne Bäume absterben.

- Das häufigere Austrocknen der Grundwasseraustritte und der verringerte Abfluss der Emme beeinträchtigten die fischereiliche Nutzung der Gewässer. Bei Niederwasserführung der Gewässer im Sommer erwärmte sich das Wasser stärker als heute. Wassertemperaturen über 20°C führten vermehrt zu Sauerstoffmangel und dezimierten die in den Gewässern heimischen Forellen.

- Die Ufergebiete der Urtenen bei Schalunen sind mögliche Setzungsgebiete: Bei sehr schlechten Bodenverhältnissen würde sich die Terrainoberfläche um einige Zentimeter setzen.

Kapitel 15: SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die im Felde gewonnenen Erkenntnisse konnten mit dem numerischen Modell sowohl quantitativ wie auch strömungsmässig zu einem einheitlichen Grundwassermodell "Unteres Emmental" zusammengefügt werden. Mit ihm können die Grundwasservorräte überwacht und künstliche Eingriffe in den Grundwasserleiter simuliert werden. Bei allfällig neuen Erkenntnissen über das Grundwasservorkommen sind die Modellvorstellungen zu überprüfen.

Noch nicht befriedigend gelöst ist das Problem der Modelleichung. Der Einbau eines Stromstreifenverfahrens für die Optimierung der Durchlässigeitsverteilung erleichtert zwar die Eicharbeiten und erlaubt eine bessere Uebereinstimmung der gemessenen und der berechneten Potentiale. Diese kann aber mit verschiedenen Durchlässigkeitsverteilungen erreicht werden. Die Abweichung zwischen den gemessenen und berechneten Potentialen darf deshalb nicht als einziges Gütekriterium für die Modelleichung herangezogen werden.

In zukünftigen Forschungsarbeiten sollten sich deshalb die Wissenschaftler mit folgenden Fragen vertieft beschäftigen:

- Wie sind die im Felde im heterogenen, dreidimensionalen Grundwasserleiter erhobenen Daten (insbesondere die Durchlässigkeit) in Parameter eines zweidimensionalen Modelles umzusetzen?

- Welchen Beitrag können stochastische Modelle bei der Interpretation der Feldbeobachtungen und für eine bessere Beurteilung der Modellgüte liefern?

Die Beantwortung dieser Fragen verlangt zusätzliche Erweiterungen der heute bestehenden Computerprogramme.

LITERATURVERZEICHNIS

D 1 BAER, J. (1979):
Hydraulics of Groundwater.- New York (Mc Graw Hill).

D 2 BEATRIZOTTI, G., HANSEN, J.W., SPOCCI, R. (1979):
Modello Inverso.- Bellinzona (Dipartimento Finanze, Centro Electronico, Governo Cantonale Ticino).

D 3 BEATRIZOTTI, G., HANSEN, J.W., SPOCCI, R. (1981):
Optimalisierung der benötigten Daten für ein numerisches Modell der Grundwasserbewirtschaftung in Lockergesteinen.- Bellinzona (Ufficio geologico cantonale).

D 4 BEHR, O. (1976):
Grundwasserspeichermodelle und ihre Erstellung am Beispiel des Neunkirchner Schotterkegels.- gwf 117/3, 101-118.

D 5 BEIMS, U. (1974):
Beitrag zur Ermittlung repräsentativer Durchlässigkeitsparameter mit Hilfe statistischer Methoden.- Diss. Fak. Bau-, Wasser u. Forstwesen Wissenschaftsrat TU Dresden.

D 6 BJOERNSEN, G. et al (1982):
Grosspumpversuch zur Erkundung des Grundwasservorkommens im Erolzheimer Feld - Illertal, Teilbericht VI.- Stuttgart (Zweckverband Landeswasserversorgung).

D 7 BLAU, R.V. et al (1977):
Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental. Zwischenbericht Nr. 1.- Bern (WEA).

D 8 BLAU, R.V. et al (1979):
Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental. Zwischenbericht Nr. 4.- Bern (WEA).

D 9 BLAU, R.V. et al (1981):
Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental. Zwischenbericht Nr. 5.- Bern (WEA).

D 10 BLAU, R.V., HOEHN, P., LUETHI, F., MUCHENBERGER, F., WERNER, A. (1983):
Grundlagen für die Siedlungswasserwirtschaftliche Planung des Kantons Bern, Hydrogeologie Bipperamt.- Bern (WEA, 1984).

