



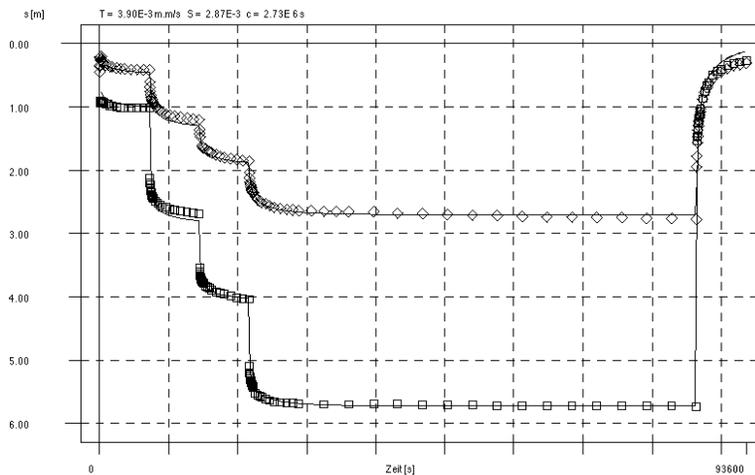


---

Christian A. Gillbricht

# Durchführung und Auswertung von Pumpversuchen

## Anmerkungen für die Praxis



Dieses Werk ist urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung ohne Zustimmung des Verfassers und des Verlegers ist unzulässig. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung in und Verarbeitung durch elektronische Systeme.

© Kay W. Sörensen, Hamburg, Dezember 1996

Grafik: Christian A. Gillbricht, Hamburg

Satz: Kay W. Sörensen

Druck und Einband: Buch- & Offsetdruckerei Günter Stubbemann GmbH, Hamburg

Kay W. Sörensen · Buchverlag, Computersatz, Textberatung  
Sillemstraße 102 · D-20257 Hamburg

ISBN 3-932318-01-3

# Inhalt

1.	Einleitung .....	5
2.	Versuchsdurchführung .....	7
2.1	Allgemeines .....	7
2.2	Versuchsbrunnen .....	8
2.3	Meßstellen .....	13
2.4	Vorversuch .....	15
2.5	Hauptversuch .....	16
2.6	Begleituntersuchungen .....	19
3.	Auswertung .....	23
3.1	Allgemeines .....	23
3.2	Abschätzung wenig sensitiver Parameter .....	24
3.3	Hydraulische Ränder .....	37
3.4	Anisotrope Aquifere .....	39
3.5	Brunnenverluste .....	44
3.6	Gruppenpumpversuche .....	46
3.7	Störungen durch fremde Brunnen .....	47
3.8	Störungen durch meteorologische Einflüsse .....	47
3.9	Rechnergestützte Auswertung .....	51
4.	Ausblick .....	55
4.1	Analytische und numerische Grundwasserströmungsmodelle .....	55
5.	Literatur .....	57



# 1

## Einleitung

Die Durchführung und Auswertung hydraulischer Pumpversuche sind Standardaufgaben der Hydrogeologie bzw. Grundwasserhydraulik. Die theoretischen Grundlagen sind in den zusammenfassenden Lehrbüchern dieser Fächer dargestellt (z. B. HÖLTING, 1984, LANGGUTH & VOIGT, 1980). Daneben gibt es eine ganze Reihe spezieller Darstellungen zur Pumpversuchsinterpretation (z. B. KRUSEMAN & DE RIDDER, 1990, DAWSON & ISTOK, 1991). Außerdem werden Pumpversuche auch in übergreifenden Lehr- und Handbüchern mit behandelt (z. B. MUTSCHMANN & STIMMELMAYR, 1986, HERTH & ARNDTS, 1985).

Der Autor hat bei der Bearbeitung zahlreicher Pumpversuche sowie der Beratung von Anwendern des Auswertungsprogramms MROPUMP (GILLBRICHT, 1995b) in den vergangenen Jahren festgestellt, daß trotz des reichhaltigen Angebotes an Fachschrifttum bei der praktischen Durchführung und Auswertung von Pumpversuchen erhebliche Defizite bestehen. Dies ist darauf zurückzuführen, daß einerseits die meisten Bearbeiter nur gelegentlich mit diesen Arbeiten befaßt sind, andererseits das Fachschrifttum nur unzureichende Angaben zu „rein handwerklichen“ Aspekten macht. Daher sollen an dieser Stelle typische Bearbeitungsfehler beschrieben werden, insbesondere

- Produktion nicht interpretierbarer Daten (fehlerhafte oder unvollständige Messungen)
- fehlerhafte Datenauswertung
- Überinterpretation des Datenmaterials,

sowie Maßnahmen zur Vermeidung derartiger Fehler.

Mängel bei Durchführung und Auswertung von Pumpversuchen führen oft zu unrealistischen Werten für die berechneten hy-

draulischen Parameter, die Anlaß zum Zweifel an den Methoden der Pumpversuchsauswertung geben (z. B. MOENCH, 1994, Abschn. 3.2). Die Anwender von numerischen Grundwassermodellen sehen sich oft veranlaßt, im Rahmen der Eichung eines Modells gegenüber Pumpversuchsinterpretationen verbesserte Parameterwerte einzusetzen (vgl. Abschn. 4.1). Es soll hier gezeigt werden, daß in vielen Fällen mit den „klassischen“ Verfahren der Pumpversuchsauswertung mit Hilfe radialsymmetrischer analytischer Grundwasserströmungsmodelle realistische und repräsentative Werte für die Aquiferparameter ermittelt werden können, wenn die Grenzen der Verfahren und ihre Randbedingungen beachtet werden.

Der Schwerpunkt dieser Schrift liegt dabei auf Versuchen in Porengrundwasserleitern, die mit einfachen analytischen Rechenmodellen ausgewertet werden können. Auf die speziellen Verhältnisse in Kluftgrundwasserleitern wird nur gelegentlich Bezug genommen. Die Auswertung derartiger Versuche sollte dem eingearbeiteten Spezialisten überlassen werden.

Bezüglich der theoretischen Grundlagen wird auf die genannten Lehrbücher verwiesen. Sie werden hier nur insofern erörtert, als sie für die Begründung empfohlener Vorgehensweisen herangezogen werden.

Für die kritische Durchsicht des Manuskripts habe ich den Herren Karl Cron, Hamburg, und Kai Strahlendorff, Hollenstedt, zu danken.

# 2

## Versuchsdurchführung

### 2.1 Allgemeines

Die Art der Versuchsdurchführung und damit der Umfang von Meßprogrammen und Auswertung hängt von der jeweiligen Aufgabenstellung ab (z. B. DVGW, 1994). Die meisten Pumpversuche lassen sich den folgenden Grundtypen zuordnen:

1. Kurzpumpversuch an Grundwassermeßstellen, z. B. in Verbindung mit einer Probenahme für chemische Untersuchungen
2. Versuchsabsenkung bei der Vorbereitung einer Baugrubenwasserhaltung bzw. Grundwasserentspannung
3. Leistungspumpversuch an Wassergewinnungsbrunnen (Brunnentest nach DVGW, 1994), z. B. Wasserwerksbrunnen, Notbrunnen, Feuerlöschbrunnen, landwirtschaftliche Beregnungsbrunnen
4. hydrologischer Pumpversuch (Grundwasserleitertest bzw. Langzeitpumpversuch nach DVGW, 1994) zur umfassenden Bestimmung grundwasserhydraulischer Parameter, z. B. für Wasserrechtsanträge, Schutzgebietsausweisung, Umweltverträglichkeitsuntersuchungen, Grundwassersanierungen.

Nicht bei allen hydrogeologischen Erkundungen ist die Durchführung von Pumpversuchen notwendig, sinnvoll oder wirtschaftlich.

Für die Trockenhaltung einer Baugrube, die wenige Meter unter den Ruhewasserspiegel in gering bis mäßig durchlässige Schichten geführt werden soll, genügt im Regelfall eine Abschätzung des Wasserandrangs nach Erfahrungswerten. Wichtiger als die genaue Bestimmung des mittleren Durchlässigkeitsbeiwertes

solcher Schichten ist in diesem Fall die Aufklärung der geologischen Strukturen, insbesondere die Abschätzung des Risikos, daß innerhalb des zu entwässernden Bereichs Schichten oder Linsen erheblich größerer Durchlässigkeit angetroffen werden.

Werden nur überschlägliche Angaben des Durchlässigkeitswertes benötigt, z. B. zur Dimensionierung eines Brunnens für die landwirtschaftliche Bewässerung, so sind Abschätzungen nach Erfahrungswerten oder aus Korngrößenverteilungen (Siebanalysen, z. B. nach BEYER, 1964) meist hinreichend.

## 2.2 Versuchsbrunnen

Der Versuchsbrunnen sollte einen möglichst guten hydraulischen Anschluß an den Aquifer aufweisen. Brunnenverluste sollten möglichst gering sein oder im Rahmen des Versuches (Leistungspumpversuch, Stufentest) ermittelt werden (Abschn. 3.5).

**Brunnenentwicklung:** Der Versuchsbrunnen muß entsprechend der brunnenbaulichen Praxis vor dem Pumpversuch entwickelt werden (BIESKE, 1992). Eine Kombination von Entsandung bzw. Klarpumpen mit dem Pumpversuch ist auch bei kleinen Brunnenbauwerken und trocken gebohrten Grundwassermeßstellen grundsätzlich abzulehnen, da sich während der Brunnenentwicklung die Filtereintrittsverluste ändern.

**Unvollkommene Brunnen** sind für Pumpversuche nur bedingt geeignet, da die Auswertung der Ergebnisse im Nahfeld des Brunnens oft nur über numerische Modelle erfolgen kann (Abschn. 3.4).

**Grundwassermeßstellen** weisen auf Grund ihrer langen ungenutzten Standzeiten häufig Ablagerungen im Bereich von Filter und Kiesschüttung auf. Dies führt zu erhöhten Filtereintritts-

verlusten und damit Wasserspiegelabsenkungen im Brunnen bei Versuchsbeginn, die im Laufe des Versuchs zurückgehen. Der Brunnenwasserspiegel steigt dann nach Erreichen einer maximalen Absenkung kurz nach Versuchsbeginn auf einen quasi-stationären Beharrungswert (Betriebswasserspiegel) an. Eine Auswertung nach den instationären Verfahren ist unter diesen Bedingungen nicht möglich. Die Transmissivität des Aquifers kann aus dem Betriebswasserspiegel grob abgeschätzt werden.

Grundwassermeßstellen im Ausbaumaß DN 100 zeigen bei Verwendung einer üblichen 4"-Unterwassermotorpumpe zusätzliche Wasserspiegelabsenkungen auf Grund der Spaltströmung im Bereich der Pumpeneintrittsöffnung. Diese wirken wie ein Filtereintrittsverlust störend auf die Dateninterpretation (KOZIO-ROWSKI, 1985).

**Aufsatzrohre:** Tiefe Grundwassermeßstellen mit Aufsatzrohren im Ausbaumaß DN 50 bzw. DN 65, im Regelfall unter einer Pumpenkammer im Ausbaumaß DN 100 oder größer, zeigen zusätzliche Wasserspiegelabsenkungen auf Grund der Rohrreibungsverluste zwischen Filteroberkante und Pumpeneintrittsöffnung. Diese wirken wie ein Filtereintrittsverlust störend auf die Dateninterpretation. Bei den an Meßstellen üblichen einstufigen Kurzpumpversuchen kann eine Abschätzung der voraussichtlichen Rohrreibungsverluste nach Tab. 1 erfolgen. In vielen Fällen ist hier aber nur der Wiederanstieg sinnvoll auswertbar.

**Pumpen:** Der Versuchsbrunnen ist für den Pumpversuch im Regelfall mit einer Unterwassermotorpumpe auszurüsten, die im Aufsatzrohr, einem Blindrohr innerhalb der Filterstrecke oder dem Sumpfrohr eingehängt wird. Eine Positionierung der Pumpe innerhalb des Filters soll vermieden werden, um extrem hohe lokale Strömungsgeschwindigkeiten zu vermeiden, die zu Beschädigungen des Filters oder der davor liegenden Kiesschüttung sowie erhöhten Reibungsverlusten führen können. In den meisten Fällen wird die Pumpe im Aufsatzrohr eingehängt. Die

Pumpe muß so tief hängen, daß sie während des gesamten Versuchs zuverlässig unterhalb des Wasserspiegels verbleibt. Dies ist im Vorversuch (Abschn. 2.4) zu prüfen.

Q (m <sup>3</sup> /h)	Nennweite (mm)				
	50	100	150	200	250
3.6	0.70	0.03	0.00	0.00	0.00
7.2	2.40	0.09	0.01	0.00	0.00
10.8	4.98	0.18	0.03	0.01	0.00
14.4	8.40	0.30	0.04	0.01	0.00
18.0	12.62	0.44	0.06	0.02	0.01
21.6	17.63	0.61	0.09	0.02	0.01
25.2	23.42	0.81	0.12	0.03	0.01
28.8	29.98	1.03	0.15	0.04	0.01
32.4	37.29	1.27	0.18	0.05	0.02
36.0	45.37	1.54	0.22	0.05	0.02

Aufsatzrohrlänge = 100 m

Wassertemperatur = 10 °C

Rauhigkeitsbeiwert = 0,01 mm (PVC)

**Tab. 1:** Rohrreibungsverluste in Aufsatzrohren bei Pumpversuchen, Zusatzabsenkung im Brunnen in Meter Wassersäule

Die Pumpe soll bei der vorgesehenen maximalen Förderleistung im Versuch am freien Auslauf noch einen Druck von mindestens 20 m Wassersäule leisten. Die erforderliche Gesamtförderhöhe bestimmt sich somit aus geodätischer Höhe (Grundwasserflurabstand im Betriebszustand) zuzüglich 20 m. Die Pumpe ist nach den Pumpenkennlinien entsprechend auszuwählen. Falls längere Ableitungen erforderlich sind, müssen die dort auftretenden zusätzlichen Druckverluste überschläglich berechnet und bei der Pumpenauswahl berücksichtigt werden. Grundsätzlich

sollen Pumpen im horizontalen Teil ihrer Kennlinie betrieben werden, damit eine geringfügige Änderung der Druckverhältnisse, insbesondere durch die Absenkung des Wasserspiegels im Brunnen, keine Änderung der Förderrate bewirkt.

Der Einsatz von Motorsaugpumpen soll vermieden werden, da diese beim Anschalten erst ansaugen müssen und daher in den ersten Minuten des Versuchs eine schwankende Förderleistung aufweisen. Sie sind im Dauerbetrieb weniger zuverlässig als die Unterwassermotorpumpen.

Die **Energieversorgung** der Pumpe erfolgt nach Möglichkeit über das Stromnetz. Wo dies nicht möglich ist, wird ein motorisierter Stromerzeuger eingesetzt. Für längere Versuche ist dieses Verfahren nicht zu empfehlen, da Ausfälle an derartigen Einrichtungen relativ häufig vorkommen und damit eine ständige Betreuung vor Ort („Pumpenwache“) notwendig wird. Die Stromversorgung soll großzügig dimensioniert werden, da die Motoren beim Einschalten hohe Ströme abfordern, die auch bei Versorgung aus dem Netz zu einem vorübergehenden Absinken der elektrischen Spannung und damit einer Leistungsreduktion der Pumpe führen können. Der Einsatz von Motoraggregaten ist in verkehrsberuhigten Bereichen (reine Wohngebiete, Kurorte, Naherholungsgebiete) auf das unvermeidliche Maß zu beschränken und insbesondere während der Nachtstunden zu vermeiden.

Als **Steigleitungen** sind glatte Rohre (Kunststoff oder Stahl) oder großzügig dimensionierte Schläuche zu verwenden. Englumige Schläuche, insbesondere aus rauhem Gewebe, führen zu starken Reibungsverlusten und damit einer Reduzierung der Förderleistung. Die Rohrreibungsverluste in der Steigleitung sollen wenige Meter Wassersäule nicht überschreiten.

