

6 Pumpversuche

6.1 Definition und Betriebsplan

Pumpversuche zählen zu den verbreitetsten und kostenaufwendigsten Untersuchungsverfahren bei der Grundwassererschließung. Um zu vermeiden, daß dabei unersetzbare Informationen verlorengehen, und um die Verhältnismäßigkeit zwischen Versuchsaufwand und Versuchsergebnis zu wahren, ist eine sorgfältige Planung und Durchführung des Pumpversuchs ebenso notwendig wie eine umfassende Kenntnis seiner Auswertungsmöglichkeiten. Es ist ausdrücklich darauf hinzuweisen, daß mit Pumpversuchen nur in beschränktem Umfang direkte Aussagen über Dauerergiebigkeiten möglich sind, jedoch stellen die daraus ermittelten Aquiferparameter eine der wichtigsten Grundlagen für die Beurteilung von Dauerergiebigkeiten dar.

In Anlehnung an STALLMANN (1971) läßt sich der hydrologische Pumpversuch wie folgt definieren: Er ist ein relativ kontrollierbares Feldexperiment, mit dem man die Leistung eines Brunnens, die wasserleitenden und -speichernden Eigenschaften eines Aquifers und der angrenzenden Gesteine in situ bestimmt. Dabei kann der Einfluß einer begrenzten Anzahl exakt definierter Randbedingungen mitberücksichtigt werden. Um dieses Ziel zu erreichen, wird ein Pumpversuch zweckmäßigerweise in zwei Abschnitte untergliedert (vgl. STRAYLE 1983):

a) Brunnentest:

Dieser Test wird mindestens dreistufig gefahren, jedoch sind mehr Entnahmestufen wünschenswert. Er dient vor allem der Erstellung einer Leistungscharakteristik des Brunnens und der Ermittlung von Brunnenverlusten. Daneben erlaubt er eine erste Abschätzung der Transmissivität und des Speicherkoeffizienten und hilft, die Entnahmerate für den Aquifertest festzulegen. Jede Pumpstufe sollte zwischen $t = 4$ h und $t = 40$ h dauern.

Mit Abstellen der Pumpe muß der Wiederanstieg im Brunnen gemessen werden, wobei die Meßdauer des Wiederanstiegs $t' > 0,75 \bar{t}$ sein soll. Die maßgebende Pumpzeit \bar{t} berechnet sich näherungsweise zu

$$\bar{t} = \sum_{i=1}^n Q_i t_i / Q_n \quad (6.1)$$

mit n Anzahl der Pumpstufen

b) Aquifertest:

Der anschließende Aquifertest wird einstufig mit konstantem **Förderstrom** gefahren. Er dient der Identifizierung des Strömungssystems, der Ermittlung der Aquifer- und Brunnenparameter sowie der Ausbreitung des Absenkungstrichters. Er ist daher zur Kontrolle der äußeren Randbedingungen und für Prognosezwecke unerlässlich. Gegenüber Porengrundwasserleitern sind bei Festgesteinsgrundwasserleitern generell längere Versuchszeiten erforderlich, wobei Pumpzeiten zwischen $t=100$ und 500 h anzustreben sind. Die Messung des anschließenden Wiederanstiegs (Mindestbeobachtungsdauer $t' > 0,75 t$) ist für die geohydraulische Auswertung besonders wichtig, da dieser nicht von Leistungsschwankungen der Pumpe überlagert ist. Seine hydrogeologische Aussagekraft nimmt mit der Pumpversuchsdauer zu.

Einen möglichen Betriebsplan und eine Gegenüberstellung der wichtigsten Merkmale dieser beiden Versuchsabschnitte zeigt Abb. 18.

6.2 Planung und Durchführung von Pumpversuchen

Im Festgestein gelten dieselben Grundsätze, wie sie bereits im Arbeitsblatt „Pumpversuche in Porengrundwasserleitern“ (ARMBRUSTER et al. 1976) festgelegt wurden. Der Förderstrom aus dem Brunnen ist möglichst genau zu messen, ebenso der Stromverbrauch für die Wasserförderung. Der Wasserstand im Brunnen und in den Meßstellen ist während der Absenkung und des Wiederanstiegs mit einer Mindestgenauigkeit von $0,5$ cm zu erfassen und mit Zeitangabe zu registrieren. Der im Arbeitsblatt vorgeschlagene Meßturnus ist ebenfalls einzuhalten. Die Messung kann manuell oder automatisch (KOHLEMEIER et al. 1983) erfolgen, wobei bei tiefen Bohrungen Basisdruckmessungen anzustreben sind.

Bei manueller Messung ist das Protokoll an Ort und Stelle auf Formblättern zu führen, die für die Datenerfassung zur EDV-Auswertung geeignet sind.

Muß ein Versuch abgebrochen werden, weil sich z. B. der eingestellte Förderstrom um mehr als 10% verändert hat, so ist der Wiederanstieg über einen Zeitraum zu messen und zu protokollieren, der sich nach der vorangegangenen Pumpzeit richtet. Erst danach kann der Versuch fortgesetzt werden.

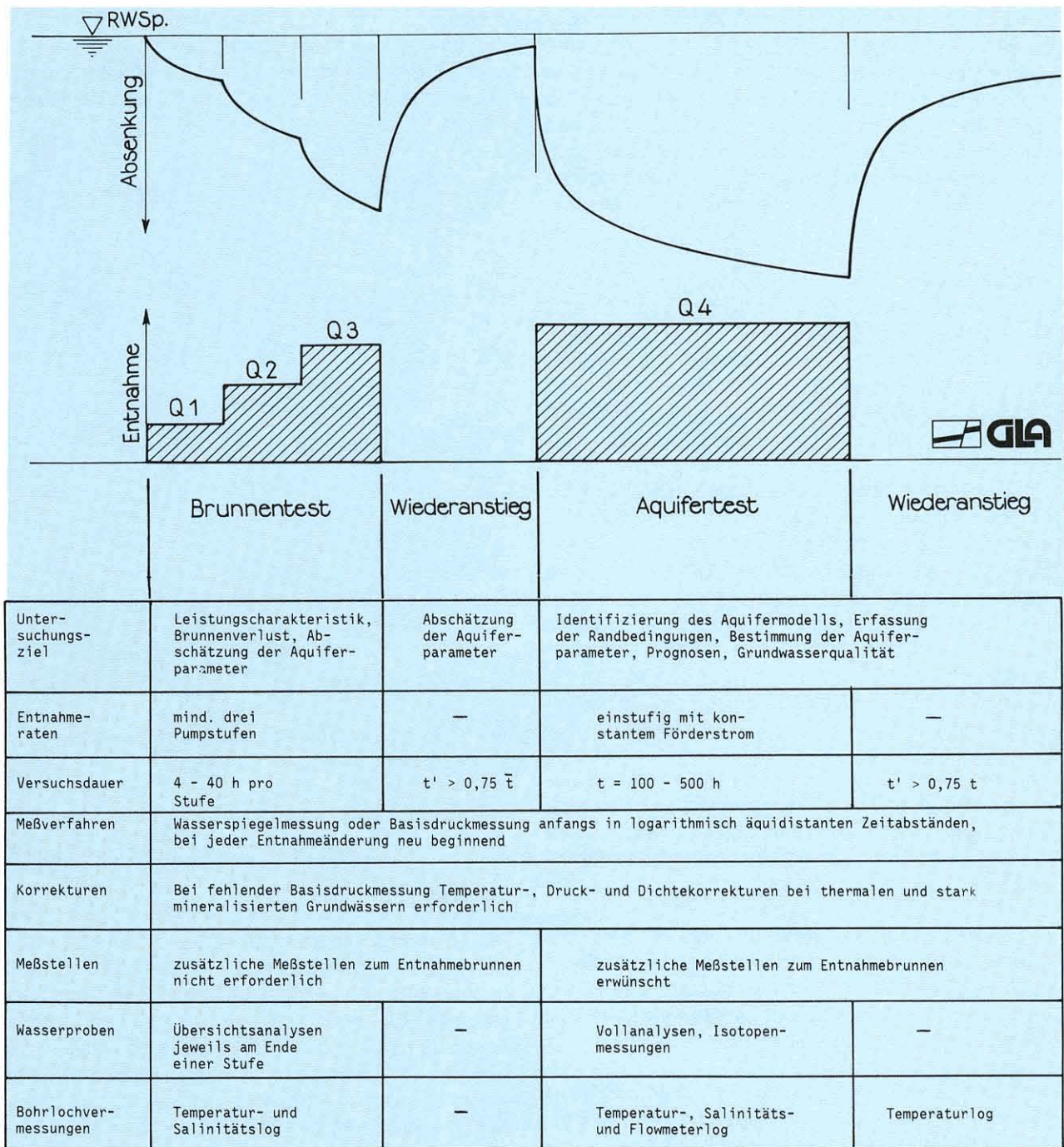


Abb. 18: Allgemeine Empfehlungen für die Durchführung von Pumpversuchen in Festgesteinsgrundwasserleitern