D 11 BOEHM, B. (1972):
Beitrag zur digitalen Berechnung von Grundwasserströmungen nach Differenzverfahren mit Hilfe asymmetrischer Dreiecknetze.- Fak. Bauwesen TU Hannover, H 2, 28 - 38.

D 12 BOEHM, B. (1975):
Beitrag zur indirekten Ermittlung von Parametern für Grundwasserströmungsmodelle.- Diss. Fak. Bauwesen TU Hannover.

D 13 BRANDSTETTER, B. (1979):
Berechnung der Grundwasserströmungen im Bereich der Leutkircher Heide unter Verwendung eines Finite-Elemente Programms für horizontal ebene und stationäre Strömungen.- Diplomarbeit Inst. Hydromechanik Univ. Karlsruhe.

D 14 BUSCH, K.F. & LUCKNER, L. (1972):
Geohydraulik.- Leipzig (VEB).

D 15 CLIFTON, P.M., NEUMAN, S.P. (1982):
Effects of Kriging and Inverse Modeling on Conditional Simulation of the Avra Valley in Southern Arizona.- Water Resour. Res. 18/4, 1215-1234.

D 16 DARCY, H. (1856):
Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon.- Paris (Damont).

D 17 DUPUIT, A.J. (1863):
Etudes théorétiques et pratiques sur le mouvement des eaux à travers les terrains perméables, 2. Aufl.- Paris (Dunod).

D 18 DVWK (1982):
Angewandte Optimierungsmodelle der Wasserwirtschaft.- DVWK Schriften 56, Bonn (DVWK).

D 19 DVWK (1982):
Ermittlung des nutzbaren Grundwasserdargebots: 4. Fortbildungslehrgang Grundwasser 11. bis 14. Oktober in Darmstadt der FH-DGG.- Bonn (DVWK).

D 20 DYCK, S. (1980):
Angewandte Hydrologie Teil II: Der Wasserhaushalt der Flussgebiete.- Berlin (W. Ernst & Sohn).

D 21 GROSSMANN, W. (1969):
Grundzüge der Ausgleichungsrechnung.- Heidelberg (Springer).

D 22 HAMES, H., HECK, R. (1976):
Optimale hydrologische und wirtschafliche Nutzung von Grundwasservorkommen mit Hilfe von wasserwirtschaftlichen Betriebsplänen.- gwf 117/8, 336-343.

D 23 HEIDERMANN, H. & SACHER, H. (1981):
Untersuchung der Unsicherheit in der Kalibrierung von Modellparametern für die mathematische Simulation von Grundwasserströmungen.- Inst. Wasserbau-Wasserwirtschaft Rhein.-Westf. TH Aachen (Vorabzug).

D 24 HUFSCHMIED, P., MUCHENBERGER, F., WERNER, A. (1981):
GEOHYD2, ein Programmsystem zur Darstellung und Auswertung geohydrologischer Daten.- Zürich (FIDES, Rechenzentrum).

D 25 JAECKLI, H. (1976):
Die Grundwasserverhältnisse im Solothurnischen Wasseramt.- Solothurn (Wasserwirtschaftsamt).

D 26 KNUCHEL, F. (1971):
Färbung des unterirdischen Abflusses der Schrattenfluh (LU).- Jb. Thuner- und Brienzersee.

D 27 LANGGUTH, H.-R., VOIGT, R. (1980):
Hydrogeologische Methoden.- Heidelberg (Springer).

D 28 LEIBUNDGUT, CH. (1978):
Die Berechnung der Verdunstung aus der Wasserbilanz von Einzugsgebieten.- Beitr. Geol. Schweiz - Hydrologie 25, 63-68.

D 29 LUCKNER, L. & SCHESTAKOW, W.M. (1975):
Simulation der Geofiltration.- Leipzig (VEB).

D 30 LUEHR, H.P. & ZIPFEL, K. (1975):
Grundwassermodelle und ihr praktischer Einsatz.- DVGW-Schriftenreihe Wasser 9; Frankfurt (ZfGW).

D 31 MAROTZ, G. (1968):
Technische Grundlagen einer Wasserspeicherung im natürlichen Untergrund.- Schriftreihe Kurat. Kulturbauwesen 18, Hamburg (Parey).

D 32 MEHLHORN, H. (1982):
Grosspumpversuch zur Erkundung des Grundwasservorkommens im Erolzheimer Feld - Illertal, Teilbericht VII.- Stuttgart (Zweckverband Landeswasserversorgung).