Am Brunnenkopf ist ein **Sperrschieber** anzubringen, der zur Einstellung der Förderleistung dient. Beim Ende des Pumpversuchs soll dieser Sperrschieber geschlossen werden, bevor die

Pumpe ausgeschaltet wird. Wird dies unterlassen, so fließt das Wasser aus den Steigrohren sowie der ggf. angeschlossenen Ableitung (Heberwirkung) in den Brunnen zurück. Dadurch kommt es zu einem unverhältnismäßig schnellen „Wiederanstieg“ des Brunnenwasserspiegels, der zu einer Überschätzung der Aquifertransmissivität führt. Unterwassermotorpumpen haben im Regelfall ein integriertes Rückschlagventil, das das Rücklaufen des Wassers aus der Steigleitung in den Brunnen verhindern soll. Dieses Ventil wird aber üblicherweise bei Pumpen für den Baustelleneinsatz (Klarpumpen von Brunnen, Pumpversuche, Probenahme) ausgebaut oder unbrauchbar gemacht, weil die stehende Wassersäule in der Steigleitung ein zusätzliches Gewicht beim Ausbau der Pumpe ist. Bei Verwendung von Saugpumpen befindet sich am Einlaß des Saugschlauches (Saugkorb) ein Rückschlagventil als sogenanntes Fußventil. Dennoch sollte auch in diesem Falle vorsorglich der Sperrschieber am Brunnenkopf geschlossen werden.

Die **Messung der Förderrate** erfolgt üblicherweise über eine geeichte Wasseruhr oder ein Überfallwehr. Bei kleinen Förderaten kann auch ein Meßgefäß (Eimer) verwendet werden. Für die automatische Datenerfassung sind induktive Durchflußmesser (IDM) besonders geeignet. Die hydraulischen Randbedingungen der Meßgeräte, insbesondere hydraulisch beruhigte Vor- und Nachlaufstrecken, sind gemäß den Angaben der jeweiligen Hersteller strikt einzuhalten, um zuverlässige Messungen zu gewährleisten. Wasseruhren und IDMs funktionieren nur einwandfrei, wenn die Meßstrecke vollständig wassergefüllt ist. Deshalb sollte der Sperrschieber in Durchflußrichtung hinter diesen Meßgeräten angeordnet sein. Außerdem hat es sich bewährt, die Ableitung hinter diesen Geräten höher zu legen.

Die **Ableitung des Wassers** muß so geführt werden, daß ein hydraulischer Kurzschluß zum Förderbrunnen vermieden wird. Eine Versickerung des geförderten Wassers in der Umgebung des Förderbrunnens ist daher im Regelfall unzulässig. Soweit die

Ableitung des Wassers über unterirdisch verlegte Sielleitungen erfolgt, ist eine Versickerung über Undichtigkeiten der Leitungen möglich.

Die Einleitung von reduziertem (sauerstofffreien) Grundwasser in Oberflächengewässer oder öffentliche Siele ist in vielen Fällen unerwünscht. Die örtliche Wasserbehörde trifft hierzu im Rahmen der wasserrechtlichen Genehmigung des Pumpversuchs Vorgaben. Reduzierte chemische Spezies, insbesondere Eisen(II) und Ammonium, führen in Oberflächengewässern zu einer Sauerstoffzehrung, die höhere Lebewesen, z. B. Fische, gefährden kann. Die Ausflockung von Eisen als Eisen(III)-oxidhydrate kann zur Verschlammung von Sielleitungen und Gewässern führen. Insbesondere bei größeren Abpumpmaßnahmen kann daher eine Aufbereitung, insbesondere Belüftung und Enteisung, des gefördert Wassers erforderlich werden. Spezielle Probleme entstehen bei der Förderung kontaminierten Wassers. Je nach Art und Höhe der Kontamination kann eine aufwendige Aufbereitung, z. B. mit mobilen Stripanlagen gegen flüchtige organische Schadstoffe, notwendig werden. Bei kleinen Mengen, z. B. bei Kurzpumpversuchen an Grundwassermeßstellen, hat sich das Auffangen des Wassers in geeigneten Transportgefäßen (Saugwagen, Container) und anschließender Abtransport zu einer geeigneten stationären Aufbereitungsanlage bewährt.

## 2.3 Meßstellen

Die Anzahl, der Ausbau und die räumliche Anordnung der Meßstellen sind nach der jeweiligen Fragestellung festzulegen. Grundsätzlich gelten folgende Regeln:

1. Der gepumpte Brunnen muß als Meßstelle genutzt werden. Hierbei gelten die Einschränkungen nach Abschn. 2.2. Brunnenbauwerke für die Wasserversorgung sollten, auch zur

Überwachung von Änderungen des Filterzustandes, über Peilrohre 2" in der Filterkiesschüttung verfügen.

2. Für die Bestimmung wenig sensitiver Parameter, z. B. Speicherkoeffizient, (Abschn. 3.2) sollten mindestens 3 Meßstellen in unterschiedlichen Abständen zum Pumpbrunnen zur Verfügung stehen.
3. Die Filterstellung der Meßstellen ist in homogenen Aquiferen und bei vollkommen ausgebauten Pumpbrunnen ohne Einfluß. Bei geschichteten Aquiferen und/oder unvollkommenem Ausbau des Pumpbrunnens werden im Regelfall Filterstellungen auf Höhe des Pumpbrunnenfilters bzw. innerhalb der von ihm erschlossenen (relativ gut durchlässigen) Schichten sinnvoll sein. Für die Ermittlung der vertikalen Anisotropie bzw. der verzögerten Porendrängung sind dagegen spezielle Anforderungen an die Raumlage der Filterstellungen zu stellen, auf die hier nicht näher eingegangen wird (MOENCH, 1994).
4. In gering durchlässigen Grundwasserleitern sind Verfälschungen der Messungen durch den Einfluß des Speichervolumens der Meßstellen möglich. Günstiger als der Einsatz relativ aufwendiger Auswertungsverfahren zur Berücksichtigung dieses Effektes ist die Durchführung reiner Druckmessungen. Hierzu ist in den Meßstellen oberhalb des Filters ein Packer zu setzen. Der Formationsdruck wird innerhalb der Filterstrecke mit einer Druckmeßdose (ohne Luftdruckausgleich!) gemessen. Voraussetzung ist, daß der freie Druckwasserspiegel oberhalb der Filterstrecke liegt.
5. Die Meßstellen sollten räumlich so angeordnet sein, daß sie bekannte oder vermutete Heterogenitäten des Aquifers berücksichtigen bzw. die Messungen Rückschlüsse auf bisher unbekannt geologische Strukturen erlauben. Im Regelfall wird man die Meßstellen ausgehend vom Pumpbrunnen in

alle Himmelsrichtungen verteilen und die Abstände dabei entsprechend einer geometrischen Reihe steigern, da der Absenkungstrichter ungefähr die Form einer Exponentialfunktion annimmt (z. B. KRUSEMAN & DE RIDDER, 1990).

Bekannte hydraulische Strukturen, insbesondere Anreicherungs- oder undurchlässige Aquifergrenzen (Abschn. 3.3), sind in ihrer hydraulischen Wirkung zu berücksichtigen. Hierzu legt man nach Möglichkeit eine Hauptachse der Meßanordnung auf eine Senkrechte vom Pumpbrunnen auf die hydraulische Grenze.

## **2.4 Vorversuch**

Abgesehen von Kurzpumpversuchen an Grundwassermeßstellen sollte jedem Pumpversuch ein Vorversuch vorausgehen. Dieser hat folgende Aufgaben:

1. Feststellung der Ergiebigkeit des Versuchsbrunnes
2. Beseitigung leicht lösbarer Ablagerungen im Filterbereich bzw. von Spülungsresten bei unzureichender vorhergegangener Brunnenentwicklung
3. Festlegung der Förderrate(n) für den Hauptversuch
4. Markierung von Schiebereinstellungen zur schnellen Förderateneinstellung im Hauptversuch
5. Technische Funktionsprüfung der Pumpversuchseinrichtung und der Meßeinrichtungen, insbesondere Stromversorgung, Ableitungen (Aufnahmefähigkeit), automatische Meßeinrichtungen (z. B. Pegelschreiber, Datenlogger)

Zwischen Vor- und Hauptversuch soll so viel Stillstandszeit liegen, daß sich der Grundwasserspiegel wieder auf Ruhewasserniveau einstellen kann. Erfahrungsgemäß reicht hierfür ein Zeitraum von 24 Stunden aus.

## 2.5 Hauptversuch

Während des Hauptversuches ist die ständige Überwachung von Förderrate(n) und Grundwasserspiegeln die wesentliche Voraussetzung für die spätere Auswertung. Auch wenn der Versuch nur zur globalen Abschätzung der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters (Transmissivität) dienen soll, sollte man sich nie nur auf die Messung des quasistationären Beharrungswasserspiegels am Versuchsende beschränken. Im Vergleich zu den Gesamtkosten eines Pumpversuchs ist eine umfassende Datenerhebung nur ein geringfügiger Kostenfaktor.

Für die **Wasserstandsmessungen** im Pumpbrunnen und in Grundwassermeßstellen in seiner unmittelbaren Umgebung (bis ca. 10 m) haben sich für Messungen mit dem Kabellichtlot folgende Meßzyklen bewährt:

- in der 1. Versuchsminute – alle 10 Sekunden
- bis zur 10. Minute nach Versuchsbeginn – jede Minute
- bis zur 60. Minute nach Versuchsbeginn – alle 5 Minuten
- nach der 60. Minute nach Versuchsbeginn – alle 15 Minuten.

Bei längeren Versuchen kann die Häufigkeit der Messungen weiter reduziert werden.

Für die Meßstellen in der Nähe des Pumpbrunnens ist der Einsatz von Aufzeichnungsgeräten, insbesondere Drucksonden in Verbindung mit Datenloggern, zu empfehlen. Hierdurch können Messungen in kleineren Zeitabständen als bei der Handmessung (z. B. jede Sekunde) durchgeführt werden. Dies ist besonders bei

unvollkommenen Brunnen in anisotropen bzw. geschichteten Aquiferen sinnvoll, da hier am Versuchsbeginn starke vertikale Strömungskomponenten auftreten (vgl. Abschn. 3.4).

Für weiter entfernt liegende Meßstellen können keine allgemeinen Regeln über die Meßzyklen aufgestellt werden. Diese sind auf der Grundlage eines einfachen analytischen Rechenmodells nach THEIS (1935) unter Verwendung einer Abschätzung der Aquiferparameter festzulegen. In gespannten Aquiferen mit hohen Durchlässigkeitsbeiwerten und niedrigen Speicherkoeffizienten, wie sie bevorzugt für die Trinkwassergewinnung herangezogen werden, breitet sich der Absenkungstrichter sehr schnell aus. Bei entsprechenden Förderraten können Meßstellen im Abstand von einigen 100 m schon nach wenigen Minuten auf den Pumpbeginn reagieren. Bei größeren Versuchen kann es wirtschaftlich sein, alle Meßstellen mit automatischen Registriergeräten auszustatten, um Personalkosten zu sparen. Die Funktion dieser Geräte sollte jedoch häufig überprüft werden, um erhebliche Datenverluste zu vermeiden.

Die **Förderrate** ist regelmäßig aufzuzeichnen. Eine kontinuierliche Aufzeichnung über IDM und Datenlogger oder Analogschreiber ist zu empfehlen. Bei manuellen Messungen sollten diese am Versuchsbeginn alle 15 Minuten, später einmal stündlich erfolgen.

Änderungen der Förderrate durch Einstellungen des Sperrschiebers sollen möglichst schnell (innerhalb von Sekunden) ausgeführt werden. Nachregulierungen sind zu vermeiden, um ein möglichst übersichtliches Förderregime zu erhalten, daß die spätere Auswertung erleichtert (vgl. Abschn. 2.4).

Bei jeder planmäßigen oder außerplanmäßigen Änderung der Förderrate, insbesondere auch beim Wiederanstieg nach Abschalten der Pumpe, ist das Meßprogramm entsprechend dem Versuchsbeginn durchzuführen. Bei Pumpenausfällen oder an-

deren Betriebsstörungen, insbesondere bei Langzeitversuchen ohne ständige Anwesenheit von Personal auf der Baustelle, ist diese Forderung naturgemäß nicht ideal umzusetzen. In diesen Fällen kommt der häufigen (automatisierten) Erfassung von Förderrate(n) und Wasserständen besondere Bedeutung zu.

**Leistungspumpversuche:** Brunnenverluste (anormale Filtereintrittsverluste) in Brunnen der Wassergewinnung werden routinemäßig durch Stufenpumpversuche (Leistungspumpversuche) ermittelt (CLARK, 1977, GILLBRICHT, 1995b). Bei Leistungspumpversuchen hängt die Zuverlässigkeit der Ermittlung des Brunnenverlustkoeffizienten von der Zahl der Pumpstufen ab. Nach CLARK (1977) soll die Zahl der Pumpstufen mindestens 4 betragen. Es muß jedoch berücksichtigt werden, daß die eingesetzten Pumpen nur in begrenztem Maße gedrosselt werden können, so daß sich im Regelfall eine Durchführung von mehr als 4 Pumpstufen aus technischen Gründen verbietet (vgl. Abb. 2). Jede Pumpstufe soll mindestens 2 Stunden dauern. Die letzte Stufe (mit der höchsten Förderleistung) ist entsprechend der hydrogeologischen Situation und der Bedeutung des Brunnenbauwerkes länger zu gestalten, typischerweise zwischen 24 Stunden und 14 Tagen. Sie kann in einen Langzeitversuch übergehen. Sie dient der weitergehenden Erkundung des hydraulischen Verhaltens des Aquifers.

Die Angaben des einschlägigen Lehrbuchs des Brunnenbaus (BIESKE, 1992) zur praktischen Durchführung des Leistungspumpversuchs sind abzulehnen. Die dort geforderte Erreichung eines Beharrungswasserspiegels in jeder einzelnen Pumpstufe ist für die Auswertung (Abschn. 3.5) nicht erforderlich. In einem weiträumig ausgebildeten gespannten Aquifer tritt sie ohnehin in vertretbaren Zeiträumen nicht ein. Die Beschränkung auf drei Leistungsstufen führt zu einer deutlich schlechteren Bewertbarkeit der Ergebnisse.

## 2.6 Begleituntersuchungen

Eine Vielzahl von äußeren Faktoren kann auf die Ergebnisse eines Pumpversuches einwirken. Diese äußeren Faktoren sind über die gesamte Versuchsdauer mit zu untersuchen und aufzuzeichnen.

**Oberflächengewässer**, die möglicherweise im hydraulischen Kontakt zum untersuchten Grundwasserleiter stehen, können kurzfristige (z. B. Hochwasser) oder periodische (z. B. Tide) Wasserstandsschwankungen aufweisen. Es sind daher Messungen der Wasserstände der entsprechenden Gewässer in der Umgebung des Versuchsortes durchzuführen. Der Rückgriff auf Pegel der allgemeinen Gewässerüberwachung ist wegen der morphologischen Gliederung der Gewässer im Regelfall nicht ausreichend. Es sind Zeitreihen von Wasserständen der Oberflächengewässer und der Grundwassermeßstellen außerhalb des eigentlichen Pumpversuchs zu erheben und aus diesen die natürliche Einwirkung des Oberflächengewässers auf die Grundwasserstände zu bestimmen (Abschn. 3.3). Die erforderliche Qualität der Zeitreihen hängt von der Art der Oberflächengewässer ab. In stark tidebeeinflussten Gewässern, z. B. der Unterelbe bei Hamburg, kann eine hohe Auflösung mit einem Zeitschritt von maximal 10 Minuten notwendig sein.