6.3 Besonderheiten bei Pumpversuchen im Festgestein

Abgesehen von den Schwierigkeiten, für Pumpversuche im Festgestein ein adäquates Auswertungs-

modell zu finden (vgl. Kap. 6.5), fehlt häufig ein Versuchsfeld mit Grundwassermeßstellen, an dem man die raumzeitliche Ausbreitung des Absenkungstrichters im Aquifer direkt beobachten kann. Weil die Wasserführung in Festgesteinsaquiferen in der Regel auf einzelne Klufzonen, Verkarstungshorizonte

usw. beschränkt bleibt, sind Festgesteinsaquifere meist quasi **gespannte** Systeme, die geohydraulisch einfacher auszuwerten sind. Andererseits kann dies zur Folge haben, daß Grundwassermeßstellen hydraulisch unvollkommen an den vom Brunnen durchteuften Aquiferbereich angeschlossen sind. Sie reagieren dann mit zu geringen Absenkungsbeträgen und täuschen so unplausibel hohe Transmissivitäten vor.

Bei der Auswertung der Pumpversuche ist man deshalb meist allein auf den Druck- bzw. den Absenkungsverlauf im Entnahmebrunnen angewiesen. Dabei ist zu beachten, daß der Absenkungsvorgang zu Beginn der Förderung bei großkalibrigen Brunnen in wenig ergiebigen Aquifere von der **Brunnen-speicherung** (vgl. Kap. 6.5.4) bestimmt wird.

Die **Förderrate** beim Aquifertest ist unbedingt konstant zu halten. Wegen der meist großen Absenkungen bei Pumpversuchen im Festgestein ist dieser Forderung allerdings schwer nachzukommen. Jede Pumpe wird vom Absenkungsvorgang in ihrer Leistung beeinflusst, so daß notfalls vorsichtig nachreguliert werden muß. Besondere Schwierigkeiten entstehen beim Anpumpen durch die Trägheit der bewegten Massen, Netzschwankungen, Induktion und dergleichen.

Wird ein **Thermalaquifer** mittels eines Pumpversuches getestet, so ist im Brunnen nicht nur der Wasserspiegel, sondern auch die Auslauftemperatur des Wassers zu messen, um die Absenkungswerte korrigieren zu können (vgl. Kap. 9).

Die Aufzeichnung des **Basisdruckes** ersetzt nicht nur diese Korrektur, sondern es werden zugleich auch Effekte von Dichteschwankungen erfaßt, die durch stark mineralisierte und gasführende Wässer verursacht werden.

Aufgrund der unterschiedlichen Randbedingungen, die auf den Absenkungsverlauf zu Beginn der Entnahme (Brunnen-speicherung) und im weiteren Verlauf des Pumpversuches durch die einzelnen **Fließ-perioden** (z.B. linear, bilinear, radial, vgl. Abb. 19 und Tab.6) einwirken und damit die Steigung der Absenkkurve verändern können, werden an die Meßdaten ganz besonders hohe Anforderungen gestellt, um diese einzelnen Abschnitte identifizieren zu können. Daraus ergibt sich: Ein Pumpversuch im Festgestein sollte möglichst so lange dauern, bis die radiale Fließperiode eindeutig nachweisbar ist (möglichst über eine logarithmische Dekade) oder ihr Ausbleiben belegt ist. Die Messungen der Absenkungen

müssen auch in der Anfangsphase äquidistant im logarithmischen Maßstab erfolgen, d. h. bereits innerhalb der ersten Sekunden und Minuten aufgezeichnet werden. Dies gilt auch für den Wiederanstieg.

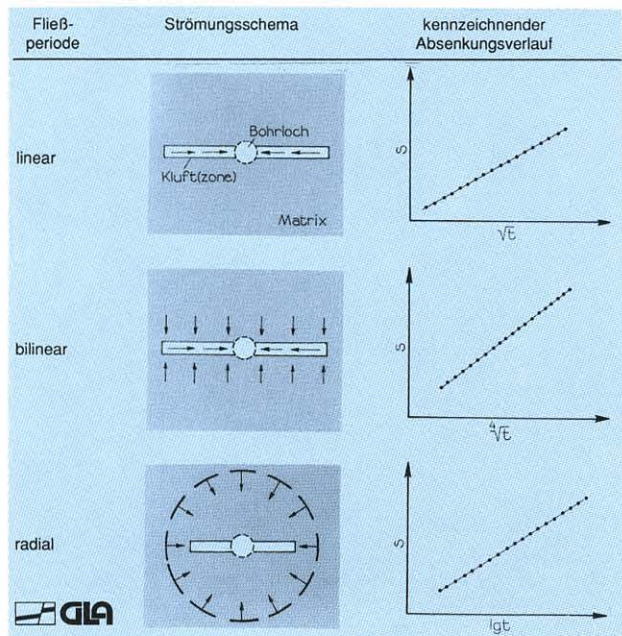


Abb. 19: Schema der verschiedenen Fließperioden in einem Aquifer mit vertikaler Kluft(zone)

6.4 Auswertung des Brunnen-tests

Die **Leistungscharakteristik** eines Brunnen ergibt sich aus der jeweiligen Förderrate (Q) und der dabei beobachteten Absenkung. Um diese Beziehung darstellen zu können, wird die im Brunnen beobachtete Absenkung (s_b) in ihre Einzelanteile aufgespalten, die alle von der Förderdauer abhängig sind. Für die in einem Brunnen beobachtete Absenkung gilt daher (vgl. ARMBRUSTER et al. 1976: 22, HUPPMANN & STRAYLE 1978: 13 ff):

$$s_b = s_A + s_i + s_w \tag{6.2}$$

Die **aquiferspezifische Absenkung** (s_A) wird von den hydraulischen Eigenschaften des Aquifers (T, S) bestimmt, es gilt:

$$s_A = BQ \tag{6.3}$$

Im Proportionalitätsfaktor B sind die Pumpdauer, die hydraulischen Eigenschaften des Aquifers und der Skinfaktor (s_F) enthalten (vgl. Kap. 6.5.4).

Unter Vernachlässigung äußerer und innerer Randbedingungen und nach Erreichen einer radialsymmetrischen Anströmung gilt:

$$B = \frac{0,183}{T} \left(\log \frac{2,25 T t}{r_w^2 S} + \frac{s_F}{1,151} \right) \quad (6.4)$$

Die **Sickerstrecke** (s_i) ist für Aquifere mit freier Oberfläche relevant. Die um die Sickerstrecke (s_i) korrigierte Absenkung (s_k) beträgt für stationäre Verhältnisse:

$$s_k = s - s_i = s - s^2/2H \quad (6.5a)$$

Die unter instationären Fließbedingungen dynamisch korrigierte Absenkung:

$$s_k = H \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2}{H} s_b} \right) \quad (6.5b)$$

Die Unterschiede in den einzelnen Korrekturverfahren zeigt Abb. 44.

Die **brunnenspezifische** Absenkung (s_w) wird als Brunnenverlust bezeichnet (Bohrerspülung, Eintrittswiderstände, Reibungsverluste, Turbulenzen...) und wird definiert zu:

$$s_w = CQ^2 \quad (6.6)$$

Dabei ist C eine brunnenspezifische Konstante mit einem Turbulenzfaktor. RORABAUGH (1953) führte statt des Exponenten „2“ in Gleichung (6.6) den variablen Exponenten „n“ ein, der sich jedoch physikalisch nicht begründen läßt. Für die um die Sickerstrecke (s_i) korrigierte Absenkung (s_k) eines freien Aquifers oder der Absenkung in einem gespannten Aquifer gilt eine einfache Gleichung:

$$s_k = BQ + CQ^2 \quad (6.7)$$

Damit kann die Leistungscharakteristik eines Brunnens formelmäßig einfach erfaßt und die maximale Entnahmerate eines Brunnens abgeschätzt werden.