D 33 NAENNY, P. (1978):
Bemerkungen zum Problem der Verdunstung aus der Sicht der Hydrogeologie.- Beitr. Geol. Schweiz - Hydrologie 25; 69-70.

D 34 NEUMAN, S.P., YAKOWITZ, S. (1979):
A Statistical Approach to the Inverse Problem of Aquifer Hydrology, 1. Theory.- Water Resour. Res. 15/4; 845-860.

D 35 OBDAM, A. (1981):
Zuverlässigkeit und Verifikation von geohydrologischen Modellen.- gwf 122/5; 205-211.

D 36 PINDER, G.F. & FRIND, E.O. (1972):
Application of Galerkin's Procedure to Aquifer Analysis.- Water Resour. Res. 8/1, 108-120.

D 37 PINDER, G.F. & GRAY, W.G. (1977):
Finite Element Simulation in Surface and Subsurface Hydrology.- New York (Academic Press).

D 38 PONZINI, G. & LOZEJ, A. (1982):
Identification of Aquifer Transmissivities: The Comparison Model Method.- Water Resour. Res. 18/3, 597-622.

D 39 SCHOMMER, P., TROESCH, J., GERBER, U. (1973):
Vergleich von elektrischen und numerischen Verfahren zur Simulation von Grundwasserströmungen mit Feldmessungen.- Mitt. VAW ETH-Z. 9.

D 40 SNF (1977):
Jahresbericht des Schweizerischen Nationalfonds zur Förderung wissenschaftlicher Forschung; Berichte über ausgewählte Forschungsarbeiten.- Bern (SNF) 26, 130-132.

D 41 THARP, T.M. (1982):
An Enriches finite Element for Simulation of Groundwater Flow to a Well of Drain.- J. Hydr. 55, 237-245.

D 42 THEIS, C.V. (1935):
The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of well using ground-water storage.- Trans. amer. geophys. Union 16, 513-524.

D 43 VERSTRAETE, P. et al (1982):
Critique des données nécessaires pour la simulation numérique d'une nappe souterraine. Application à la nappe de l'Arve.- Lausanne (Bonnard & Gardel).

D 44 WERNER, A. (1981):
Korrektion Urtenenbach, Auswirkungen auf das Grundwasser, Modellsimulationen; ausgearbeitet im Auftrag des Schwellenbezirkes Urtenenbach.- nicht veröffentlicht.

D 45 WERNER, A. (1983):
Grundwasserschutzareal Utzenstorf; ausgearbeitet im Auftrag des kantonalen WEA Bern.- nicht veröffentlicht.

D 46 YEH, W. W-G. & YOON, Y.S. (1981):
Aquifer Parameter Identification with Optimum Dimension in Parameterization.- Water Resour. Res. 17,3, 664-672.

D 47 ZIENKIEWICZ, O.C. & PAREKH, C.J. (1970):
Transient Field Problems: Two dimensional and Three dimensional Analysis by isoparametric Elements.- Int. J. Num. Meth. Engineering 2, 61-70.

D 48 WERNER, A. (1974):
Moderne Methoden der Grundwasserprospektion und des Grundwasserschutzes von heute und morgen.- GWA 74/11,477-499.

Beilage IV,1

Grundlagen für Schutz und Bewirtschaftung der Grundwasser des Kantons Bern

Hydrogeologie Emmental, Teil IV Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental

Hydrographie

Erarbeitet im Rahmen des
Nationalen Forschungsprogrammes Wasserhaushalt

Projektleitung: Dr. R.V. Blau, Wasser- und Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern

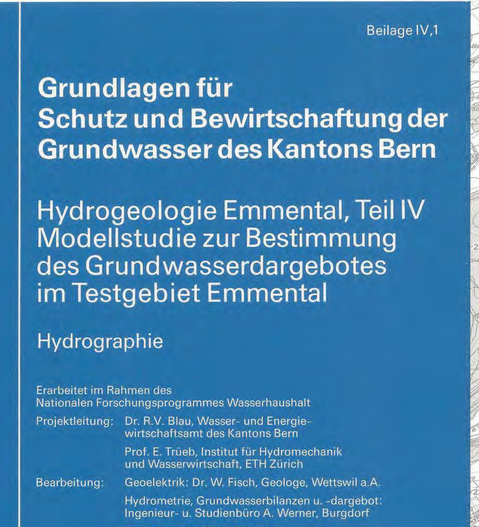
Prof. E. Trüeb, Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft, ETH Zürich

Bearbeitung: Geoelektrik: Dr. W. Fisch, Geologe, Wettswil a.A.