In gespannten Aquiferen reagieren manche Grundwassermeßstellen deutlich auf **Luftdruckschwankungen**. Dies gilt insbesondere für Kluftwasserleiter mit sehr geringen Speicherkoeffizienten. Zur Berücksichtigung dieses Einflusses sind Zeitreihen des Luftdrucks und der Grundwassermeßstellen außerhalb des eigentlichen Pumpversuchs zu erheben und aus diesen die Einwirkung des Luftdrucks auf die Grundwasserstände zu bestimmen. Im Regelfall können hierzu Daten der nächstgelegenen Station des Deutschen Wetterdienstes herangezogen werden.

In oberflächennahen Aquiferen reagieren die Grundwasserstände oft deutlich auf **Niederschläge** (aktuelle Grundwasserneubildung). Zur Berücksichtigung dieses Einflusses sind Zeitreihen des Niederschlags und der Grundwassermeßstellen außerhalb des eigentlichen Pumpversuchs zu erheben und aus diesen die Einwirkung des Niederschlags auf die Grundwasserstände zu bestimmen. Wegen der hohen örtlichen Variabilität von Niederschlägen sind hierzu lokale Daten zu erheben (Abschn. 3.8).

**Fremdbrunnen**, die aus dem untersuchten Aquifer fördern, können je nach Ihrer Förderrate und den hydraulischen Eigenschaften des Aquifers auch bei einem Abstand von mehreren Kilometern zum Versuchsbrunnen die Versuchsergebnisse beeinflussen. Da Brauchwasserbrunnen entsprechend dem Bedarf betrieben werden, erfolgen häufige Zu- und Abschaltungen, die die Auswertung erschweren (Abschn. 3.7). Soweit dies technisch und wirtschaftlich machbar ist, sollte daher der Betrieb von Fremdbrunnen während des Pumpversuchs eingestellt oder mit möglichst konstanter Förderleistung erfolgen. Dies ist aber erfahrungsgemäß in den meisten Fällen nicht möglich.

Die Förderrate derartiger Brunnen muß daher während des gesamten Versuchsablaufs mit erhoben werden. Da viele industrielle Brauchwasserbrunnen über keine geeigneten Meßeinrichtungen verfügen, können die Förderraten oft nur geschätzt werden. Der Einflußbereich der Fremdbrunnen läßt sich am besten feststellen, indem im Vorlauf zum Pumpversuch alle Grundwassermeßstellen über einige Zeit mit Pegelschreibern oder anderen Aufzeichnungsgeräten ausgestattet werden. Dieses Vorgehen hat auch den Vorteil, daß die Funktionstüchtigkeit der Geräte vor dem Versuch hinreichend überprüft wird und es nicht am ersten Versuchstag zu Datenverlusten durch Geräteausfälle kommt.

**Andere Aquifere** können auch durch insgesamt gering durchlässige Trennschichten mit dem untersuchten Aquifer hydrau-

lisch zusammenhängen (durch geologische „Fenster“ oder „Leakage“). Es müssen daher neben den Grundwassermeßstellen im untersuchten Aquifer auch vorhandene Meßstellen in über- und unterlagernden Aquiferen mit beobachtet werden. Wenn Fenster bzw. Leakage von vornherein angenommen werden, müssen solche Meßstellen ggf. für den Versuch errichtet werden.

Die **regionale Grundwasserströmung** ist das Ergebnis einer Vielzahl von Randbedingungen und Einflußfaktoren, die im Rahmen eines Pumpversuchs meist nicht vollständig erfaßt werden können. So werden die Grundwasserstände nicht nur durch die örtliche Grundwasserneubildung, sondern auch durch die Grundwasserneubildung im Oberstrom beeinflusst. Diese kann in Abhängigkeit von den Eigenschaften der Deckschichten stark von den lokalen Bedingungen am Versuchsort abweichen. Es ist daher sinnvoll, neben Grundwassermeßstellen im unmittelbaren Umfeld des Versuchsbrunnens auch vom Versuch nicht beeinflusste Grundwassermeßstellen mit zu beobachten, die ggf. Änderungen in den regionalen Verhältnissen anzeigen (MELU, 1977).



# 3

## Auswertung

### 3.1 Allgemeines

Die Auswertung von Pumpversuchen erfolgt üblicherweise mit Hilfe einfacher analytischer radialsymmetrischer Grundwasserströmungsmodelle. Für diese Modelle gibt es geschlossene Lösungen in Form von Brunnenfunktionen, die eine direkte Berechnung der Absenkung des Grundwasserspiegels in Raum und Zeit erlauben (z. B. HANSTEIN & HÖTZL, 1995).

Für die Inversion dieser Berechnung zum Zwecke der Bestimmung der hydraulischen Parameter ist eine große Zahl von Typkurvenverfahren entwickelt worden (z. B. KRUSEMAN & DE RIDDER, 1990), von denen jedoch nur wenige eine größere Bedeutung erlangt haben.

Die größte Beliebtheit, insbesondere bei nur gelegentlichen Anwendern, haben die Geradlinienverfahren. Sie gestatten eine Abschätzung der Parameter Transmissivität und Speicherkoeffizient nach dem Modell von THEIS (1935) durch Konstruktion einer Ausgleichsgeraden. Zumindest bezüglich des Parameters Transmissivität können hiermit in vielen Fällen befriedigende Ergebnisse erzielt werden.

Für umfangreichere Auswertungen bieten sich rechnerische Inversionsverfahren an, die teils den Geradlinien- und Typkurvenverfahren entsprechen, teils unmittelbar auf ihren mathematischen Basisfunktionen beruhen (LINNENBERG, 1995).

Die Auswahl eines geeigneten hydrogeologischen bzw. hydraulischen Modells für die Dateninterpretation kann im Einzelfall schwierig sein, insbesondere bei unzureichender geologischer

Vorerkundung. Nur in Einzelfällen gibt der Absenkungsverlauf während des Versuches durch charakteristisches Verhalten Anhaltspunkte für die hydraulischen Verhältnisse. **Die Auswertung sollte daher mit möglichst einfachen Ansätzen erfolgen.** Mit komplizierteren Rechenmodellen erzielt man zwar wegen der höheren Zahl von Parametern immer eine bessere Anpaßbarkeit des Modells an die Meßdaten. Dies bedeutet jedoch keineswegs eine höhere Richtigkeit der so gewonnenen Ergebnisse. Man muß stets im Auge behalten, daß alle gängigen Ansätze die Homogenität des Grundwasserleiters voraussetzen. Die realen Aquifere weisen aber immer mehr oder weniger große Inhomogenitäten in Form von Schichten, Linsen, Schrägschüttungskörpern, Gradierungen, lateralen Faziesänderungen etc. auf. Daher ist, unabhängig von versuchs- und meßtechnischen Beschränkungen, eine vollkommene Anpassung einer Modellfunktion an das Datenmaterial nicht zu erwarten.

### 3.2 Abschätzung wenig sensitiver Parameter

Bei der manuellen Auswertung von Daten mittels Geradenlinienverfahren auf halb-logarithmischem Papier sieht man den Unterschied zwischen der geringen Sensitivität des Speicherkoeffizienten im Vergleich zur Transmissivität. Die Anpassung einer Ausgleichsgeraden durch die Meßpunktschar, egal ob nach Augenmaß oder mit Hilfe eines Regressionsalgorithmus', erlaubt die Bestimmung der Lage der Geraden nur mit einer gewissen Sicherheit innerhalb einer Variationsbreite (z. B. SACHS, 1984). Eine leichte Drehung der Ausgleichsgeraden um ihren Schwerpunkt führt zu einer geringen Veränderung ihrer Steigung (lineare Teilung), aber zu einer erheblichen Änderung des Schnittpunktes mit der Zeitachse (logarithmische Teilung). Da die Transmissivität aus der Steigung der Geraden, der Speicherkoeffizient aber aus dem Schnittpunkt der Geraden mit der

Zeitachse berechnet wird, ist die Angabe der Transmissivität wesentlich sicherer als die des Speicherkoeffizienten. Zusätzliche Meßwerte, die eine geringfügige Verlagerung der Ausgleichsgeraden bewirken, haben somit kaum Einfluß auf die Transmissivität, aber eventuell einen starken auf den Speicherkoeffizienten.

Bei vielen Pumpversuchen steht die Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit (Transmissivität bzw.  $k_f$ -Wert) des Grundwasserleiters im Vordergrund. Die weiteren Parameter (Speicherkoeffizient, Leakage-Faktor etc.) dienen mehr der Statistik und haben nur geringen Einfluß auf die praktischen Entscheidungen, z. B. bei der Dimensionierung von Baugrubenwasserhaltungen. Daher müssen die Auswertungsverfahren in diesen Fällen nur im Hinblick auf die Transmissivität richtige und genaue Ergebnisse liefern.

Benötigt man jedoch Angaben zur Geschwindigkeit der Ausbildung des Absenkungstrichters (z. B. Vorlaufzeit einer Baugrubenwasserhaltung) oder zu seiner Reichweite (z. B. Beeinflussung ökologisch wertvoller Feuchtgebiete im Umfeld einer Wassergewinnung), so ist eine möglichst genaue Bestimmung weiterer Parameter erforderlich.

Hydraulische Modelle, die mehrere wenig sensitive Parameter enthalten, d. h. alle Modelle außer dem ideal gespannten Aquifer nach THEIS (1935), haben die Eigenschaft, daß bei der Auswertung von Daten einer einzelnen Meßstelle oft nur die Transmissivität bestimmt werden kann, während die weiteren Parameter fast beliebige Wertekombinationen zulassen. Bei der Auswertung nach dem Modell von THEIS (1935) bzw. den davon abgeleiteten Geradlinienverfahren ist dagegen die gemeinsame Auswertung der Meßwerte aus verschiedenen Meßstellen möglich (Auftragung der Absenkung gegen  $t/r^2$ ), die eine Absicherung des Ergebnisses für den Speicherkoeffizienten bringt.

Die übliche Vorgehensweise bei der Pumpversuchsauswertung mit manuellen und konventionellen rechnergestützten Verfahren (Abschn. 3.9) gliedert sich in zwei Schritte:

1. Bestimmung der hydraulischen Parameter aus den einzelnen Grundwassermeßstellen, getrennt nach Pumpphase und Wiederanstieg
2. Mittelung der hydraulischen Parameter (ggf. gewichtet) zur Beschreibung der durchschnittlichen Aquiferparameter.

Im Folgenden wird gezeigt, daß diese Vorgehensweise bezüglich der Transmissivität im Regelfall brauchbare, für die weniger sensitiven Parameter jedoch in vielen Fällen falsche Ergebnisse liefert.

Für das Beispiel des halbgespannten Grundwasserleiters Dalem (KRUSEMAN & DE RIDDER, 1990) ergeben sich für die Auswertung der einzelnen Meßstellen und die gemeinsame Auswertung aller Meßstellen mit dem Programm MRQPUMP (GILLBRICHT, 1995a, b) die Ergebnisse gemäß Tab. 2 und Abb. 1.

Parameter	P 30	P 60	P 90	P 120	gemeinsam	
T	2,3	2,1	1,9	2,4	2,0	* 10 <sup>-2</sup> m <sup>2</sup> /s
S	0,82	1,9	1,8	1,2	1,9	* 10 <sup>-3</sup>
c	69	4,7	2,8	1000	2,9	* 10 <sup>7</sup> s

T = Transmissivität

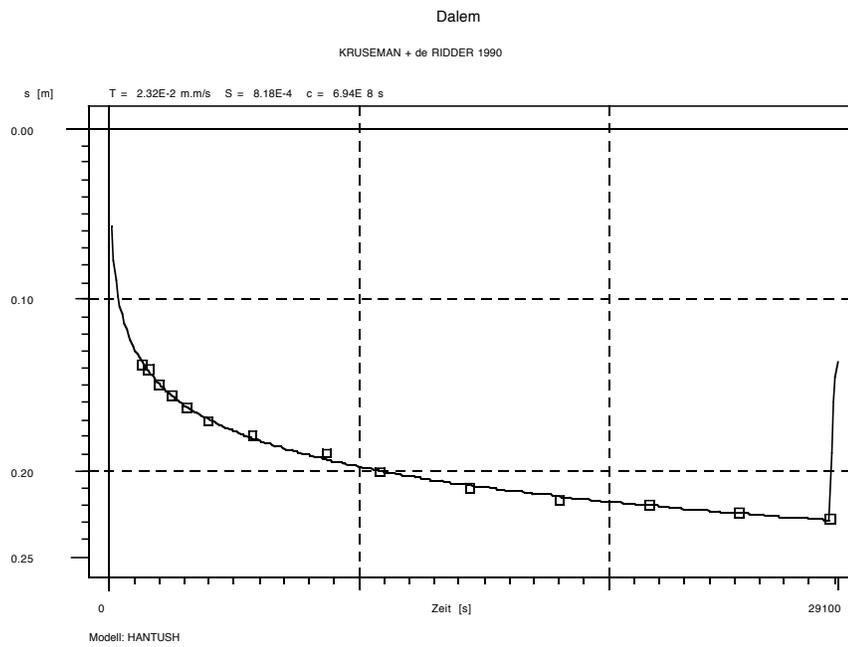
S = Speicherkoeffizient

c = inverser Leakagekoeffizient

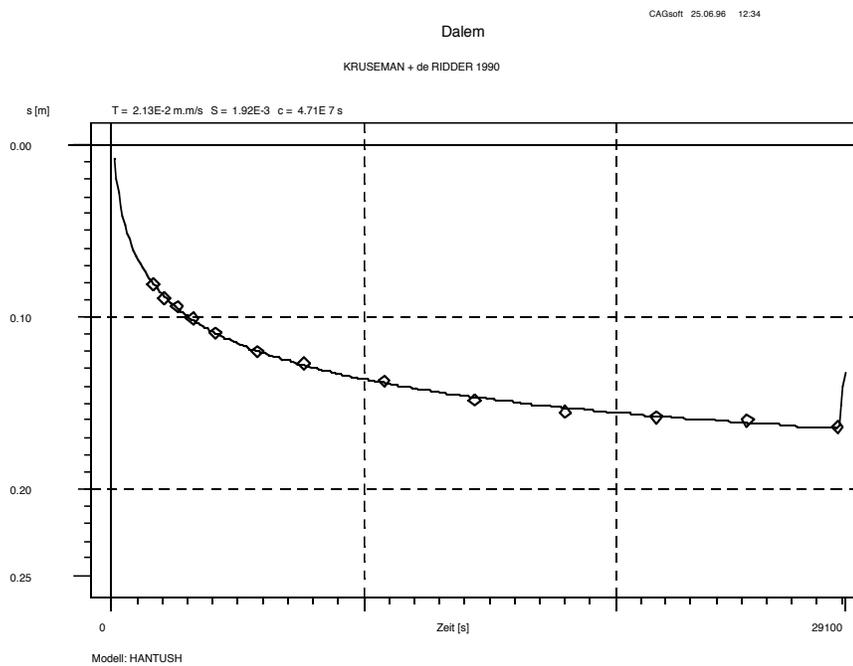
P 30, P 60, P 90, P 120: Meßstellenbezeichnungen, Pegelbrunnen im Abstand von 30, 60, 90 und 120 m zum Pumpbrunnen

**Tab. 2:** Auswertung des Pumpversuchs „Dalem“ (KRUSEMAN & DE RIDDER, 1990)

a)



b)