Beispiel 1: Brunnentest Tiefbrunnen Meiselewald/Freiamt, Lkr. Emmendingen

Für einen Brunnen im Buntsandsteinaquifer wird eine Leistungscharakteristik aufgestellt und der Brunnenverlust ermittelt. Der Tiefbrunnen Meiselewald der Gemeinde Freiamt durchteuft den Buntsandstein auf 126 m und ist im Hauptkonglomerat zwischen 84 und 94 m u. Gel. sowie zwischen 100 und 114 m u. Gel. verfiltert. Im dazwischenliegenden Bereich wurde eine ca. 3 m mächtige Tonschicht angefahren. Dies ist auch der Bereich, in dem die Pumpe hängt. Der Ruhewasserspiegel liegt bei 55,30 m u. Gel.

Der Brunnentest wurde mit fünf verschiedenen Entnahmeraten gefahren, die jeweils fünf Stunden dauerten. Die am Ende jeder Entnahmestufe gemessenen Absenkungswerte zeigt Abb. 20 a. Die Meßdatenkurve ergibt die Leistungscharakteristik des Brunnens.

Man erkennt, daß die Absenkung für Förderraten von $Q > 8$ l/s sprunghaft zunimmt. Noch deutlicher wird dieser Effekt in Abb. 20 b, in der die spezifische Absenkung (s/Q) gegen die Entnahme (Q) aufgetragen wurde. Die ersten drei Meßdaten liegen auf einer Geraden, die der Absenkungsgleichung $s = 550 Q + 38 750 Q^2$ genügt.

Mit den nächstfolgenden größeren Entnahmeraten ist der Brunnen überbeansprucht, d. h., die Absenkungswerte nehmen überproportional zu, weil die höher gelegenen Klüfte durch die große Absenkung trocken fallen.

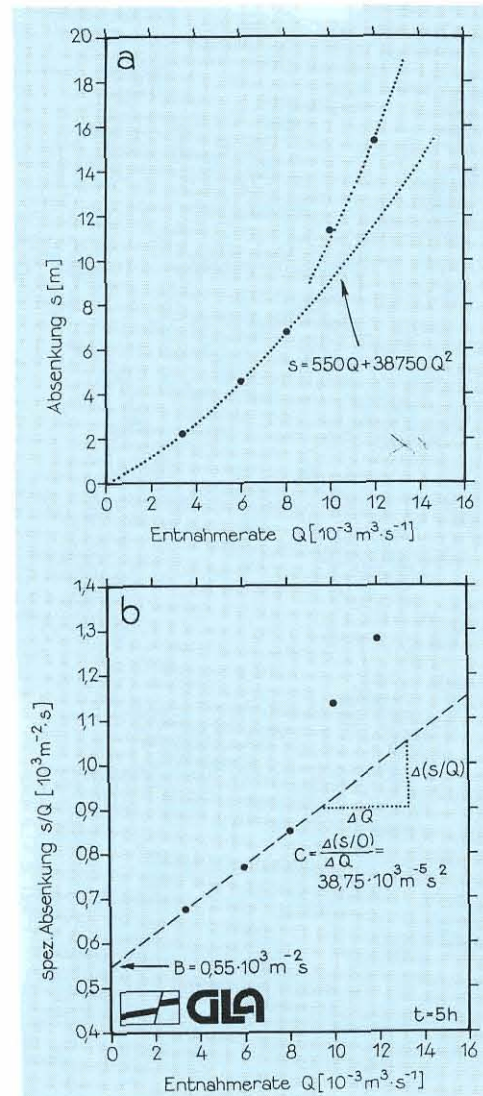


Abb. 20: Brunnentests im Buntsandsteinaquifer (Tiefbrunnen Meiselewald/Freiamt)
 Der Zufluß aus Klüften im oberen Aquiferbereich hat aufgehört
 a – Leistungscharakteristik; b – Ermittlung des Brunnenverlusts

Beispiel 2: Brunnentests zur Überprüfung des Ausbaus im Tiefbrunnen Gamerschwang, Alb-Donau-Kreis

Ein 300 m tiefer Brunnen, der in den Karstaquifer des Weißjuras am Südrand der Schwäbischen Alb abgeteufelt worden ist, wurde vor und nach dem Einbau der Filterrohre getestet. Nach Flowmetermessungen erfolgt der Zufluß überwiegend in 220 bis 240 m Tiefe aus einem stärker verkarsteten Horizont der dolomitischen Massenkalk des Kimmeridgiums. Der erste 3stufige Brunnentest wurde im offenen Bohrloch durchgeführt, wobei bis 120 m u. Gel. Sperrrohre (DN 600) zementiert waren. Aus Abb. 21 a wurde die Formel der Leistungscharakteristik zu $s = 230 Q + 70\,000 Q^2$ bestimmt.

Im Anschluß an diesen Versuch wurden bis zur Endteufe Filterrohre (DN 300 und DN 400) mit Abstandshaltern abgehängt. Auf den Einbau von Stütz- oder Filterkies wurde bewußt verzichtet, um ein Zuschütten der Karstzuflüsse zu vermeiden. Der abschließende Pumpversuch ist für die Auswertung zwar nicht optimal abgestuft, die ermittelte Leistungscharakteristik $s = 250 Q + 50\,000 Q^2$ zeigt aber eine deutliche Verringerung der Brunnenverluste an, die ausschließlich auf die Verringerung der Reibungsverluste im Filterrohr zurückzuführen ist. In Abb. 21 b sind die beiden vor bzw. nach dem Filtereinbau mit den gefundenen Absenkungsgleichungen berechneten Leistungskurven dargestellt. Für die vorgesehene Spitzenentnahme von $Q = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}$ konnte durch den Filtereinbau die Förderhöhe um $h = 24 \text{ m}$ verringert werden.

6.5 Auswerteverfahren für Aquifertests

6.5.1 Allgemeines

Noch vor 30 Jahren wurden Pumpversuche überwiegend nach stationären Verfahren ausgewertet. Dabei mußte so lange mit konstanter Rate gefördert werden, bis der Wasserspiegel im Brunnen praktisch nicht mehr weiter absank. Bei Versuchen in Kluftaquiferen waren bei diesem Konzept außerordentlich lange, kostenaufwendige Pumpzeiten erforderlich.

Der amerikanische Hydrogeologe CHARLES VERNON THEIS befaßte sich in den 30er Jahren mit der Auswertung von Pumpversuchen, bei denen noch kein Beharrungszustand eingetreten ist, also instationäre Strömungszustände herrschen. Er benutzte dafür die Analogie zur Wärmeströmung, mit den für die Grundwasserströmung stark vereinfachten Anfangs- und Randbedingungen (THEIS, 1935).