Hydrometrie, Grundwasserbilanzen u. -dargebot: Ingenieur- u. Studienbüro A. Werner, Burgdorf

Ermittlung der Durchlässigkeit: Dipl.-Ing. ETH, P. Hufschmid, Burgdorf (Doktorand bei Prof. E. Trüeb) Ingenieur- u. Studienbüro A. Werner, Burgdorf

Wasser- u. Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern (WEA)



Allgemeine Angaben

14 Fortlaufende Ordnungsnummer von Beobachtungsstellen innerhalb eines km² des Landeskoordinatensystems, vgl. Register WEA/Geologie

Wichtiges offenes Gewässer

Seitliche Begrenzung der unters. Grundwasserleiter v. 3.10.1978

Oberflächengewässer-Kilometrierung, für die Emme beginnend mit km 0.0 bei der Kantonsgrenze Solothurn/Bern

Wehr, Schwelle

Querprofilaxe, Zahl= Oberflächengewässer-Kilometrierung
Längenprofilaxe= Emmelauf

Markierversuch, Zahl= mittl. Abstandsgeschwindigkeit in m/d

a Anlage aufgelassen

E Eidgenössische Messstelle

W Temperatur-Schreibpegel, vgl. auch Ganglinien der Wassertemperatur

Niederschlags-Messungen

vgl. auch Diagramm: Tägliche Niederschlagshöhen

Pluviograph:
-verwendet für den Modellaufbau
-zur Bestimmung der Modellparameter

Tagestotalisator zur Bestimmung der Modellparameter

Oberflächenwasser-Messungen

vgl. auch Ganglinien der Abflussmenge

Abfluss-Schreibpegel

20.3.80 Abfluss-Schreibpegel zur Bestimmung der Modellparameter
Zahl= Beobachtungsperiode

Wasserstands-Abstichpunkt mit period. Messungen

Q Einzelne Abflussmessung

Grundwasser-Messungen und -Beobachtungen,
vgl. auch Diagramme: Summe der Grundwasser-Spiegel-Anstiege; Ganglinien des Grundwasser-Spiegels

Vertikalfilterbrunnen

Horizontalfilterbrunnen

Schacht- oder Sodbrunnen

Peilrohr

Bohrung

Periodische Abstiche während mind. einem Jahr

26.2.70–30.9.71 Schreibpegel, Zahl= Beobachtungsperiode

Konzessionierte Entnahmemengen in l/min

Wohlerworbenes Recht	251– 1000
< 5	1001– 5000
5– 25	5001–10000
26–100	10001–50000
101–250	> 50000

Grundwasser-Schreibpegel:
-zur Kontrolle der Modellresultate
-zur Bestimmung der Modellparameter

Teilgebiete mit unterschiedlich dominanten Zu- und Wegflüssen

Indirekte Grundwasser-Neubildung

Perkolative Infiltration

Direkte Grundwasser-Neubildung

Stockwerkzuflüsse

Direkte Infiltration

Exfiltration

Hydrographische Profile

Oberflächenwasser

Emme-Spiegel vom 3.10.1978 (Tagesmittel)

Hochwasser vom 22.9.1968 (an Spuren festgestellt)
Eidg. hydrometrische Station Emme, Gerlafingen Koord. 609/223, Ord.-Nr.1; Abfluss= 500–560 m³/s, max. Hochwasserspitze seit 1921

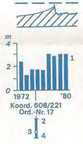
Emme-Sohle, mittlere Höhe von:
-1900
-1926/31
-1969

1930 Wehr, Schwelle, Zahl= Baujahr

Grundwasser

Grundwasser-Spiegel vom 3.10.1978 in Längen- und Querprofilebenen

Vermutester Schwankungsbereich



Grundwasser-Spiegel, gemessen mit Schreibpegel:
-1 Summe der Grundwasser-Spiegel-Anstiege, Kalenderjahre 1976–1980
-2 Hochstand
-3 Stand vom 3.10.1978 (ungefähr Mittelstand)
-4 Tiefstand