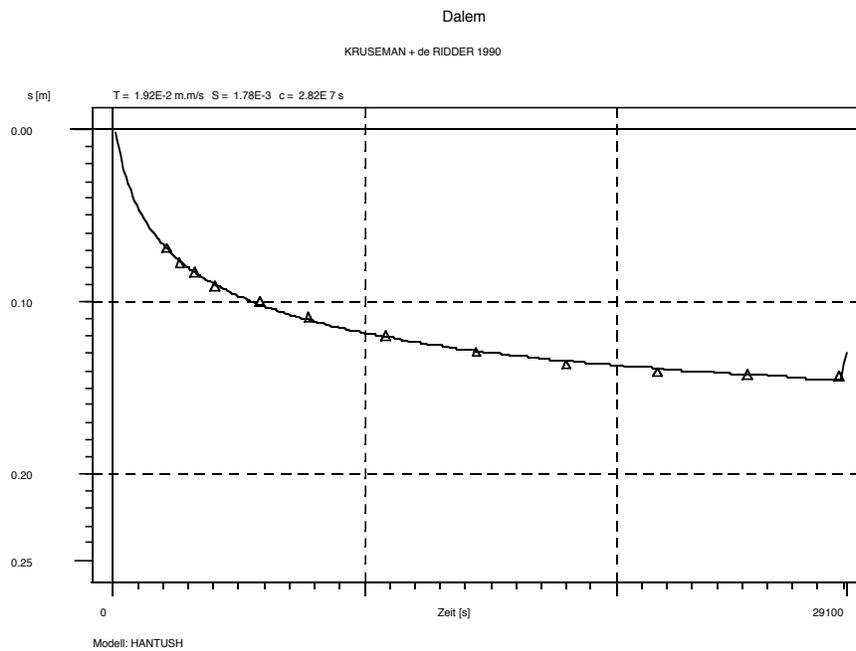
**Abb. 1:** Auswertung des Pumpversuchs „Dalem“

(KRUSEMAN & DE RIDDER, 1990)

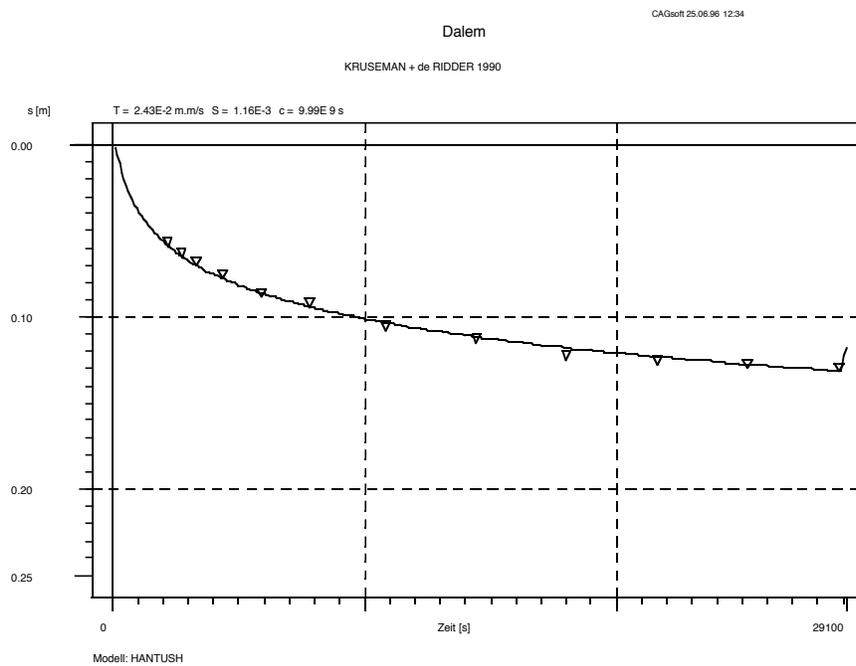
a) Meßstelle P 30 (30 m vom Versuchsbrunnen)

b) Meßstelle P 60 (60 m vom Versuchsbrunnen)

c)



d)



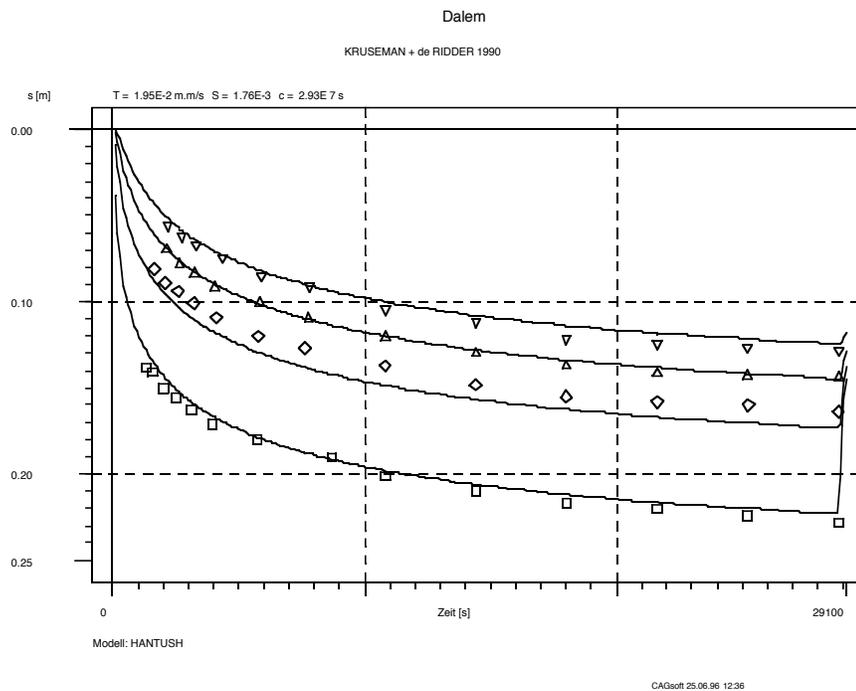
**Abb. 1:** Auswertung des Pumpversuchs „Dalem“

(Forts.) (KRUSEMAN & DE RIDDER, 1990)

c) Meßstelle P 90 (90 m vom Versuchsbrunnen)

d) Meßstelle P 120 (120 m vom Versuchsbrunnen)

e)



**Abb. 1:** Auswertung des Pumpversuchs „Dalem“  
(Forts.) (KRUSEMAN & DE RIDDER, 1990)  
e) gemeinsame Auswertung aller Meßstellen

Es zeigt sich, daß die Transmissivitätswerte der Einzelberechnungen in einem engen Wertebereich liegen. Das Ergebnis der gemeinsamen Auswertung liegt innerhalb dieses Bereiches, ist jedoch nicht das arithmetische Mittel der Einzelwerte.

Für die weniger sensiblen Parameter Speicherkoeffizient und inverser Leakagekoeffizient ergeben sich erheblich größere Wertestreuungen bei den Ergebnissen der Einzelauswertungen. Die Ergebnisse der gemeinsamen Auswertung liegen am Rande der Wertebereiche der Einzelergebnisse. Eine Mittelwertbildung aus den Einzelwerten würde demnach, insbesondere für den inversen Leakagekoeffizienten, ein falsches Ergebnis liefern.

Bei dem Beispiel Dalem handelt es sich um einen einstufigen Pumpversuch. Man könnte also vermuten, daß die Interpretation

bei mehrstufiger Versuchsdurchführung (Stufentest) nach dem Prinzip der Signalstapelung besser wird.

Für das Beispiel des Stufentests „Leistung“ in einem ebenfalls halbgespannten Grundwasserleiter (GILLBRICHT, 1995b) ergeben sich für die Auswertung der einzelnen Meßstellen und die gemeinsame Auswertung aller Meßstellen die Ergebnisse gemäß Tab. 3 und Abb. 2.

Parameter	III	AB	gemeinsam	
T	5,6	5,6	3,9	$* 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$
S	0,047	0,90	2,9	$* 10^{-3}$
c	410	24	2,7	$* 10^6 \text{ s}$

T = Transmissivität

S = Speicherkoeffizient

c = inverser Leakagekoeffizient

III: Versuchsbrunnen

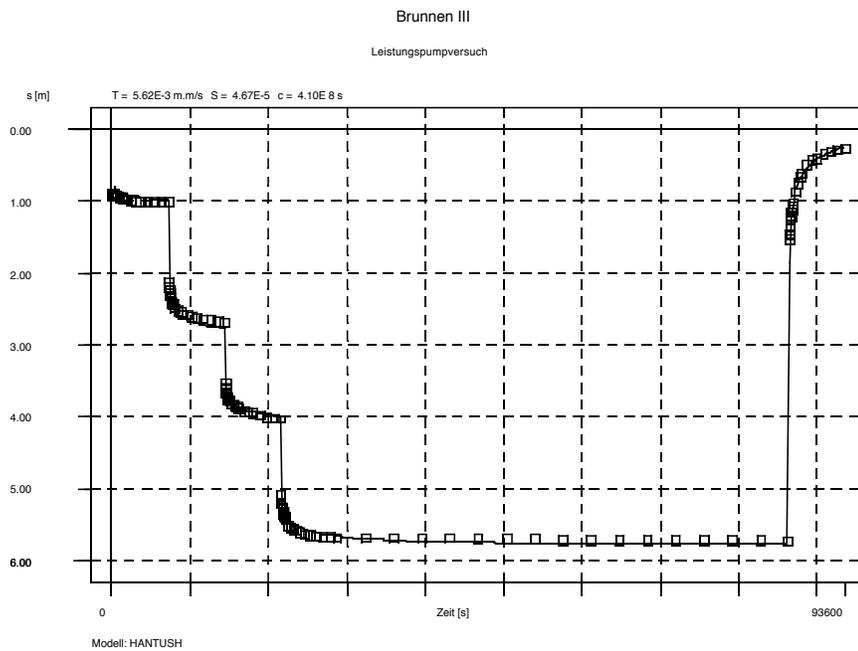
AB: verfiltrierte Aufschlußbohrung ca. 7 m vom Versuchsbrunnen

**Tab. 3:** Auswertung des Pumpversuchs „Leistung“

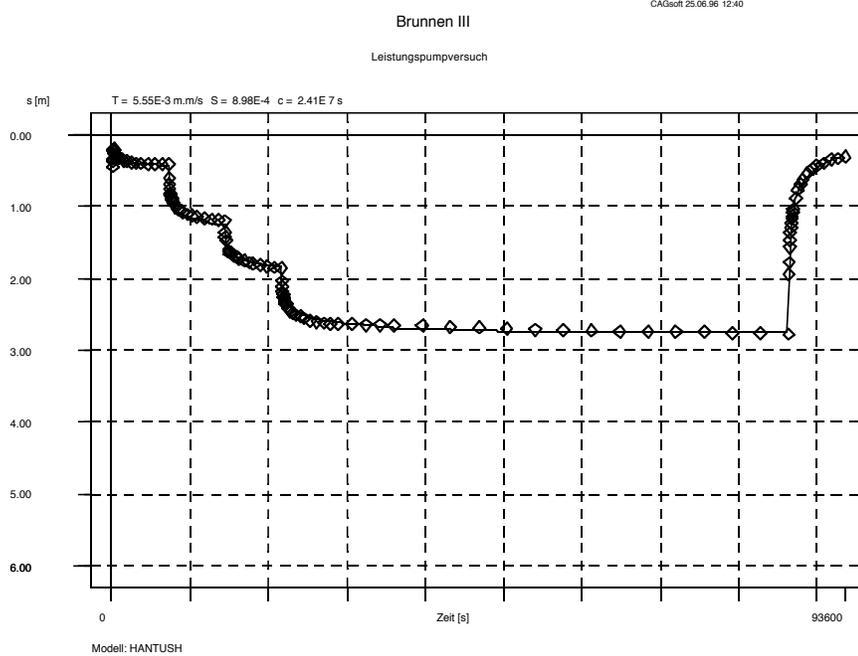
Es zeigt sich, daß die Transmissivitätswerte der Einzelberechnungen in einem engen Wertebereich liegen. Das Ergebnis der gemeinsamen Auswertung liegt außerhalb dieses Bereiches, aber in derselben Größenordnung.

Für die weniger sensitiven Parameter Speicherkoeffizient und inverser Leakagekoeffizient ergeben sich erheblich größere Wertestreuungen bei den Ergebnissen der Einzelauswertungen. Die Ergebnisse der gemeinsamen Auswertung liegen außerhalb der Wertebereiche der Einzelergebnisse. Eine Mittelwertbildung aus den Einzelwerten würde ein falsches Ergebnis liefern, da mit

a)



b)

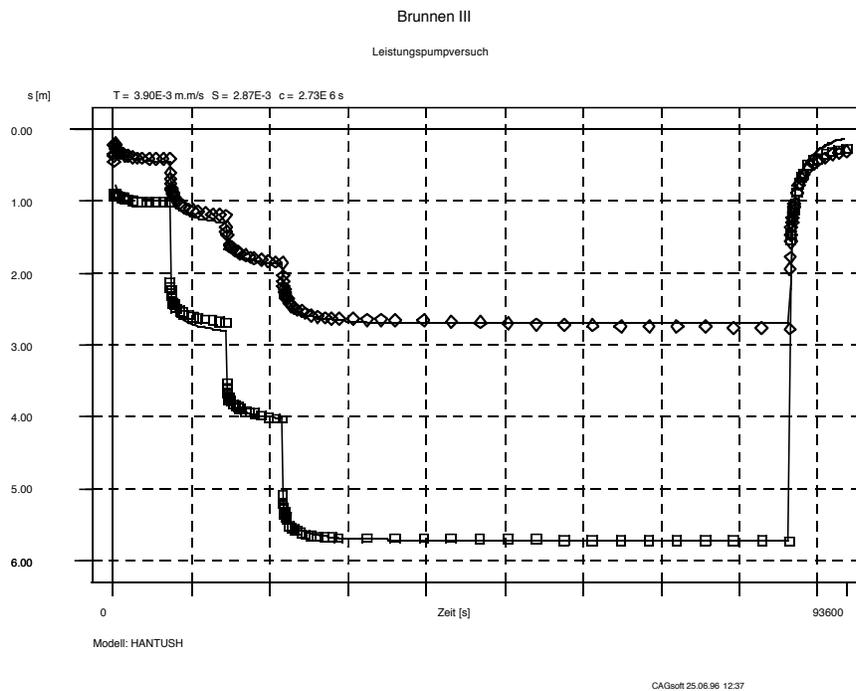


CAGsoft 25.06.96 12:40

CAGsoft 25.06.96 12:41

**Abb. 2:** Auswertung des Pumpversuchs „Leistung“  
a) Meßstelle Brunnen III (Versuchsbrunnen)  
b) Meßstelle AB (7 m vom Versuchsbrunnen)

c)



**Abb. 2:** Auswertung des Pumpversuchs „Leistung“  
(Forts.) c) gemeinsame Auswertung beider Meßstellen

diesen „mittleren“ Parameterwerten nicht die Meßwerte an beiden Meßstellen hinreichend genau reproduziert werden können. Da der Brunnen nicht vollkommen ausgebaut ist, wären für eine genaue Bestimmung der Aquiferparameter weitere Meßstellen in größeren Abständen vom Pumpbrunnen erforderlich gewesen.

Bei den vorgestellten Beispielen handelt es sich um reale Pumpversuche. Man könnte also annehmen, daß die Probleme bei der Interpretation auf Abweichungen der realen Aquiferverhältnisse von den vereinfachenden Annahmen der für die Auswertung benutzten analytischen Modelle beruhen. Beim Beispiel „Leistung“ könnten außerdem Brunneneffekte (Brunnenverluste, Unvollkommenheit des Ausbaus) im Brunnen/Pegel „III“ eine Rolle spielen, obwohl die Auswertung (Abb. 2a) hierfür keine konkreten Hinweise gibt.

Zum Abschluß dieses Abschnittes soll daher ein synthetischer Datensatz vorgestellt werden, der mit demselben Algorithmus nach HANTUSH (1964) generiert wurde, der zur Auswertung verwendet wird. Es handelt sich um das Modell eines anisotropen Aquifers, in dem ein Pumpversuch mit einem unvollkommen ausgebauten Brunnen durchgeführt wird. Der Aquifer hat eine Mächtigkeit von 10 m. Das Filter des Pumpbrunnens befindet sich in den untersten 2 m des Aquifers. Die Filter der Grundwassermeßstellen P 1 und P 2 befinden sich bei 1–2 m unter Aquiferoberkante im Abstand von 3 bzw. 10 m vom Pumpbrunnen.