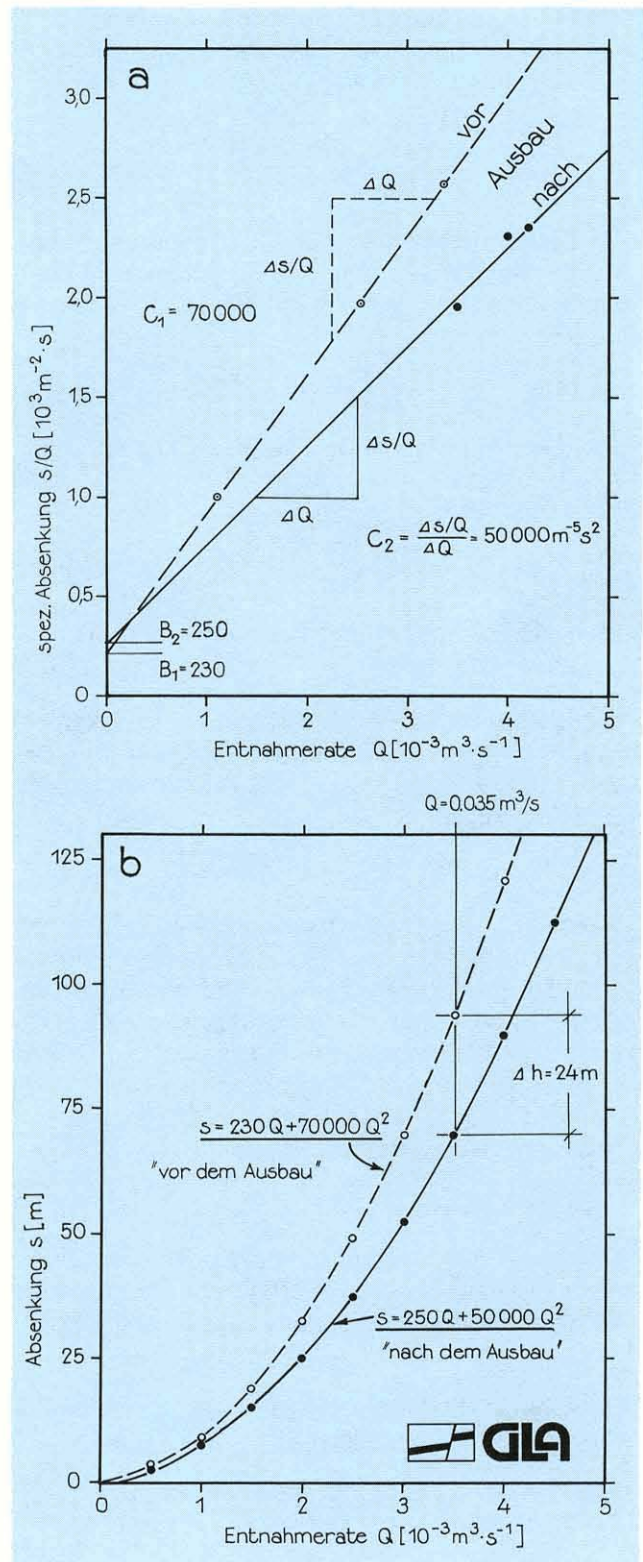


Abb. 21: Brunnentests im Karstaquifer des Weißjuras (Tiefbrunnen Gamerschwang, Alb-Donau-Kreis) Leistungscharakteristiken vor und nach dem Einbau der Filterrohre; a – Ermittlung der Brunnenformeln; b – Leistungscharakteristiken

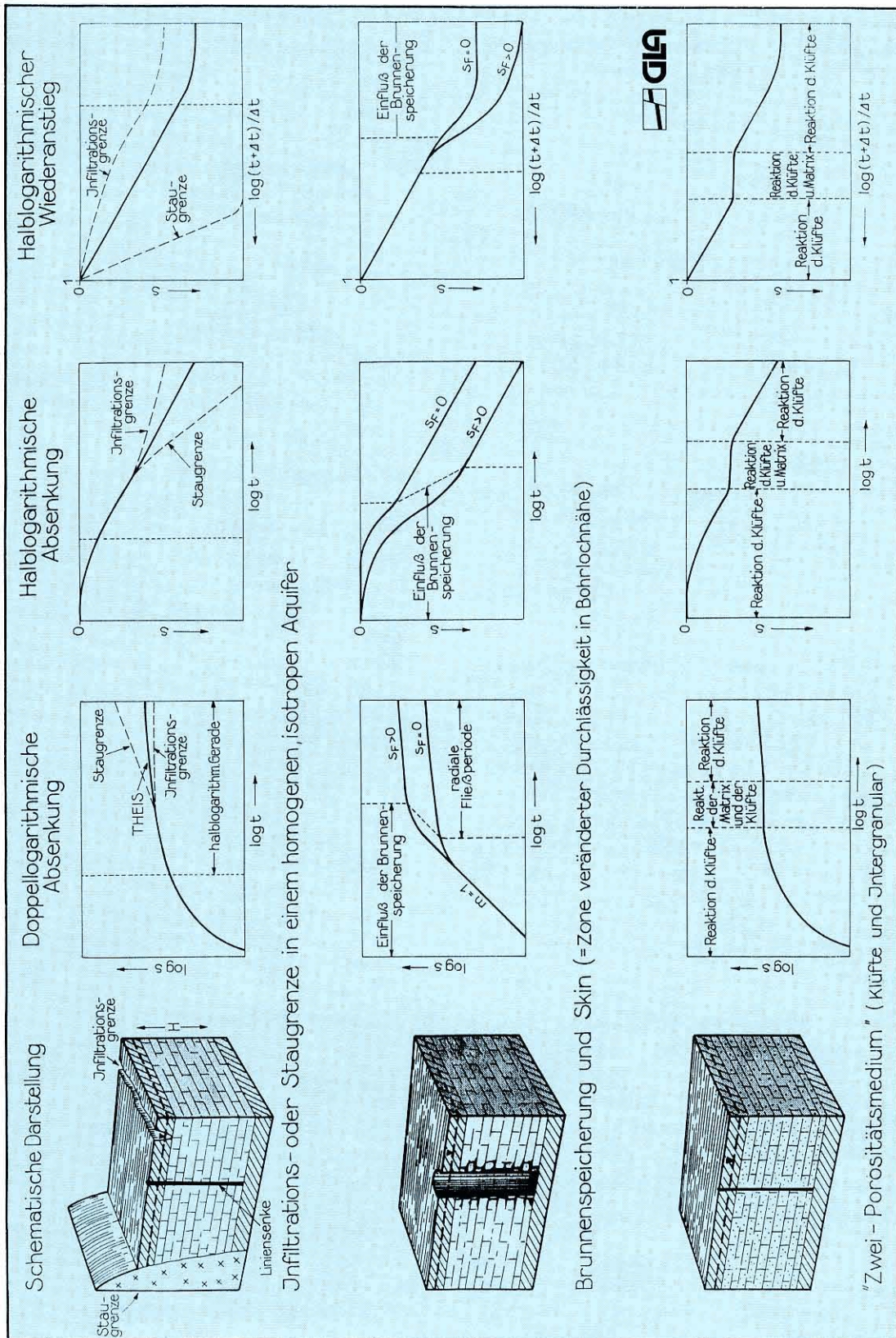


Abb. 22: Geohydraulische Interpretationsmodelle und die zugehörigen typischen Absenk- und Wiederanstiegsverläufe im Brunnen

In der Folgezeit wurden naturnähere Aquifermodelle entwickelt (Abb. 22). Insbesondere war die Erdöl- und Erdgasindustrie daran interessiert, aus einer einzigen Bohrung ohne Meßstellennetz möglichst viele Informationen zu erhalten.

6.5.1.1 Identifikation des Aquifermodells

Von Pumpversuchen kennt man in aller Regel lediglich die Meßwerte der Entnahmerate sowie des Absenkungs- und des Wiederanstiegsverlaufs im Brunnen und in den Meßstellen. Es sind dies die **Anregungs-** bzw. die **Antwortsignale des Aquifersystems**, das zunächst mehr oder weniger unbekannt bleibt.

Für die Praxis der Pumpversuchsauswertung ergibt sich daher ein **indirektes Lösungsproblem**. Zunächst muß ein geeignetes hydraulisches Aquifermodell gefunden werden, das der Interpretation der Meßdaten zugrunde gelegt werden kann und die geologischen Verhältnisse angemessen repräsentiert.

Die **Identifikation eines Aquifersystems** erfolgt u.a. mit Hilfe von Typkurven. Dies sind graphische Darstellungen der Lösungen von Fließgleichungen unter speziellen Anfangs- und Randbedingungen. Typkurven entsprechen somit dem Absenkungs-(Wiederanstiegs)verlauf eines vorgegebenen Interpretationsmodells. Sie werden als dimensionslose Parameter dargestellt. Je nach Kompliziertheit des Interpretationsmodells entstehen Einzelkurven oder Kurvenscharen (Abb. 22). Die graphischen Darstellungen der Absenkungs- und Wiederanstiegsdaten müssen mit den Typkurven des Aquifermodells übereinstimmen.

Als weiteres Hilfsmittel für die Identifikation des Fließsystems werden die Meßdaten in unterschiedlich skalierten Diagrammen aufgetragen (Abb.23). Zum Beispiel: **linear** (s gegen t), **halblogarithmisch** (s gegen $\lg t$, s gegen $\lg r$, s' gegen $\lg(t+t')/t'$), **doppellogarithmisch** ($\lg s$ gegen $\lg t$, $\lg(\delta s/\delta t)$ gegen $\lg t$) oder **Wurzeldarstellungen** (s gegen \sqrt{t} , s gegen $4\sqrt{t}$, s gegen $1/\sqrt{t}$).

Bei den Auswertungsverfahren braucht prinzipiell nicht zwischen Locker- und Festgestein unterschieden werden, sofern man ein Kontinuumkriterium akzeptiert. Auch kann einer bestimmten geologischen Abfolge kein einheitliches Modell zugeordnet werden, vielmehr weist ein Gesteinsverband auf Grund

seiner Heterogenität i.d.R. lokal wechselnde Strömungsvorgänge und hydraulische Eigenschaften auf.