Weitere Karten dieses Gebietes, vgl. Text

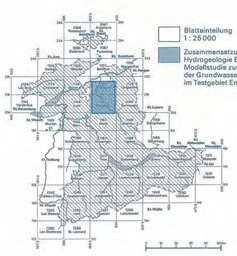
Kartographische Technik:
P. Eichwald, P. Kunz (WEA)
Mitarbeit Kartographie: D. Hofstetter, Rosaens

Schrift: Diaset AG Fotosatz, Hinterkappelen/Bern

Reprographie, Druck: Aerni-Leuch AG, Bern

Jede Vervielfältigung und Weiterverwendung der Karte, auch von Ausschnitten, bedarf einer Bewilligung des Wasser- und Energiewirtschaftsamtes des Kantons Bern

Reproduziert mit Bewilligung des Bundesamtes für Landestopographie vom 1. August 1983



1:25000

1000 m 500 0 1 2 km

Beilage IV,2

Grundlagen für Schutz und Bewirtschaftung der Grundwasser des Kantons Bern

Hydrogeologie Emmental, Teil IV Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental

Aufbau des Grundwassermodells

Erarbeitet im Rahmen des
Nationalen Forschungsprogrammes Wasserhaushalt

Projektleitung: Dr. R.V. Blau, Wasser- und Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern

Prof. E. Trüeb, Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft, ETH Zürich

Bearbeitung: Geoelektrik: Dr. W. Fisch, Geologe, Wettswil a.A.

Hydrometrie, Grundwasserbilanzen u. -dargebot: Ingenieur- u. Studienbüro A. Werner, Burgdorf

Ermittlung der Durchlässigkeit: Dipl.-Ing. ETH, P. Hufschmid, Burgdorf (Doktorand bei Prof. E. Trüeb) Ingenieur- u. Studienbüro A. Werner, Burgdorf

Wasser- u. Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern (WEA)

Allgemeine Angaben

Wichtiges offenes Gewässer

Isohypsen der Oberfläche des Grundwasserstauers (Durchlässigkeitsbeiwert < 1 · 10⁻³ m/s

10 m Kurve[1)]

450 — 50 m Zählkurve mit Kote in m ü. M.[1)]

5 m Zwischenkurve[1)]

Diskretisierung des Testgebietes

1 — Element mit linearen Seiten Zahl = Elementnummer

15 — Knoten, Zahl = Knotennummer

Modellparameter (erhoben)

504.00 — Fest- oder Leakagepotential Zahl = mittleres Grundwasserpotential in m ü. M. vom 3. 10. 78

12 — Knotenzufluss Zahl = mittlerer Grundwasserzufluss in l/s vom 3. 10. 78

17 — Knotenwegfluss Zahl = mittlerer Grundwasserwegfluss in l/s vom 3. 10. 78

[1)] Bei den Isohypsendarstellungen ist darauf verzichtet worden, einen nachgewiesenen und vermutlichen Verlauf zu unterscheiden.

Weitere Karten dieses Gebietes, vgl. Text

Kartographische Technik:
P. Eichwald, P. Kunz (WEA)
Mitarbeit Kartographie: D. Hofstetter, Rossens

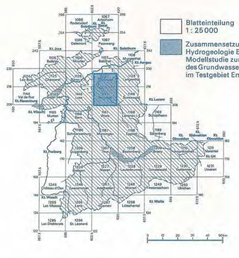
Schrift: Diaset AG Fotosatz, Hinterkappelen/Bern

Reprographie, Druck: Aemi-Lauch AG, Bern

Jede Vervielfältigung und Weiterverwendung der Karte, auch von Ausschnitten, bedarf einer Bewilligung des Wasser- und Energiewirtschaftsamtes des Kantons Bern

Reproduziert mit Bewilligung des Bundesamtes für Landestopographie vom 1. August 1983

Ausgabe 1983



Blatteinteilung 1:25000

Zusammensetzung Hydrogeologie Emmental, Teil IV Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental

1:25000

1000 m 500 0 1 2 km

Beilage IV,3

Grundlagen für Schutz und Bewirtschaftung der Grundwasser des Kantons Bern

Hydrogeologie Emmental, Teil IV Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental

Resultate des Grundwassermodells

Erarbeitet im Rahmen des Nationalen Forschungsprogrammes Wasserhaushalt

Projektleitung: Dr. R.V. Blau, Wasser- und Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern

Prof. E. Trüeb, Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft, ETH Zürich

Bearbeitung: Geoelektrik: Dr. W. Fisch, Geologe, Wettswil a.A.