Für dieses Beispiel ergeben sich für die Auswertung der einzelnen Meßstellen und die gemeinsame Auswertung aller Meßstellen die Ergebnisse gemäß Tab. 4 und Abb. 3.

Parameter	P 1	P 2	gemeinsam	Vorgabe	
T	1,0	0,99	1,0	1,0	$* 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$
S	13	2,2	1,0	1,0	$* 10^{-4}$
$k_z/k_r$	1,9	0,29	0,10	0,10	

T = Transmissivität

S = Speicherkoeffizient

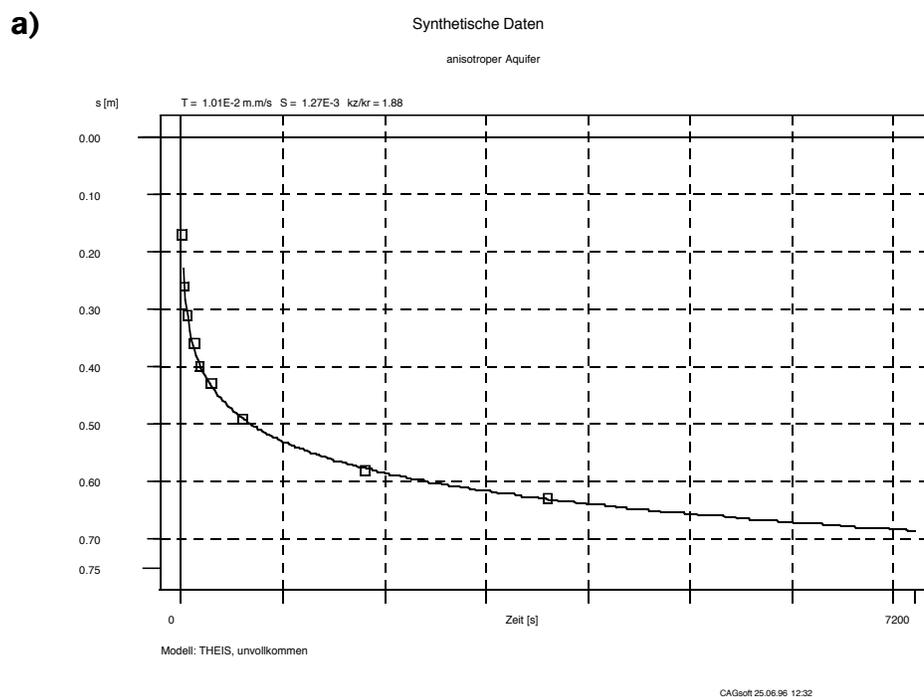
$k_z/k_r$  = Anisotropiefaktor, vertikaler/horizontaler Durchlässigkeitsbeiwert

**Tab. 4:** Auswertung synthetischer Daten, anisotroper Aquifer nach der Theorie von HANTUSH (1964)

Es zeigt sich, daß die Transmissivitätswerte der Einzelberechnungen und der gemeinsamen Auswertung in einem engen Wertebereich liegen, der dem vorgegebenen Wert von  $1 * 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$  entspricht.

Dagegen ergeben sich für die weniger sensitiven Parameter Speicherkoeffizient und Anisotropie-Faktor große Wertestreuungen bei den Ergebnissen der Einzelauswertungen. Die Ergebnisse der gemeinsamen Auswertung liegen außerhalb der Wertebereiche der Einzelergebnisse und entsprechen den vorgegebenen Werte von  $1 \cdot 10^{-4}$  für den Speicherkoeffizienten bzw. 0,10 für den Anisotropie-Faktor. Eine Mittelwertbildung aus den Einzelwerten würde demnach auch hier ein falsches Ergebnis liefern.

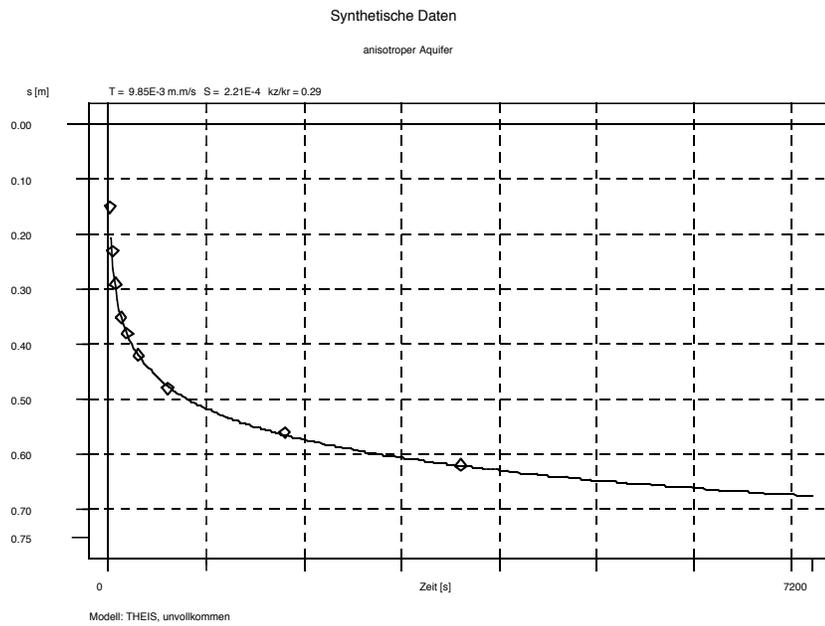
Es zeigt sich also, daß sowohl bei realen als auch synthetisch erzeugten Beispieldaten die Auswertung einzelner Meßstellen regelmäßig ungenaue oder falsche Ergebnisse für die wenig sensitiven Parameter liefert. Hierbei ist es unerheblich, ob die Auswertung manuell über Typkurvenverfahren oder rechnerge-



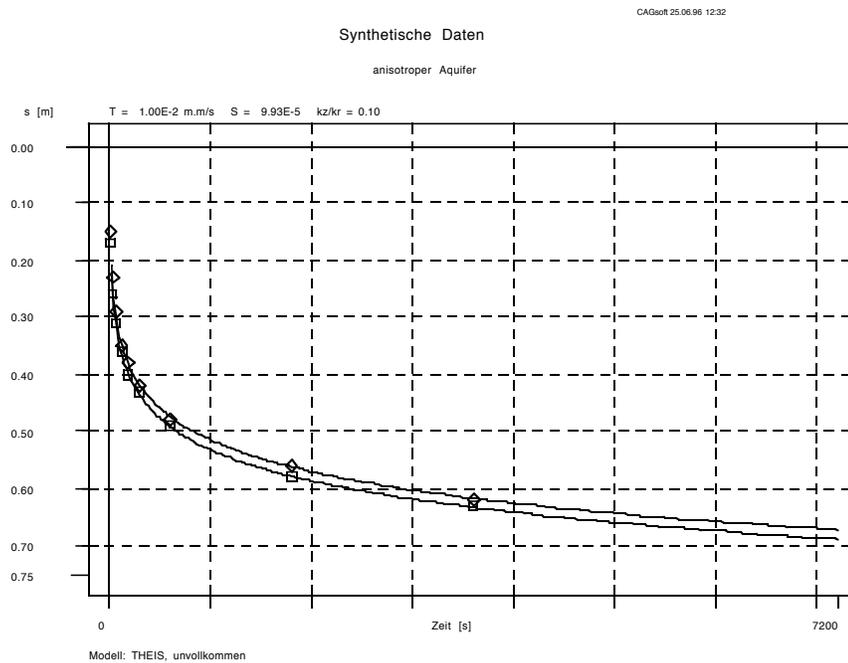
**Abb. 3:** Auswertung eines Pumpversuchs in einem anisotropen Aquifer mit unvollkommenem Brunnen und unvollkommenen Meßstellen (synthetische Daten)

a) Meßstelle P 1 (3 m vom Versuchsbrunnen)

b)



c)



**Abb. 3:** Auswertung eines Pumpversuchs in einem anisotropen Aquifer mit unvoll-  
(Forts.) kommenem Brunnen und unvollkommenen Meßstellen (synthetische Daten)  
b) Meßstelle P 2 (10 m vom Versuchsbrunnen)  
c) gemeinsame Auswertung aller Meßstellen

stützt über Parameteroptimierungsalgorithmen erfolgt. Diese Feststellung steht in Übereinstimmung mit den Untersuchungen von MOENCH (1994) für ungespannte Grundwasserleiter nach dem Neuman-Modell (NEUMAN, 1972, 1974).

Es ist also folgende Regel aufzustellen:

**Für die Bestimmung der wenig sensitiven Aquifer-Parameter Speicherkoeffizient, Leakage-Faktor, Anisotropie-Faktor und ggf. weitere müssen Meßwerte aus mehreren Grundwassermeßstellen vorliegen. Diese müssen gemeinsam ausgewertet werden.**

Eine solche Auswertung ist nicht manuell, sondern nur rechnergestützt möglich (Abschn. 3.9).

Die Transmissivität ist in den meisten Fällen auch aus den Meßdaten einzelner Meßstellen mit hinreichender Genauigkeit berechenbar und damit mit manuellen Verfahren bestimmbar, soweit keine zusätzlichen Komplizierungen (z. B. mehrstufige Versuchsdurchführung) vorliegen.

Wenn die gemeinsame Auswertung keine physikalisch bzw. hydrogeologisch sinnvollen Ergebnisse liefert oder die Funktionsanpassung für einen Teil der Meßstellen unbefriedigend bleibt, ist das gewählte Rechenmodell für die Auswertung ungeeignet. Möglicherweise weist der Aquifer Heterogenitäten auf, die eine Auswertung mit analytischen Modellen grundsätzlich unmöglich machen. In einem solchen Fall führt der Übergang zur Einzelauswertung der Meßstellen weder zu einer Verbesserung der Ergebnisse noch zu einem besseren Verständnis des Aquifers. Die so gewonnenen Rechenergebnisse sind irreführend.

### 3.3 Hydraulische Ränder

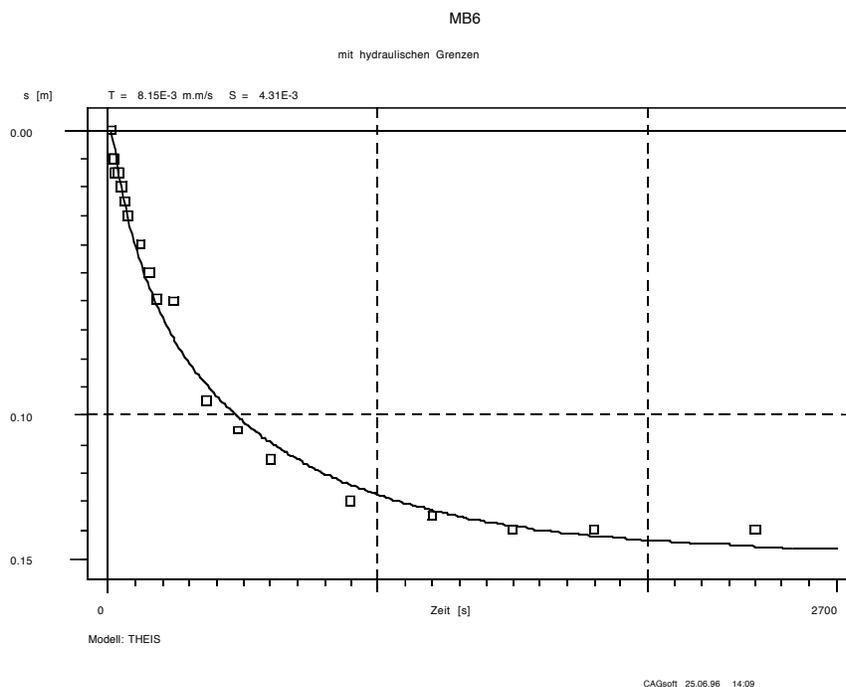
Im Regelfall sind hydraulische Ränder als hydrogeologische Randbedingungen des Systems bekannt, auch wenn im Einzelfall ihre genaue Lage im Untersuchungsgebiet nicht bestimmt ist. Es sind folgende Typen von Rändern zu unterscheiden:

1. Anreicherungsgrenze: Oberflächengewässer mit hydraulischem Kontakt zum Aquifer; Aquiferbereiche mit sehr stark erhöhter hydraulischer Leitfähigkeit, z. B. mit grobem Material verfüllte Rinnenstrukturen innerhalb sandiger Aquifere
2. Dichter Rand: physische Grenze des Aquifers, z. B. Talrand mit angrenzendem Festgestein
3. Teilanreicherungsgrenze: Aquiferbereich mit deutlich erhöhter hydraulischer Leitfähigkeit, z. B. aus grobem Material bestehende Rinnenablagerungen innerhalb feiner sandiger Flußablagerungen, aber nicht so hoch durchlässig wie bei Typ 1
4. Teildurchlässiger Rand: Aquiferbereich mit deutlich erniedrigter hydraulischer Leitfähigkeit, z. B. aus feinem Material bestehende Altarmablagerungen innerhalb gröber sandiger Flußablagerungen.

Die Berücksichtigung hydraulischer Ränder bei der Auswertung von Pumpversuchen führt bei manuellen Auswertungsverfahren in den meisten Fällen zu komplizierten und damit unhandlichen Verfahren (z. B. KRUSEMAN & DE RIDDER, 1990: 109 ff.). Nur für den Fall einer einfachen hydraulischen Grenze 1. oder 2. Typs, einem einzelnen Pumpbrunnen und einer einzelnen Meßstelle ist die Auswertung nach dem Typkurvenverfahren nach STALLMAN (1962) (vgl. LANGGUTH & VOIGT, 1980, HANSTEIN & HÖTZL, 1995) möglich. Für komplexere Systeme sind nur rechnergestützte Auswertungsverfahren nach der Spiegelbrunnenmethode zu empfehlen (GILLBRICHT, 1995a, b).

Bei den Typen 3 und 4 ist dringend darauf hinzuweisen, daß Meßstellen jenseits der Grenze nicht mit ausgewertet werden dürfen, obwohl sie durch den Pumpversuch beeinflusst werden. Dies ist leicht einzusehen, wenn man sich klarmacht, daß sich um die virtuellen Spiegelbrunnen jenseits des Randes rechnerisch Absenkungstrichter bzw. Aufstauhügel ausbilden, die mit der physischen Realität in diesem Bereich nichts zu tun haben.

In Abb. 4 ist die Auswertung eines Pumpversuchs mit zwei parallelen hydraulischen Anreicherungsgrenzen (Oberflächen-gewässer) dargestellt. Grundsätzlich ergibt eine solche Konstellation unendlich viele virtuelle Brunnen. Im vorliegenden Fall kann jedoch gezeigt werden, daß weitere virtuelle Brunnen, die in größeren Abständen anzusetzen wären, keinen wesentlichen Beitrag zur Gesamtabenkung leisten. Die Zahl der erforder-



**Abb. 4:** Auswertung des Pumpversuchs „MB6“ mit zwei hydraulischen Rändern (4 virtuelle Brunnen) (GILLBRICHT, 1995a)

lichen Spiegelbrunnen muß in vergleichbaren Fällen durch schrittweises Hinzufügen weiterer Brunnen erprobt werden. Dies kann ggf auch durch einen geeigneten Algorithmus automatisch erfolgen (z. B. CLARKE, 1988).

### 3.4 Anisotrope Aquifere

Es sind zwei Typen von Anisotropien zu unterscheiden:

1. Horizontale Anisotropie, d. h. unterschiedliche Durchlässigkeitsbeiwerte in Abhängigkeit von der Himmelsrichtung,
2. Vertikale Anisotropie, d. h. unterschiedliche Durchlässigkeitsbeiwerte in der vertikalen gegenüber der horizontalen Richtung.