Sämtliche Auswerteverfahren setzen gespannte Verhältnisse im Grundwasserleiter voraus, daher müssen die gemessenen Wasserstände bei Pumpversuchen aus einem Grundwasserleiter mit einer freien Wasserspiegeloberfläche korrigiert werden (Kap. 6.4).

6.5.1.2 Parameterermittlung

Für die Parameterermittlung aus Aquifertests stehen nach der Identifikation des Modells folgende Verfahren zur Verfügung:

a) einfache graphische Verfahren (Ausgleichsgerade)

Die Absenkungsdaten (oder Teile aus bestimmten Zeitintervallen) werden je nach zugrunde gelegtem Aquifermodell in unterschiedlich skalierte Diagramme eingetragen. Danach werden Ausgleichsgeraden durch die Meßdaten gezogen. Mittels einfacher analytischer Lösungen können so aus bestimmten Zeitintervallen Aquiferparameter ermittelt werden. Beispiele für diese Auswerteverfahren sind in den nachstehenden Abschnitten aufgeführt (z.B. Abb. 29, 30, 35, 37).

Die Vorteile dieser Verfahren liegen bei der einfachen Handhabung und bei der schnellen Ermittlung der Ergebnisse. Außerdem ist wenig subjektive Manipulation möglich. Allerdings setzen diese Verfahren einen relativ hohen Idealisierungsgrad voraus. Bei dieser Art der Auswertung können nur Teilinformationen gewonnen werden.

b) Typkurvendeckungsverfahren

Bei dem Typkurvendeckungsverfahren wird im Vergleich zu den Verfahren der Ausgleichsgeraden keine linearisierte Beziehung zwischen den abhängigen und unabhängigen Variablen gesucht. Der Absenkungsverlauf eines Pumpversuches entspricht der mathematischen Lösung für das Interpretationsmodell, der sog. „Typkurve“, die für die Auswertung benutzt wird. Die Parameterbestimmung basiert auf dem direkten Vergleich der theoretischen Absenkwerte mit den tatsächlich gemessenen Werten. Die Aquiferparameter werden aus dem Scharparameter und dem sogenannten Typkurvendeckpunkt berechnet. Typkurven gibt es für zahlreiche Aquifermodelle;

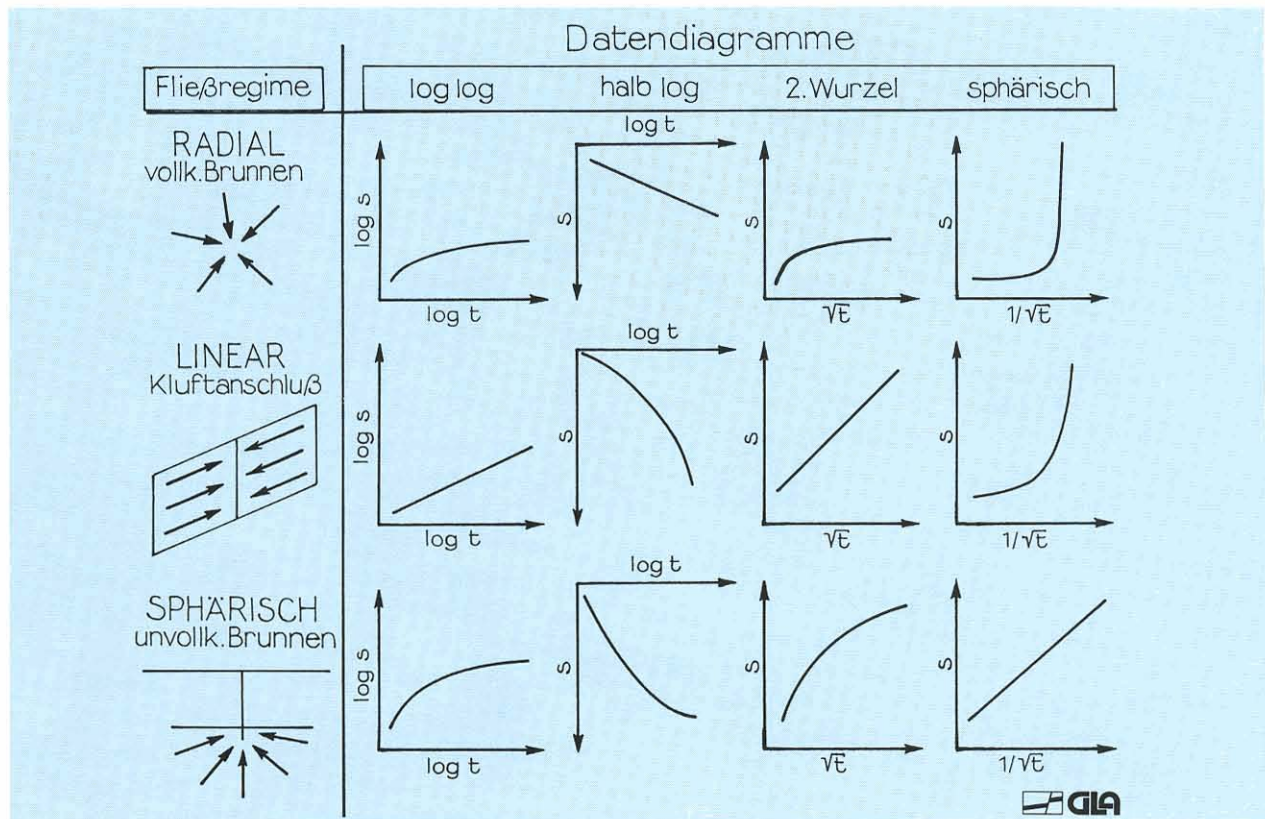


Abb. 23: Identifikation von Fließregimen anhand von Zeit-Absenkungsdiagrammen

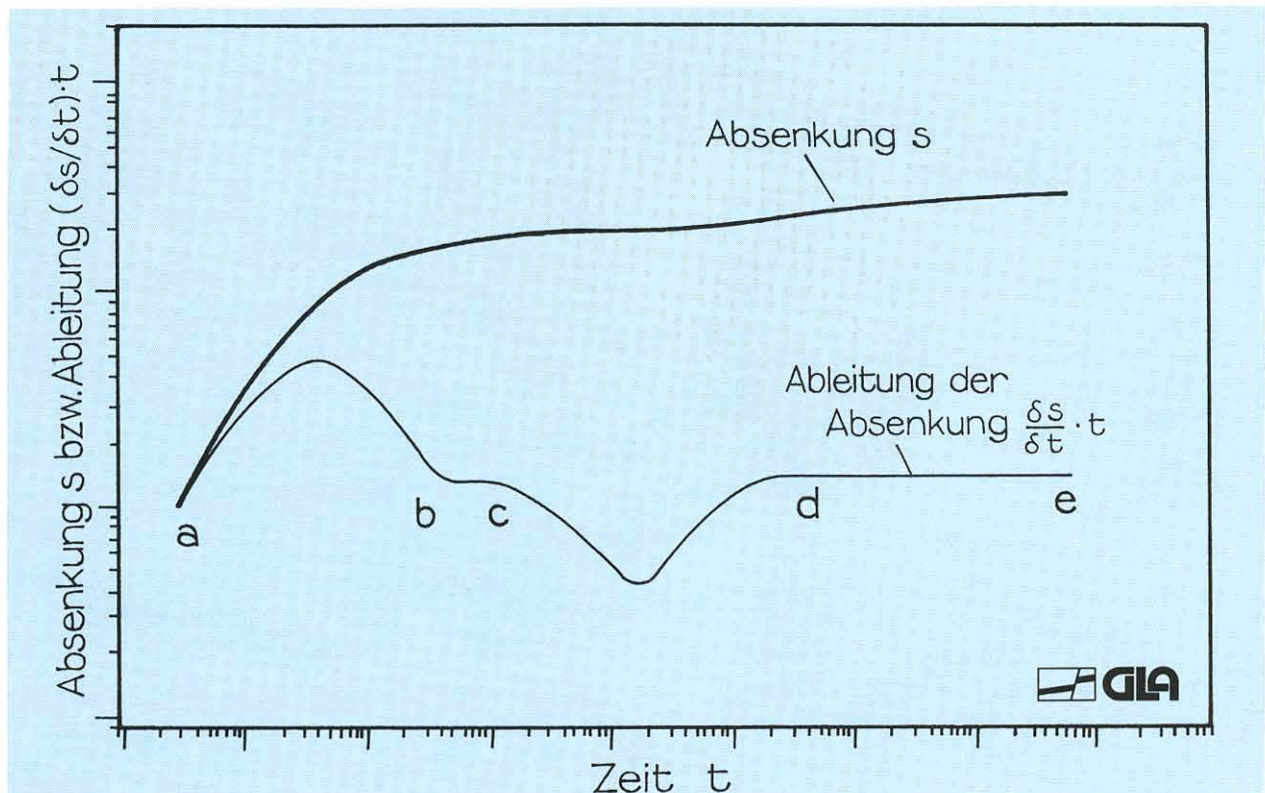


Abb. 24: Doppellogarithmische Darstellung des Absenkungsverlaufs mit Ableitung der Absenkung für einen Doppelporositätsaquifer