Hydrometrie, Grundwasserbilanzen u. -dargebot: Ingenieur- u. Studienbüro A. Werner, Burgdorf

Ermittlung der Durchlässigkeit: Dipl.-Ing. ETH, P. Hufschmid, Burgdorf (Doktorand bei Prof. E. Trüeb) Ingenieur- u. Studienbüro A. Werner, Burgdorf

Wasser- u. Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern (WEA)

Allgemeine Angaben

- Wichtiges offenes Gewässer
- Hydrologische Einzugsgebiete der unters. Seitenbäche, Wasserscheiden
- Hydrologisches Einzugsgebiet Unteres Emmental, Wasserscheide
- Diskretisierung des Testgebietes (vgl. auch IV,2)

Isohypsen des mittleren Grundwasserpotentials vom 3.10.1978

- 1 m Kurve
- 500 — 10m Zählkurve mit Kote in m ü. M.

Modellresultate

- Knotenzufluss, Zahl = mittlerer Grundwasserzufluss in l/s vom 3.10.1978
- Knotenwegfluss, Zahl = mittlerer Grundwasserwegfluss in l/s vom 3.10.1978

Hydrologische Bilanz 1976 bis 1980
(für Einzugsgebiet mit Abflussmessstation)

- Gebietsniederschlag
- Gebietsverdunstung
- Oberirdischer Abfluss
- Unterirdischer Abfluss

Weitere Karten dieses Gebietes, vgl. Text

Kartographische Technik:
P. Eichwald, P. Kunz (WEA)
Mitarbeit Kartographie: D. Hofstetter, Rossens

Schrift: Diaset AG Fotosatz, Hinterkappelen/Bern

Reprographie, Druck: Aemi-Lauch AG, Bern

Jede Vervielfältigung und Weiterverwendung der Karte, auch von Ausschnitten, bedarf einer Bewilligung des Wasser- und Energiewirtschaftsamtes des Kantons Bern

Reproduziert mit Bewilligung des Bundesamtes für Landestopographie vom 1. August 1983

Ausgabe 1983

Blatteinteilung 1:25000

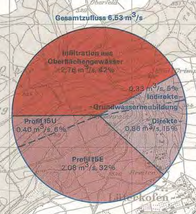
Zusammensetzung Hydrogeologie Emmental, Teil IV Modellstudie zur Bestimmung des Grundwasserdargebotes im Testgebiet Emmental

1:25000

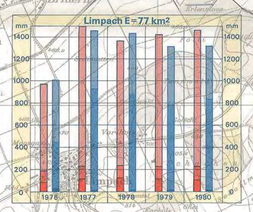
1000 m 500 0 1 2 km

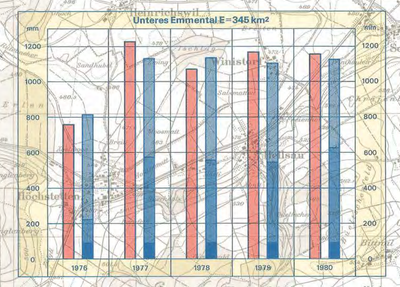
Durchschnittliche Grundwasser- Zu- und Wegflüsse im Teilmodell 2, 1976–1980

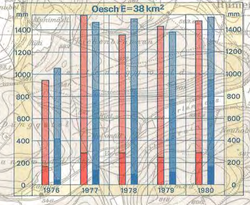
Gesamtzufluss 6.53 m³/s

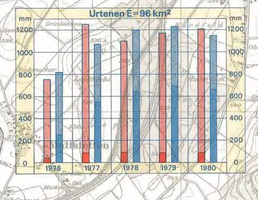


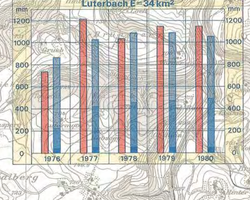
Gesamtwegfluss 6.53 m³/s





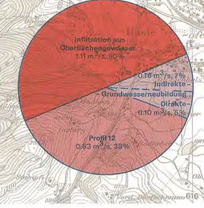
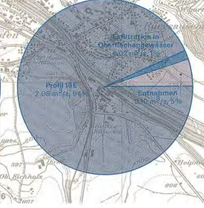






Durchschnittliche Grundwasser- Zu- und Wegflüsse im Teilmodell 1, 1976–1980

Gesamtzufluss 2.20 m³/s



Gesamtwegfluss 2.20 m³/s