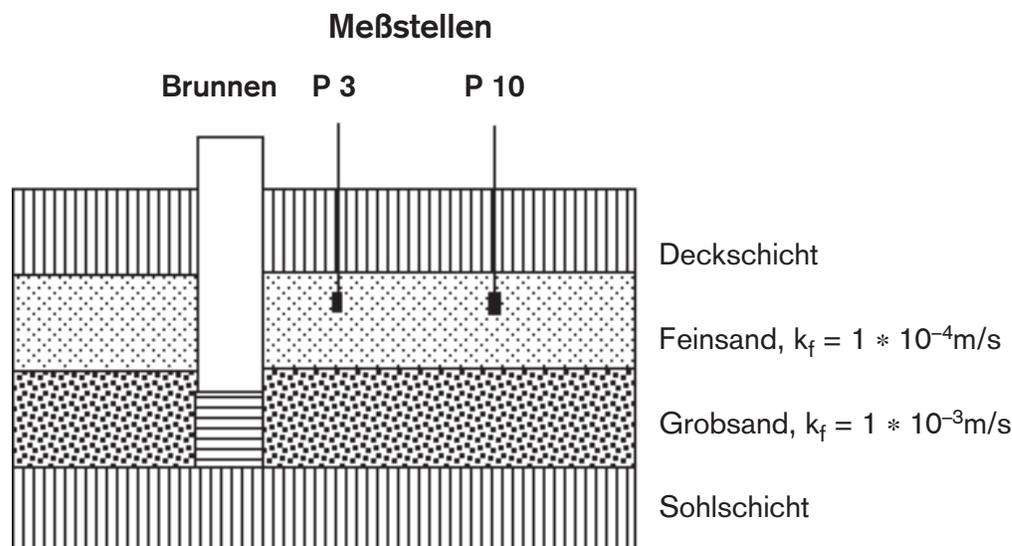
In Porengrundwasserleitern sind **horizontale Anisotropien** nur in Ausnahmefällen zu erwarten (z. B. QUIÑONES-APONTE, 1989). Im Falle unterschiedlichen Absenkungsverhaltens von Grundwassermeßstellen in verschiedenen Richtungen vom Pumpbrunnen aus ist dieser Effekt im Regelfall auf Heterogenitäten des Aquifers und nicht auf Anisotropie zurückzuführen. Soweit eine Auswertung der Daten mit einem Rechenverfahren mit der Anisotropieannahme (z. B. Tensor 2D, MASLIA & RANDOLPH, 1987; BOHLING & McELWEE, 1992) zu einem gut angepaßten Modell führt, handelt es sich wahrscheinlich um eine physikalisch nicht begründete zufällig befriedigende Beschreibung der Meßdaten. Die so bestimmten Aquiferparameter sind nicht vertrauenswürdig. Eine Extrapolation ist daher ohne weitergehende Modellvalidierung nicht zulässig.

In Kluftgrundwasserleitern dagegen, die häufig durch ein orthogonales Hauptkluftsystem gekennzeichnet sind, können ausgeprägte Anisotropieeffekte auftreten. Die physikalische Basis hierfür ist der unterschiedliche Durchtrennungsgrad, die unter-

schiedliche mittlere Kluftöffnungsweite und die unterschiedliche Kluftanzahl der beiden Hauptkluftscharen. Soweit der Aquifer insgesamt stark geklüftet und damit die Anwendung von äquivalenten Porengrundwassermodellen zulässig ist, lassen sich in derartigen Systemen brauchbare Auswertungsergebnisse auf der Basis von Anisotropieansätzen erwarten.

Das Modell der **vertikalen Anisotropie** nach HANTUSH (1964), das in Abschnitt 3.2 für das synthetische Aquifermodell (Abb. 3) verwendet wurde, geht von einem homogenen Aquifer aus. Diese Annahme ist im Regelfall nicht realistisch. Die makroskopische vertikale Anisotropie von Porengrundwasserleitern beruht auf ihrem geschichteten Aufbau, d. h. physikalisch auf Heterogenität. Gut anwendbar ist ein solches Modell für relativ fein und regelmäßig geschichtete Systeme, z. B. Wechsellagerungen von Fein- und Mittelsanden im Zentimeter- bis Dezimeterbereich. In der Praxis werden unvollkommene Brunnen aber oft in Aquiferen eingesetzt, die eine großskaligere Schichtung aufweisen, z. B. einen feinkörnigeren höheren Teil und einen grobkörnigeren basalen Teil. In solchen Fällen werden die Filterstrecken von Wassergewinnungsbrunnen bevorzugt in die besser durchlässigen Schichten eingebaut. Grundwassermeßstellen sind dagegen aus Kostengründen oft mit kurzen Filterstrecken im höheren Teil des Aquifers ausgestattet (Abb. 5). Bei derartigen Konfigurationen sind Auswertungen mit dem Anisotropieansatz problematisch und können zu fehlerhaften oder ungenauen Aquiferparametern führen. Es kann mit Hilfe radialsymmetrischer numerischer Grundwasserströmungsmodelle (z. B. RUTLEDGE, 1991) gezeigt werden, daß in deutlich geschichteten Aquiferen die mit Hilfe eines Auswertungsmodells nach HANTUSH (1964) bestimmte scheinbare Transmissivität nur die vom Brunnen erfaßte hoch durchlässige Schicht repräsentiert. Der ermittelte Anisotropiefaktor ist physikalisch sinnlos. Insgesamt ergibt dieses Modell jedoch bezüglich Transmissivität und Speicherkoeffizient richtigere Werte als eine Auswertung derselben Daten nach dem Modell von THEIS (1935). Mit diesem ist

keine befriedigende Erklärung der Meßdaten möglich (Tab. 5, Abb. 6). An diesem Beispiel ist zu beachten, daß für die Analyse geschichteter bzw. anisotroper Aquifere die Daten vom Versuchsbeginn von besonderer Bedeutung sind, da sich wegen des unvollkommenen Ausbaus des Brunnens gerade am Anfang des Pumpens sehr starke vertikale Strömungskomponenten in Brunnennähe einstellen, die für die Charakterisierung der hydraulischen Eigenschaften des Aquifers wesentlich sind. Für derartige Versuche ist daher eine Meßdatenerfassung im Sekundenzyklus zu empfehlen.



**Abb. 5:** Schematischer Schnitt des Aquifers, der zur Erzeugung der synthetischen Meßwerte für Tab. 5 und Abb. 6 verwendet wurde

Grundwassermeßstellen in größeren Abständen vom unvollkommenen Pumpbrunnen zeigen auch in geschichteten Aquifern ein hydraulisches Verhalten, das einem homogenen Aquifer entspricht (Abb. 6: Meßstelle P 100 in 100 m Abstand vom Pumpbrunnen). Es erfolgt horizontale Anströmung des Brunnens über die gesamte Aquifermächtigkeit ohne relevante vertikale Strö-

mungskomponenten. Damit ist die Auswertung nach THEIS (1935) bzw. davon abgeleiteten Geradlinienverfahren zulässig. Für die meisten Anwendungsfälle wird als hinreichender Abstand die zweifache Aquifermächtigkeit angesehen.

Grundsätzlich sollte bei der Verwendung eines physikalisch nur bedingt zutreffenden Modells entsprechend der Eichung von numerischen Grundwassermodellen (Abschn. 4.1) zusätzlich eine Modellvalidierung erfolgen, um die Extrapolierbarkeit der Ergebnisse abzusichern.

Parameter	THEIS (1935)	HANTUSH (1964)	Modell (Vorgabe)	
T	7,0	4,9	5,5	$\cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$
S	1,1	1,2	1,0	$\cdot 10^{-4}$
$k_z/k_r$	—	0,77	0,36 *)	

T = Transmissivität

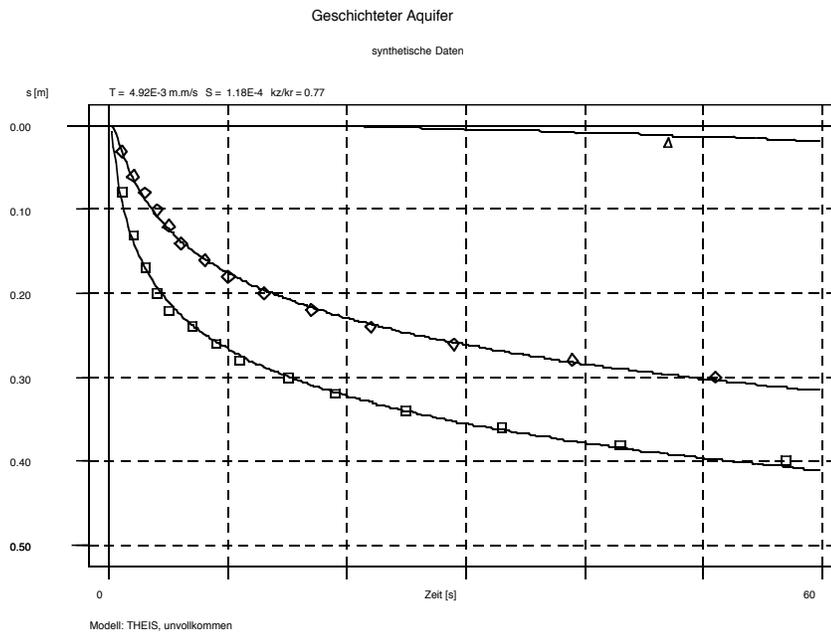
S = Speicherkoeffizient

$k_z/k_r$  = Anisotropiefaktor, vertikaler/horizontaler Durchlässigkeitsbeiwert

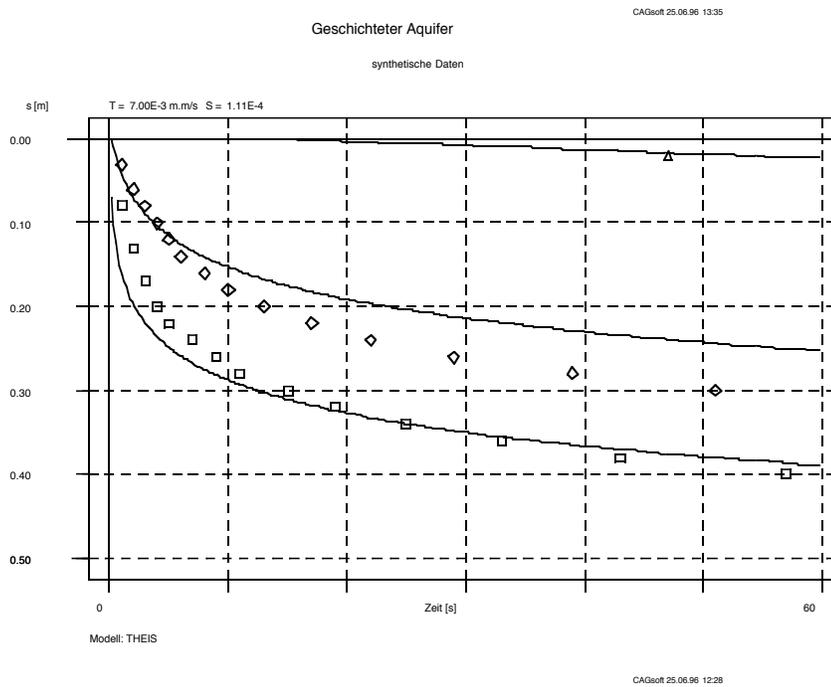
\*) Äquivalentwert über die gesamte Aquifermächtigkeit

**Tab. 5:** Auswertung synthetischer Daten, geschichteter Aquifer gemäß Abb. 5, gemeinsame Auswertung aller Meßstellen nach den Ansätzen von THEIS (1935) und HANTUSH (1964)

a)



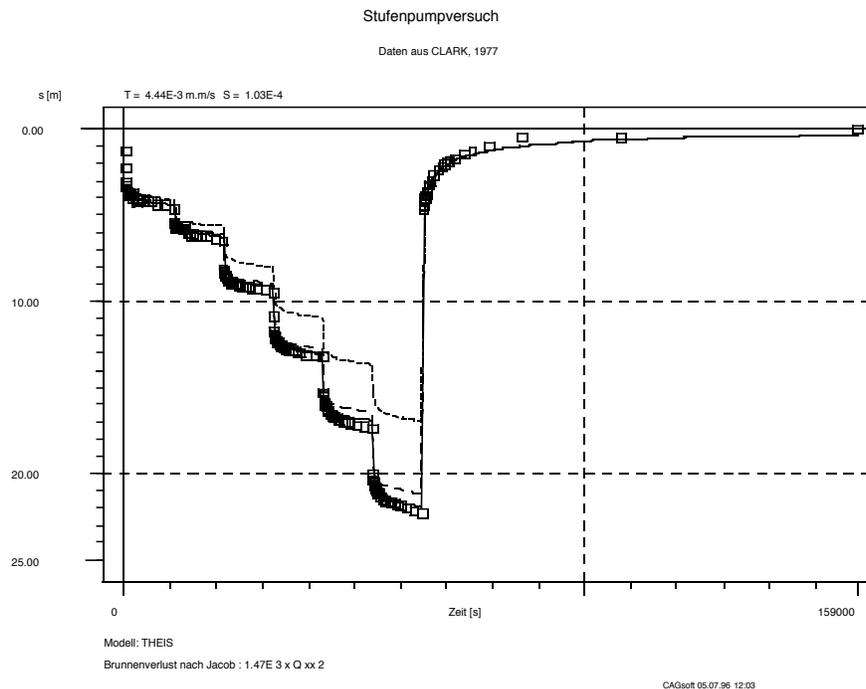
b)



**Abb. 6:** Auswertung eines Pumpversuchs in einem geschichteten Aquifer mit unvollkommenem Brunnen und unvollkommenen Meßstellen (synthetische Daten)  
 a) gemeinsame Auswertung aller Meßstellen nach HANTUSH (1964)  
 b) gemeinsame Auswertung aller Meßstellen nach THEIS (1935)

### 3.5 Brunnenverluste

Leistungspumpversuche gemäß Abschn. 2.5 erlauben eine gleichzeitige Abschätzung der Aquiferparameter und der Brunnenverluste (Abb. 7). Hierbei ist jedoch zu bedenken, daß die wenig sensitiven hydraulischen Parameter aus den Messungen nur im gepumpten Brunnen nicht zuverlässig bestimmt werden können (Abschn. 3.2). Nur die Transmissivität kann hier als zuverlässig bestimmbar gelten.



**Abb. 7:** Auswertung eines Leistungspumpversuchs mit 6 Pumpstufen (Daten aus CLARK, 1977)

Im Fachschrifttum werden nur wenige Anhaltspunkte für akzeptable Brunnenverlustkoeffizienten nach JACOB angegeben. Im allgemeinen wird auf die Angaben von WALTON (1962) zurückgegriffen. Er gibt für funktionstüchtige Brunnen einen Wert von

$C \leftarrow 2000 \text{ s}^2/\text{m}^5$  an. Bei Werten von 2000 bis 4000  $\text{s}^2/\text{m}^5$  handelt es sich um schwache Brunnenverluste, über 4000  $\text{s}^2/\text{m}^5$  um erhebliche. Brunnen mit einem Brunnenverlustkoeffizienten  $C > 16000 \text{ s}^2/\text{m}^5$  gelten als so schwer beschädigt, daß der Erfolg von Regenerierungsmaßnahmen fragwürdig ist.