Interpretation der Absenkungskurve: a-b – BrunnenSpeicherung; b-c – Radiales Fließen in den Klüften, bevor der Zustrom aus der Matrix einsetzt; c-d – Strömungsvorgang aus der Matrix in die Klüfte dominiert; d-e – Strömungsvorgang in den Klüften wird wieder dominant; radiales Fließen setzt wieder ein

sie basieren sowohl auf der Absenkung als auch auf der Ableitung der Absenkung (Abb. 24).

Der Vorteil der Anwendung von Typkurven besteht in ihrer einfachen Handhabung, der Auswertung ohne zeitliche Beschränkung und in der Ermittlung von mehr Parametern als bei den einfachen graphischen Verfahren. Der Nachteil dieses Verfahrens besteht darin, daß ein hoher Idealisierungsgrad bei der Anwendung erforderlich ist und daß die Anpassung der Daten gegen Ende des Pumpversuchs unsicher ist. Dies kann allerdings durch die Ableitung der Kurve vermindert werden (vgl. Abb.24).

c) **Rechnergestützte Verfahren** (beispielsweise EDV-Programm THPUMP am GLA):

Bei diesen Verfahren werden abgeschätzte Aquiferparameter – Startwerte – in ein Rechnerprogramm eingegeben und mittels der analytischen Lösung theoretische Absenkungen und Wiederanstiegswerte berechnet. Die berechneten Werte werden mit den gemessenen Werten verglichen. Sind die Abweichungen zu groß, so wird automatisch ein neuer Parametersatz vorgegeben, der bei der erneuten Lösung die Abweichungen verkleinert. Dieser Zyklus wird solange fortgesetzt, bis die bestmögliche Übereinstimmung zwischen den Meßwerten und Rechnerwerten erreicht ist. Es haben sich Suchstrategien durchgesetzt, bei welchen aus den Abweichungen eine Gütefunktion ermittelt wird, die es zu minimieren gilt.

Der Vorteil dieser Verfahren besteht darin, daß eine Auswertung ohne zeitliche Beschränkung möglich ist, wobei alle Pumpversuchsdaten gleichzeitig benutzt werden. Außerdem kann der Versuch auch dann ausgewertet werden, wenn mehrere Brunnen in Betrieb sind. Allerdings ist für diese Verfahren ein hoher Idealisierungsgrad erforderlich. Das Aquifermodell muß vorgegeben werden.

d) **Numerische Verfahren**

Es handelt sich hierbei um zweidimensionale, rotationssymmetrische numerische Lösungen. Die Verfahren müssen eingesetzt werden, wenn es für den vorgegebenen Aquiferaufbau und/oder die Brunnenausbauverhältnisse keine analytischen Lösungen gibt.

Die Vorteile dieser Verfahren bestehen beispielsweise in der interaktiven Pumpversuchsauswertung durch manuelle Datenmanipulation, in der Möglichkeit der Ermittlung von Strömungsver-

hältnissen in unmittelbarer Nähe des Brunnens oder in der Berechnung von Typkurven für solche Grundwasserleiter- und Brunnenverhältnisse, für die keine analytischen Lösungen bekannt sind. Von Nachteil ist sicherlich die zeitaufwendige Handhabung sowie die Notwendigkeit spezieller Soft- und Hardware.

Aus Aquifertests können je nach vorgegebenem hydraulischen Modell folgende Aquiferparameter ermittelt werden:

- Parameter, die das Leitvermögen (T , k_f , k , T^*) und das Speichervermögen (S , S_s , n_d) eines Aquifers kennzeichnen
- Parameter, die den Kluftaquifer beschreiben (Kluftweite, Kluftlänge, Speicherverhältnis und Durchlässigkeitsverhältnis bei Zweiporositätsmedien...)
- Parameter, die den Brunnen bzw. das Bohrloch charakterisieren (Brunnenspeicherung, Skin)
- Parameter zur Beschreibung der Eigenschaften hydraulisch wirksamer Ränder (hydraulische Entfernung des Randes, Leakagefaktor...)

6.5.2 Auswerteverfahren nach THEIS (1935) und JACOB (1946)

Das Verfahren von THEIS und die daraus abgeleiteten Vereinfachungen von JACOB sind anhand von Beispielen ausführlich im „Arbeitsblatt Pumpversuche in Porengrundwasserleitern“ (ARMBRUSTER et al. 1976: 14 ff.) behandelt worden. Der analytischen Berechnung des Absenkungs- bzw. Wiederanstiegsverlaufs liegen folgende Annahmen zugrunde:

- lateral unendlich ausgedehnter, homogener, isotroper Aquifer von gleichbleibender Mächtigkeit (H)
- die Vorratsänderung im Aquifer erfolgt ohne Verzögerung proportional zur Absenkung (s) (gepanntes System mit konstantem Speicherkoeffizient S)
- der vollkommene Brunnen mit vernachlässigbarer Eigenkapazität (Liniensenke) wird mit konstanter Rate (Q) abgepumpt.

Die allgemeine Gleichung für die räumliche (r) und zeitliche (t) Änderung des Absenktrichters lautet:

$$s(r, t) = \frac{Q}{4 \pi T} W(u) \quad \text{mit : } u = \frac{r^2 S}{4 T t} \quad (6.8)$$

Die halblogarithmische Darstellung der Brunnenfunktion $W(u)$ zeigt Abb. 25. Man sieht, daß die Funk-

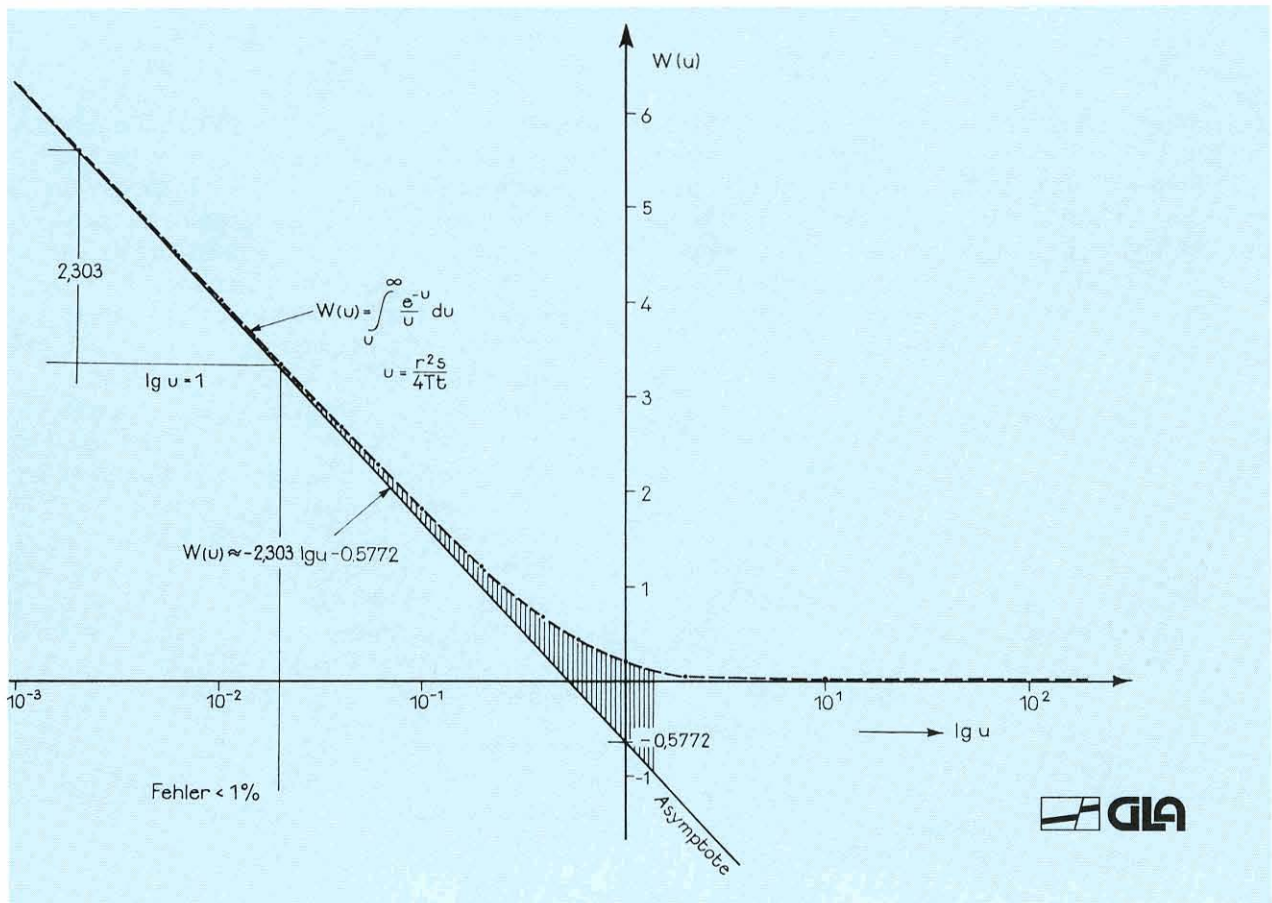


Abb. 25: Theis'sche Brunnenfunktion $W(u)$ und ihre linearisierte Form

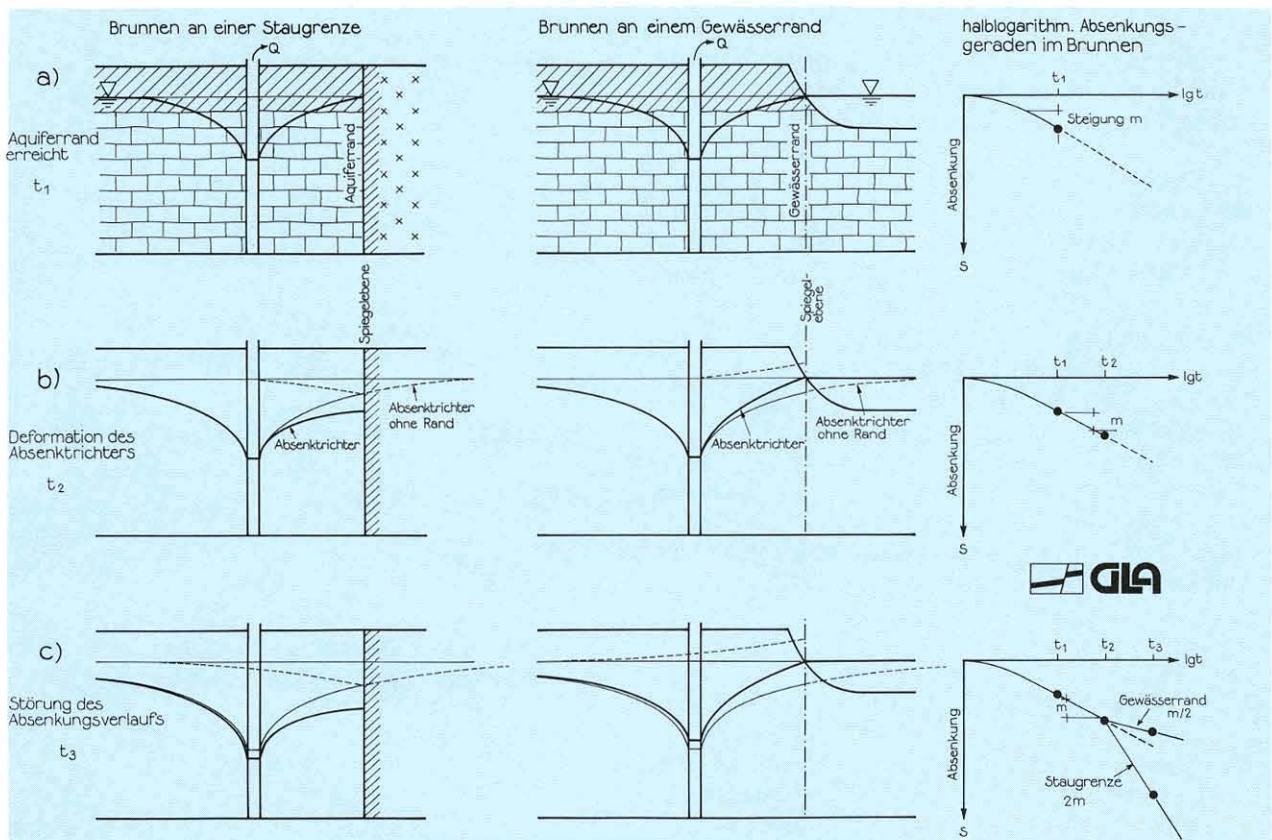


Abb. 26: Auswirkung von Aquiferrändern auf den Absenkungsverlauf im Brunnen

tion für kleine Argumente ($u < 0,02$) durch eine Gerade mit der Steigung 2,303 (Umrechnungsfaktor zwischen natürlichem und dekadischem Logarithmus) ersetzt werden kann. Auf dieser Vereinfachung basiert die Auswertung nach dem Geradenlinienverfahren (JACOB 1946), das bei ARMBRUSTER et al. (1976) beschrieben ist.

6.5.3 Einfluß hydraulisch wirksamer Ränder

Die Modellvorstellung eines unendlich ausgedehnten Aquifers bedeutet für die Realität, daß die Grenzen des Aquifers außerhalb des Absenkungstrichters liegen. Tatsächlich stehen jedoch manche Brunnen so nahe an den Aquifergrenzen, daß diese die Form des Absenktrichters deutlich verändern. Grundsätzlich wird zwischen Stau- und Anreicherungsgrenzen (z. B. dichte Talränder bzw. infiltrierende Gewässer) unterschieden (Abb. 26). Auf die verschiedenen Darstellungen des Absenkungsverlaufes wirkt sich dies folgendermaßen aus:

- die Einwirkung von Staugrenzen gibt sich durch eine größere Steigung der halblogarithmischen Absenkungskurve zu erkennen
- Anreicherungsgrenzen sind dagegen durch eine geringere Steigung der halblogarithmischen Absenkungskurve erkennbar (Abb. 26c).

Analytisch lassen sich solche Grenzen durch Superposition der Funktionen für den Absenkungsverlauf erzeugen. Hydraulisch läßt sich dieser Vorgang (nach Abb. 26) durch eine Reflexion des Absenkungstrichters (Spiegelungsmethode) an den Rändern veranschaulichen. Auswertungsbeispiele für Porengrundwasserleiter geben ARMBRUSTER et al. (1976: Anl. 10). Mit Hilfe der Spiegelungsmethode läßt sich aber auch umgekehrt die Dichtheit von Aquiferrändern ermitteln, vgl. BERTLEFF et al. (1985).

Zusätzliche äußere Einflüsse auf den Absenkungsverlauf, z. B. infolge Niederschlag, Gezeiten oder Hochwasser, sind zudem zu berücksichtigen.

6.5.4 Brunnenspezifische Einflüsse

Der Absenkungsverlauf im Entnahmebrunnen wird von dessen hydraulischem Anschluß an den Aquifer (Vollkommenheitsgrad, Skineffekt) und von dem Brunnendurchmesser (Eigenkapazität) bestimmt.

In der engeren Umgebung eines **unvollkommenen Brunnens** treten infolge der Krümmung der Stromlinien vertikale Fließkomponenten auf, die die Absenkung verstärken. In Festgesteinsgrundwasserleitern können in Brunnen solche Effekte durch den Skineffekt erfaßt werden. Als **Skin** bezeichnet man eine radiale Zone in der unmittelbaren Umgebung des Brunnens, die eine deutlich andere Durchlässigkeit aufweist als der Aquifer. Aufgrund des Bohrvorganges (Infiltration der Bohrspülung, Verschmieren von Tonschichten) kann diese Zone deutlich geringer durchlässig sein und führt dann zu größeren Absenkungen. In diesem Fall ist der Skinfaktor $s_F > 0$; für dichte Bohrlöcher gilt $s_F = +\infty$. Durch Stimulation der Brunnen (Säuerung, hydraulic fracturing) entsteht um den Brunnen eine Zone erhöhter Durchlässigkeit, wodurch sich die Absenkungsbeträge verringern. Der Skinfaktor wird dabei negativ und kann in extremen Fällen $s_F = -5$ erreichen.