Bei Grundwassermeßstellen werden entsprechende Versuche jedoch im Regelfall nicht ausgeführt. Dabei besteht gerade bei diesen eine hohe Wahrscheinlichkeit für Mängel im Filterbereich (z. B. SMITH, 1995), da

- sie gelegentlich auch in sehr feinkörnigen Schichten eingebaut werden,
- keine Siebanalysen des Bodens für die Festlegung der Filterkiesschüttung angefertigt werden,
- oft nicht einmal eine qualitative Abstimmung des Filterkorns auf die Bodenarten erfolgt,
- Tonsperren manchmal unmittelbar oberhalb des Filters eingebaut werden und durch Setzungen im Filterkies vor das Filter gelangen,
- durch die langen ungenutzten Standzeiten der Meßstellen Ablagerungen (einschließlich mikrobiologischer Rasen) im Filter und in der Filterkiesschüttung Zeit haben, sich anzusammeln und ggf. zu verhärten,
- die Förderraten üblicherweise so gering sind (unter  $5 \text{ m}^3/\text{h}$ ), daß während des Abpumpens keine Mobilisierung von Ablagerungen erfolgt, die Filterschlitze oder Filterkies verstopfen,
- sie zum Teil in chemisch instabilen oder aggressiven Grundwässern ausgebaut sind, die das Filtermaterial angreifen oder spezielle Ausfällungen bilden.

Bei den üblichen niedrigen Förderraten beim Abpumpen von Grundwassermeßstellen treten jedoch im Regelfall keine auffälligen durch Filtereintrittsverluste bedingte zusätzlichen Absenkungen auf. Mängel am Filter können daher aus den Pumpversuchsdaten nicht erkannt werden.

### 3.6 Gruppenpumpversuche

Bei größeren Planungsmaßnahmen, z. B. für ein Großwasserwerk, werden neben Pumpversuchen an Einzelbrunnen auch Gruppenpumpversuche mit mehreren Brunnen ausgeführt. Diese dienen als Langzeitpumpversuch (DVGW, 1994) neben der Ermittlung der hydraulischen Parameter auch zur Bestimmung hydrologischer Faktoren, z. B. der Grundwasserneubildung und damit des voraussichtlichen Einzugsgebietes der Wasserfassung. Außerdem geben sie einen Eindruck von der Reichweite des durch die künftige Wasserentnahme bedingten Absenkungstrichters. Derartige Großversuche sind besonders gut geeignet, um numerische Modelle zu eichen.

Kleine Gruppenpumpversuche erfolgen im Bereich der Sanierungsplanung in Form von „Two-well-tests“ oder „Dubletten-tests“, bei denen das geförderte Wasser (ggf. nach einer geeigneten Aufbereitung) über Schluckbrunnen wieder versickert wird. Diese Anordnung wird im Dauerbetrieb für hydraulische Sanierungen („pump and treat“, Konzept der Sanierungsinsel) und mikrobiologische In-situ-Sanierungen verwendet. Der Versuch ist also eine realistische Basis für die Verfahrensplanung. Außerdem vermeidet er die Entsorgung größerer Mengen kontaminierten Wassers, die die Versuchsdurchführung technisch und wirtschaftlich erschweren kann.

Die Auswertung derartiger Versuche erfolgt entsprechend Abschn. 3.3 mittels rechnergestützter Verfahren. In einigen Lehrbüchern wird noch die Ersatzbrunnenmethode beschrieben, bei der die Brunnengruppe durch einen Ersatzbrunnen im geometrischen Förderschwerpunkt der Gruppe ersetzt wird, dem die Gesamtförderung der Brunnengruppe zugewiesen wird (z. B. HERTH & ARNDTS, 1985). Diese Vorgehensweise kann für spezielle Fälle, insbesondere Baugrubenwasserhaltungen, eine hinreichende Näherung sein. Für die Auswertung von Pumpversuchen an typischen Grundwasserfassungen, deren Brunnenreihen sich über

hunderte von Metern bis einige Kilometer Länge erstrecken, ist es unbrauchbar. Für „Two-well-tests“ mit Schluckbrunnen ist es völlig wertlos, da die Gesamtförderrate aus dem System null be­ trägt.

### **3.7 Störungen durch fremde Brunnen**

Störungen durch fremde Brunnen, insbesondere gewerblich in­ dustrielle Wassergewinnungen, sind bei Pumpversuchen in regio­ nalen Hauptgrundwasserleitern nicht ungewöhnlich (Abschn. 2.6).

Bei der Auswertung stellen sich die häufigen Änderungen der Förderraten, insbesondere Zu- und Abschaltungen, als Problem dar, da sie als „Rauschen“ über dem auszuwertenden Pumpver­ suchssignal liegen. Eine vollständige Korrektur auf derartige Einflüsse erfordert hohen Rechenaufwand und ist in gängigen Auswertungsprogrammen nicht vorgesehen (LINNENBERG, 1995). In vielen Fällen ist es jedoch möglich den Betrieb in erster Näherung in wenige charakteristische Betriebsphasen zu unter­ gliedern (z. B. Tag/Nacht, Woche/Wochenende) und den Fremd­ brunnen für diese Zeiten mittlere Förderraten zuzuweisen. Insbesondere bei Langzeitversuchen ist aber eine Anpassung der verwendeten Auswertungsprogramme an die konkreten Ver­ suchsbedingungen erforderlich.

### **3.8 Störungen durch meteorologische Einflüsse**

Die Grundwasserstände werden außer durch den Pumpenbetrieb auch durch meteorologische und andere relativ kurzfristig wir­ kende Faktoren beeinflusst. Hierunter werden auch die kurz­ fristigen Wasserstandsschwankungen in Oberflächengewässern (vgl. Abschn. 2.6, 3.3) mit erfaßt.

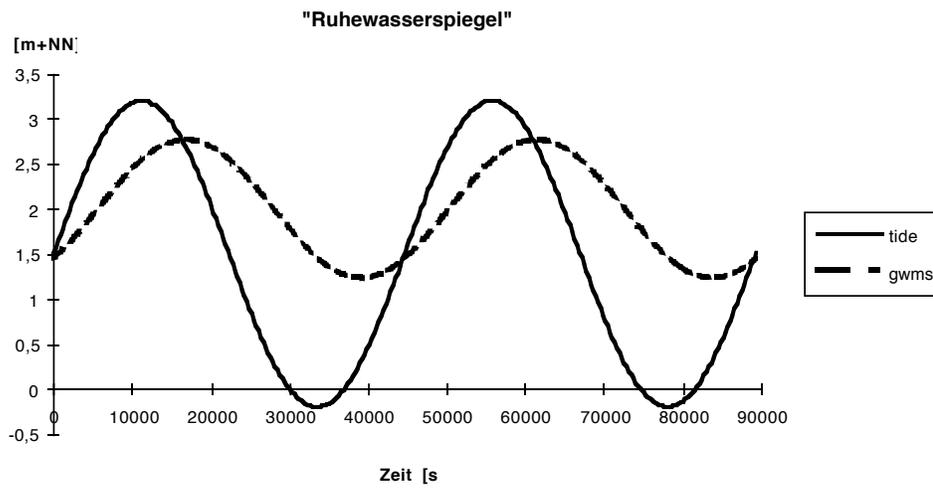
Die Korrektur der Meßdaten erfolgt über Kreuzkorrelation von Meßreihen (z. B. MELU, 1977, DAVIS, 1986). Hierbei wird über eine Zeitreihenanalyse aus Meßreihen außerhalb des Versuchszeitraums ein (meist linear angenommener) statistischer Zusammenhang zwischen Grundwasserstandsänderungen und Einflußfaktoren (z. B. Niederschlag, Luftdruck, Wasserstand eines Oberflächengewässers, regionale Wasserstandsentwicklung) hergestellt. Die Daten aus dem Versuch werden dann über den so gefundenen mathematischen Zusammenhang von Einflußfaktor und Grundwasserstand korrigiert.

Zur Veranschaulichung dieser Vorgehensweise soll ein synthetisches Beispiel dienen (Abb. 8). Es wird ein Kurzpumpversuch an einer Grundwassermeßstelle durchgeführt, die 300 m von einem Tidegewässer entfernt ist, das vollen hydraulischen Kontakt mit dem Aquifer hat (schiffbares Gewässer mit regelmäßiger Entschlammung der Fahrrinne). Die Transmissivität beträgt  $1 * 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ , der Speicherkoeffizient  $1 * 10^{-3}$ . Unter diesen hydrogeologischen Bedingungen zeigt die Grundwassermeßstelle Tidenbewegungen des Grundwasserspiegels, die mit einer zeitlichen Verzögerung von ca. eineinhalb Stunden gegenüber dem offenen Gewässer auftreten. Die Tidenamplitude in der Grundwassermeßstelle beträgt rund 45% der Amplitude im offenen Gewässer. Bei einer Tidenamplitude von rund 3,4 m zeigt die Meßstelle damit tägliche Wasserstandsschwankungen um rund 1,5 m. Damit liegen die Wasserstandsänderungen durch einen Kurzpumpversuch bestenfalls in der Größenordnung der natürlichen Wasserstandsschwankungen und sind damit ohne Korrektur nicht auswertbar.

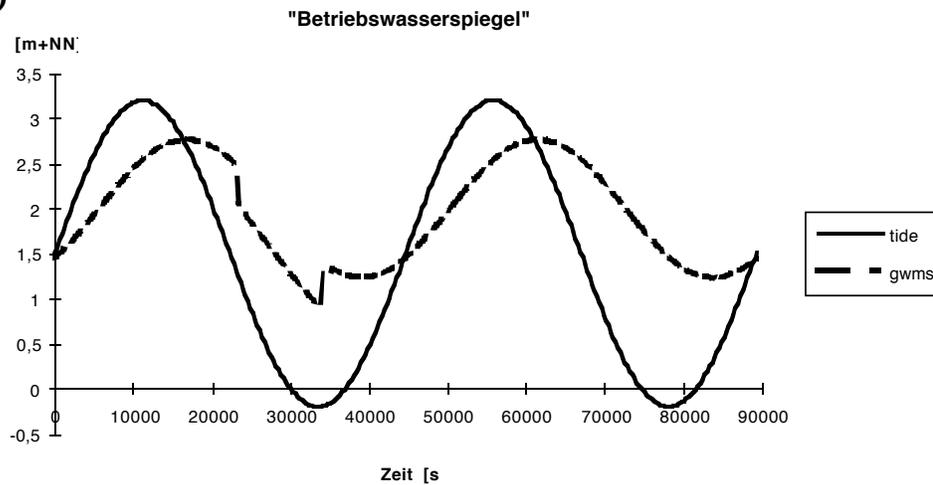
Die Bearbeitung der Versuchsdaten erfolgt in 3 Schritten:

1. Beobachtung des natürlichen (ungepumpte) Zustandes des Grundwasserströmungssystems (Abb. 8a), Ableitung eines mathematischen Zusammenhanges zwischen Bezugsgröße (Wasserstand des Oberflächengewässers) und Zielgröße (Was-

a)



b)

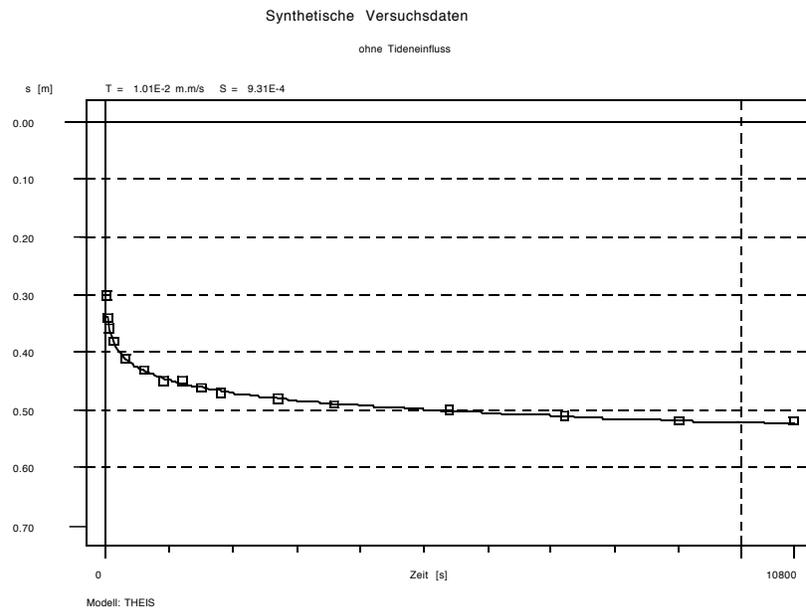


**Abb. 8:** Auswertung eines Pumpversuchs unter Tideneinfluß (synthetische Daten)

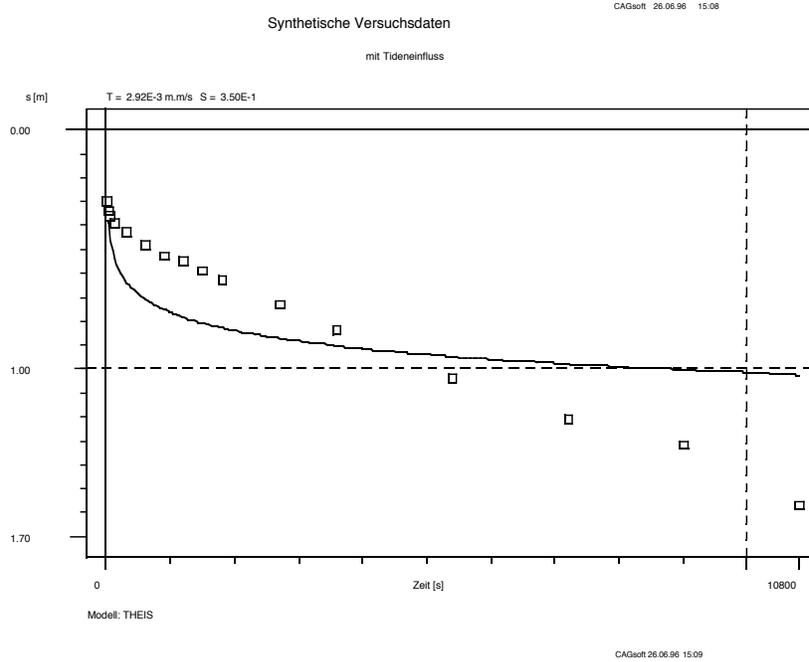
a) Wasserstandsganglinien von Oberflächengewässer und Grundwassermeßstelle ohne Pumpversuch

b) Wasserstandsganglinien von Oberflächengewässer und Grundwassermeßstelle mit Pumpversuch

c)



d)



**Abb. 8:** Auswertung eines Pumpversuchs unter  
(Forts.) Tideneinfluß (synthetische Daten)

- c) Auswertung des Pumpversuchs mit Korrektur des Tideneinflusses  
d) Auswertung des Pumpversuchs ohne Korrektur des Tideneinflusses

serstand in der Grundwassermeßstelle). Im Falle eines Tideninflusses (Ansatz: Fortpflanzung einer gedämpften harmonischen Welle, ERSKINE, 1991) erfolgt die Beschreibung über die Phasenverschiebung und die Amplitudendämpfung.

2. Durchführung des Pumpversuchs bei gleichzeitiger Beobachtung der Bezugsgröße (Abb. 8b)
3. Korrektur der gemessenen Absenkungen in der Meßstelle um die aus der Bezugsgröße berechenbaren erwarteten Wasserstandschwankungen ohne Pumpversuch und Auswertung der verbleibenden, durch den Versuch bedingten Zusatzabsenkung (Abb. 8c). Die unkorrigierten Daten sind wegen der Dominanz der tidenbedingten Wasserspiegelbewegung nicht auswertbar (Abb. 8d).

### **3.9 Rechnergestützte Auswertung**

Die Verwendung von Computerprogrammen zur Auswertung von Pumpversuchen kann die Bearbeitung erheblich beschleunigen. Die Berechnung der hydraulischen Parameter wird auf eine rationale Grundlage gestellt und damit vom Bearbeiter unabhängig (reproduzierbar). Die Wahl des geeigneten hydrogeologischen Modells bleibt jedoch in der Verantwortung des Bearbeiters.

Grundsätzlich sind drei Generationen von gegenwärtig verfügbaren Rechnerprogrammen zu unterscheiden (LINNENBERG, 1995):

1. Programme, die nur die manuelle Auswertung unterstützen (z. B. RÖHRICH, 1995, DOSTER, 1995)

Diese Programme erzeugen im allgemeinen eine grafische Auftragung der Meßwerte. Die Auswertung erfolgt dann nach einem Typkurven- oder Geradlinienverfahren. Die Anpassung der

Typkurven erfolgt manuell am Bildschirm entsprechend den klassischen Verfahren. Diese Vorgehensweise hat den Nachteil, daß bei hydraulischen Fällen mit Typkurvenscharen, z. B. Auswertung nach dem Verfahren von WALTON (1962) für halbgespannte Grundwasserleiter, die Wahl der geeigneten Typkurve subjektiv bleibt.

Die Geradlinienauswertung wird in den meisten Programmen durch die Berechnung einer Ausgleichsgeraden nach dem Gauss'schen Regressionsalgorithmus unterstützt. Hierbei ist darauf hinzuweisen, daß die Programme zum Teil den Gültigkeitsbereich der Verfahren nicht berücksichtigen, so daß unsachgemäße Anwendung möglich ist.

Die Verwendung der linearen Regression zur Bestimmung der Ausgleichsgeraden liefert mit dem Korrelationskoeffizienten ein Maß für die Güte der Geradenanpassung an die Meßdaten. Dieser Korrelationskoeffizient ist in fast allen praktischen Fällen hoch signifikant im Sinne der Statistik. Hieraus wird vom Anwender leicht der Schluß gezogen, daß das hydraulische Modell und die berechneten Parameter damit abgesichert seien. Dies ist aber keineswegs der Fall. Der lineare Zusammenhang der Meßdaten in der halblogarithmischen Auftragung der Meßwerte beim Geradlinienverfahren ist kein statistisches Phänomen, sondern durch die physikalischen Grundwasserfließgesetze begründet. Da bei allen Brunnenformeln im Kern die Ausbildung eines exponentiell aufgebauten Absenkungstrichters beschrieben wird, ist die Linearität in der halblogarithmischen Darstellung bei allen Modellen zwangsläufig. Es läßt sich an Beispielen leicht zeigen, daß auch bei unsachgemäßer Modellwahl, z. B. gespannter Aquifer nach THEIS (1935) statt halbgespannter Aquifer nach HANTUSH (1956), eine hoch signifikante Geradenanpassung möglich ist. Die aus einer solchen Geraden berechnete Transmissivität ist relativ richtig, die weiteren Parameter dagegen unbrauchbar (vgl. Abschn. 3.2).

2. Programme, die (überwiegend) manuelle Auswertungsverfahren mit automatischer Parameteroptimierung nachbilden (z. B. BAUER, 1995)

Grundsätzlich besteht die Möglichkeit, Typkurvenverfahren zu automatisieren. Das Programm wählt mit Hilfe eines Suchalgorithmus diejenige Typkurve aus, die die Meßdaten am besten beschreibt und bestimmt hieraus die hydraulischen Parameter. Dieses Verfahren hat den Vorteil, die Subjektivität bei der Wahl einer Kurve aus einer Typkurvenschar, z. B. beim Verfahren nach WALTON (1962) für halbgesspannte Grundwasserleiter, auszuschalten. Die Beschränkung der klassischen Verfahren auf die Auswertung von Daten aus einzelnen Meßstellen bei einstufigen Versuchen mit Einzelbrunnen bleibt bestehen.

3. Programme mit automatischer Parameteroptimierung auf der Grundlage der Brunnenfunktionen (z. B. BOHLING & MCELWEE, 1992, HANSTEIN, 1995, GILLBRICHT, 1995a, b)

Die universelle Auswertung von Pumpversuchen auch bei ungünstigen Randbedingungen oder komplizierter Versuchsführung (mehrstufige Versuche, Pumpenausfälle, Brunnengruppen etc.) ist mit einer nichtlinearen Parameteroptimierung auf der Grundlage der Brunnenfunktionen möglich. Besondere Bedeutung hat hierbei, daß grundsätzlich alle verfügbaren Daten, insbesondere Daten aus mehreren Meßstellen, gemeinsam ausgewertet werden können. In Abschn. 3.2 wurde gezeigt, daß dies die notwendige Voraussetzung für die zuverlässige Bestimmung wenig sensitiver Aquiferparameter ist.

Diese Programme der neuesten Generation haben einen hohen Rechenaufwand, durch den auch bei Verwendung leistungsstarker PCs erhebliche Rechenzeiten anfallen können. Bei entsprechenden Fragestellungen sollte jedoch nicht auf ihren Einsatz verzichtet werden.

Abschließend bleibt darauf hinzuweisen, daß in Grundwasserleitern mit komplexen Eigenschaften, z. B. mehrere durch geringdurchlässige Schichten getrennte Wasserleiter oder andere stark heterogene Systeme, die Auswertung mit Hilfe einfacher analytischer Rechenmodelle unzureichend bleiben kann. In diesen Fällen ist auf numerische Modelle zurückzugreifen, die einen beliebigen Aquiferaufbau tolerieren (z. B. LEBBE et al., 1992). Da es sich hier typischerweise um fein diskretisierte dreidimensionale Modelle in Verbindung mit einem Algorithmus zur Parameteroptimierung handelt, ist der Rechenaufwand so groß, daß diese Berechnungen wirtschaftlich nur auf Workstations oder Mainframe-Rechnern durchgeführt werden können.

# 4

## Ausblick

### 4.1 Analytische und numerische Grundwasserströmungsmodelle

Im Grundsatz bestehen zwischen analytischen und numerischen Grundwasserströmungsmodellen keine wesentlichen Unterschiede. Beide stellen eine hochgradige Idealisierung der realen geologischen Gegebenheiten dar und können damit nur im begrenzten Umfang zuverlässige Prognosen für das künftige Systemverhalten liefern (DVGW, 1994). Die numerischen Modelle sind flexibler in ihrer Anwendung, da sie beliebige Randbedingungen und Systemeigenschaften berücksichtigen können.

Für kleinräumige und kurzfristige Betrachtungen, wie sie dem Beobachtungsmaßstab der meisten Pumpversuche entsprechen, sind analytische hydraulische Modelle zur Beschreibung der Grundwasserströmungen oft völlig ausreichend. Für die Bestimmung der hydraulischen Parameter ist die einfachere Invertierbarkeit der analytischen Lösungen gegenüber numerischen Ansätzen ein großer Vorteil, da sie mit erheblich geringeren rechentechnischen Ressourcen auskommen.

Die Eichung und ggf. Validierung eines Strömungsmodells bedeutet die Anpassung der Systemparameter in der Weise, daß das Modell alle gemessenen Daten mit befriedigender Genauigkeit reproduziert. Eine Anpassung des Modells an Teildatensätze ist nur sinnvoll, wenn der Restdatensatz zur Validierung des Modells herangezogen werden soll. Dies ist das übliche Vorgehen bei der Eichung numerischer Modelle. Die in der Pumpversuchsauswertung immer noch gängige Praxis der Parameteroptimierung für Teildatensätze, insbesondere für die Meßdaten aus einzelnen Meßstellen, ist abzulehnen (Abschn. 3.2).

Soll ein Grundwasserströmungsmodell für die Prognose von Stofftransportvorgängen eingesetzt werden, so muß es auf der Grundlage von Konzentrationsdaten geeicht werden (KINZELBACH, 1987). Es ist nicht möglich, aus den Ergebnissen einer Pumpversuchsauswertung mit analytischen Rechenverfahren unmittelbar eine Prognose von Stofftransportvorgängen abzuleiten. Hierzu sind im Regelfall erhebliche zusätzliche Untersuchungen erforderlich. Eine sachgerechte Durchführung und Auswertung von Pumpversuchen ist hier jedoch eine wesentliche Datengrundlage beim Aufbau eines entsprechenden analytischen oder numerischen Transportmodells.

Bei Grundwasserverunreinigungen wird die vertikale Stoffausbreitung durch den im Regelfall geschichteten Aquiferaufbau bestimmt. Von manchen Bearbeitern bzw. Modellierern wird zusätzlich eine Anisotropie der Einzelschichten angesetzt (ECKERT et al., 1996). Es ist nachdrücklich festzustellen, daß die Auswertung von Pumpversuchen mit analytischen Ansätzen, insbesondere in geschichteten Aquiferen, keine hinreichend genaue Bestimmung des effektiven Anisotropiefaktors erlaubt, so daß eine Transportmodellierung nach diesem Ansatz mit großen Parameterunsicherheiten belastet wird (Abschn. 3.4). Hier ist anderen Verfahren der Vorzug zu geben (z. B. numerische Pumpversuchsinterpretation, 3D-Tracerversuche).

# 5

## Literatur

- BEYER, W. (1964): Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden. – Wasserwirtschaft, Wassertechnik (wwt), **14**: 165–168; Berlin
- BAUER, S. (1995): Programm AQUIX-4S. – Schriftenr. Angew. Geol. Karlsruhe, **39**: 71–74; Karlsruhe
- BIESKE, E. (1992): Bohrbrunnen. – 417 S.; München/Wien (Oldenbourg)
- BOHLING, G. C. & McELWEE, C. D. (1992): SUPRPUMP: An interactive program for well test analysis and design. – Ground Water, **30**: 262–268; Dublin, OH
- CLARK, L. (1977): The analysis and planning of step drawdown tests. – Quart. J. Engin. Geol., **10**: 125–143; London
- CLARKE, D. (1988): Groundwater discharge tests: Simulation and analysis. – Developments in Water Science, **37**: X + 375 S.; Amsterdam (Elsevier)
- DAVIS, J. C. (1986): Statistics and data analysis in geology. – X + 646 S.; New York (Wiley)
- DAWSON, K. J. & ISTOK, J. D. (1991): Aquifer-testing: Design and analysis of pumping and slug tests. – XVIII + 344 S.; Chelsea, MI (Lewis)
- DOSTER, A. (1995): Programm DCPUMP. – Schriftenr. Angew. Geol. Karlsruhe, **39**: 45–60; Karlsruhe
- DVGW (Hrsg.) (1994): Arbeitsblatt W 111: Technische Regeln für die Ausführung von Pumpversuchen bei der Wassererschließung, Entwurf Stand 11/94. – Eschborn
- ECKERT, P.; GOTTHARDT, J. & SCHUBERT, J. (1996): Einsatz eines 3-D

- Transportmodells bei der Planung einer hydraulischen Grundwassersanierung. – in: MERKEL et al.: 73–78; Köln
- ERSKINE, A. D. (1991): The effect of tidal fluctuation on a coastal aquifer in the UK. – *Ground Water*, **29**: 556–562; Dublin, OH
- GILLBRICHT, C. A. (1995a): Programm MRQPUMP. – *Schriftenr. Angew. Geol. Karlsruhe*, **39**: 61–67; Karlsruhe
- GILLBRICHT, C. A. (1995b): MRQPUMP, Version 2 – *Handbuch*. – 40 S.; Hamburg
- HANSTEIN, P. (1995): Programm LEAKY 2.0. – *Schriftenr. Angew. Geol. Karlsruhe*, **39**: 75–83; Karlsruhe
- HANSTEIN, P. & HÖTZL, H. (1995): Auswertung von Pumpversuchen. – *Schriftenr. Angew. Geol. Karlsruhe*, **39**: 1–34; Karlsruhe
- HANTUSH, M. S. (1956): Analysis of data from pumping tests in leaky aquifers. – *American Geophysical Union Transactions*, **37**: 702–714; Washington, D. C.
- HANTUSH, M. S. (1964): Hydraulics of wells. – *Adv. Hydrosci.*, **1**: 281–432; New York, NY
- HERTH, W. & ARNDTS, E. (1985): *Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung*. – 378 S.; Berlin (Ernst)
- HÖLTING, B. (1984): *Hydrogeologie*, 2. Auflage. – 370 S.; Stuttgart (Enke)
- KINZELBACH, W. (1987): *Numerische Methoden zur Modellierung des Transports von Schadstoffen im Grundwasser*. – VII + 317 S.; München/Wien (Oldenbourg)
- KOZIOROWSKI, G. (1985): Ermittlung der Transmissivität eines Lockergesteinsaquifers durch Kurzpumpversuche in Grundwassermeßstellen. – *Abh. Geol. Landesamt Baden-Württemberg*, **11**: 45–75; Freiburg i.Br.
- KRUSEMAN, G. P. & DE RIDDER, N. A. (1990): *Analysis and evalua-*

- tion of pumping test data. – International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI) Publication, **47**: 375 S.; Wageningen
- LANGGUTH, H.-R. & VOIGT, R. (1980): Hydrogeologische Methoden. – 486 S.; Berlin/Heidelberg/New York (Springer)
- LEBBE, L.; MAHAUDEN, M. & BREUCK, W. de (1992): Execution of a triple pumping test and interpretation by an inverse numerical model. – Applied Hydrogeology, **1(4)**: 20–34; Hannover
- LINNENBERG, W. (Hrsg.) (1995): EDV-gestützte Darstellung und Auswertung von Pumpversuchen. – Schriftenr. Angew. Geol. Karlsruhe, **39**: X + 193 S.; Karlsruhe
- MASLIA, M. L. & RANDOLPH, R. B. (1987): Methods and computer program documentation for determining anisotropic transmissivity tensor components of two-dimensional ground-water flow. – U.S. Geol. Surv. Water-Supply Pap., **2308**: 46 S.; Denver, CO
- MERKEL, B.; DIETRICH, P. G.; STRUCKMEIER, W. & LÖHNERT, E. P. (1996): Grundwasser und Rohstoffgewinnung. – 551 S.; Köln (von Loga)
- MINISTERIUM FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND UMWELT BADEN-WÜRTTEMBERG (MELU) (Hrsg.) (1977): Pumpversuche in Porengrundwasserleitern. – 125 S.; Stuttgart
- MOENCH, A. F. (1994): Specific yield as determined by type-curve analysis of aquifer-test data. – Ground Water, **32**: 949–957; Dublin, OH
- MUTSCHMANN, J. & STIMMELMAYR, F. (1986): Taschenbuch der Wasserversorgung, 9. Auflage. – 749 S.; Stuttgart (Frankh)
- NEUMAN, S. P. (1972): Theory of flow in unconfined aquifers considering delayed response of the water table. – Water Resources Research, **8**: 1031–1045; Washington, D.C.
- NEUMAN, S. P. (1974): Effect of partial penetration on flow in un-

- confined aquifers considering delayed gravity response. – *Water Resources Research*, **10**: 303–312; Washington, D.C.
- QUIÑONES-APONTE, V. (1989): Horizontal anisotropy of the principal ground-water flow zone in the Salinas alluvial fan, Puerto Rico. – *Ground Water*, **27**: 491–500; Dublin, OH
- RÖHRICH, T. (1995): Programm Hydro Tec für WINDOWS. – *Schriftenr. Angew. Geol. Karlsruhe*, **39**: 85–88; Karlsruhe
- RUTLEDGE (1991): An axisymmetric finite-difference flow model to simulate drawdown in and around a pumped well. – *U.S. Geol. Surv. Water-Res. Invest. Rep.*, **90-4098**: 33 S.; Lawrence, KS
- SACHS, L. (1984): *Angewandte Statistik*. – XXIV+552; Berlin (Springer)
- SMITH, S.A. (1995): *Monitoring and remediation wells*. – 183 S.; Boca Raton, FL (Lewis)
- THEIS, C.V. (1935): The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage. – *American Geophysical Union Transactions*, **16**: 519–524; Washington, D.C.
- WALTON, W.C. (1962): *Selected analytical methods for well and aquifer evaluation*. – *Illinois State Water Survey Bulletin*, **49**: IV + 81 S.; Urbana, IL