Unter Voraussetzung eines konstanten Skinfaktors ergibt sich der vom Skineffekt verursachte zusätzliche Absenkungsbetrag (Δs_{Skin}) zu:

$$\Delta s_{\text{Skin}} = \frac{Q}{2\pi T} s_F \quad [\text{m}] \quad (6.9)$$

Großkalibrige Brunnen können ein beträchtliches Wasservolumen speichern, das zu Beginn eines Pumpversuches gefördert wird, bevor der Zustrom aus dem Aquifer einsetzt. Diesen Effekt bezeichnet man als **Brunnenspeicherung** oder **Eigenkapazität** des Brunnens (C); sie wird definiert als Volumenänderung des Brunneninhaltes (ΔV) pro Druckdifferenz (Δp), wobei die Druckdifferenz in eine Absenkungsdifferenz ($\Delta \varrho = \varrho g \Delta s$) umgewandelt werden kann:

$$C = \frac{\Delta V}{\Delta p} = \frac{\Delta V}{\varrho \cdot g \cdot \Delta s} \quad [\text{m}^3/\text{Pa}] \quad (6.10a)$$

In Brunnen mit frei beweglichem Wasserspiegel entspricht diese Volumenänderung $\Delta V = r_w^2 \cdot \Delta s$, so daß aus Gleichung (6.10a) folgt:

$$C = \frac{r_w^2 \pi}{\varrho g} \quad [\text{m}^3/\text{Pa}] \quad (6.10b)$$

Damit ist die Brunnenspeicherung allein vom Brunnenradius abhängig. Ihre Dauer (t_B) beträgt:

$$t_B = \frac{r_w^2}{2T} (60 + 3,5 s_F) \quad [\text{s}] \quad (6.11)$$

Nach Gleichung (6.11) kann die Brunnenspeicherung bei gering ergebnigen Aquiferen sehr lange dauern.

ern; sie wird durch einen positiven Skinfaktor zusätzlich verlängert. Beide Effekte zusammen können die Anfangsdaten eines Pumpversuches stark „verfälschen“. Abb. 27 zeigt bei halblogarithmischem Auftrag der Meßdaten anfangs einen s-förmigen Kurvenverlauf, der durch einen positiven Skinfaktor verstärkt wird.

Die drei in Abb. 27 dargestellten, halblogarithmisch aufgetragenen Absenkungskurven lassen erkennen, daß die Meßdaten nach Abklingen der Brunnen-speicherung in drei Geraden gleicher Steigung übergehen, d. h., bei der Auswertung verfälscht der Skinfaktor die Transmissivität dann nicht, wenn eine ausreichend lange Pumpzeit erreicht wird.

Im Gegensatz dazu wird bei der Auswertung der Speicherkoeffizient durch den Skinfaktor stark beeinflusst, da er aus dem Schnittpunkt (t_0) zwischen der Absenkungsgeraden und der Abszisse ($s = 0$) ermittelt wird:

$$S = \frac{2,25 T t_0}{r_w^2} \tag{6.12}$$

Bei einem negativen Skinfaktor ($s_F < 0$, in Abb. 27) wird der extrapolierte Schnittpunkt nach rechts verschoben (t_{s^*}), was einer Vergrößerung des S-Wertes gleichkommt. Bei positivem Skin ($s_F > 0$, in Abb. 27) ergibt sich ein zu kleiner S-Wert. In beiden Fällen erhält man also nur einen scheinbaren Speicherkoeffizienten (S^*). Unter der Voraussetzung, daß der wahre Speicherkoeffizient bekannt oder mit Gleichung 7.2 abgeschätzt worden ist, läßt sich aus dem scheinbaren Speicherkoeffizienten der Skinfaktor ermitteln (vgl. STÖBER 1986). Berechnet man den scheinbaren Speicherkoeffizienten nach Gleichung (6.12), so gilt folgende Beziehung:

$$S = S^* e^{2s_F} \tag{6.13a}$$

oder

$$s_F = \frac{1}{2} \ln \frac{S}{S^*} \tag{6.13b}$$

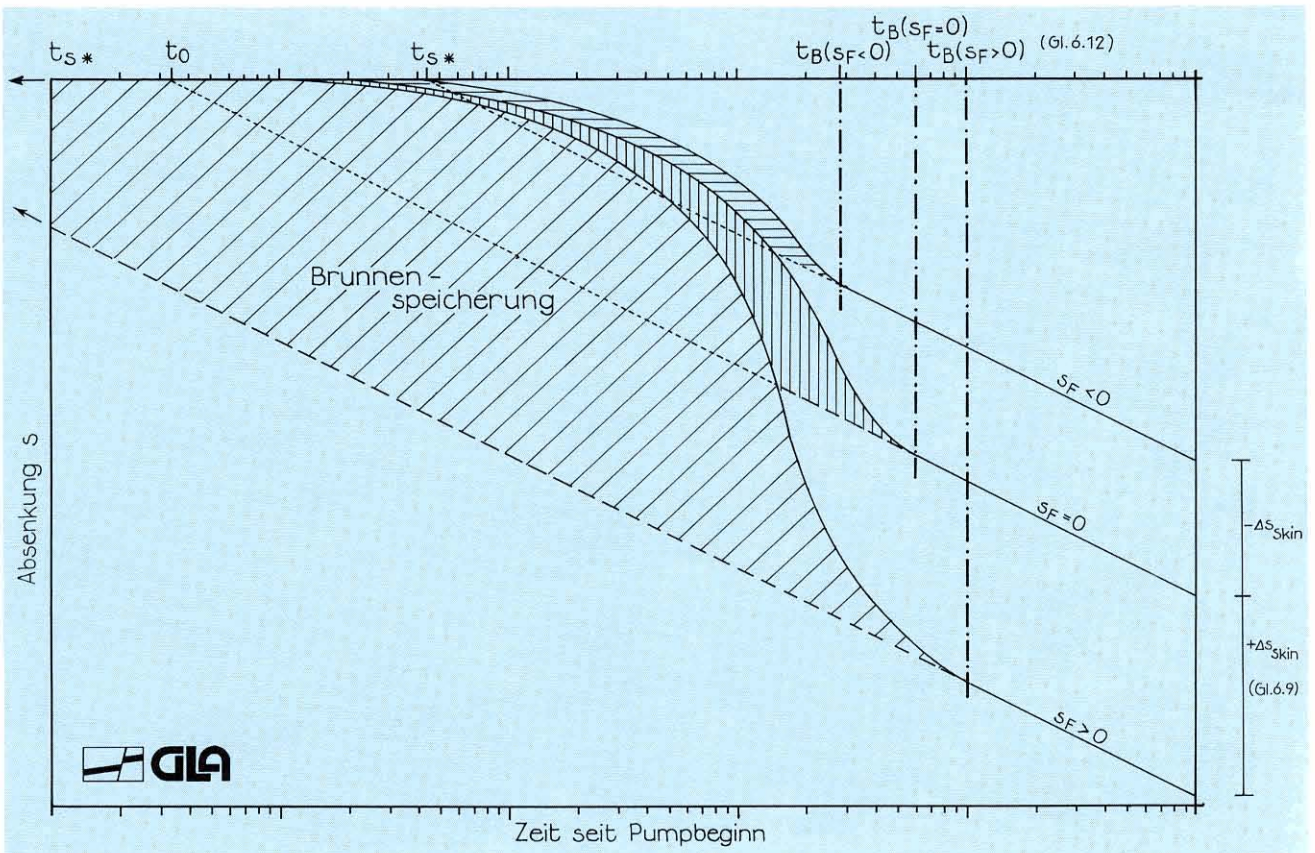


Abb. 27: Einfluß des Skinfaktors (s_F) auf die Dauer (t_B) der Brunnen-speicherung

Wegen des logarithmischen Maßstabes der Zeitachse in Abb. 27 führen bereits kleine Skinfaktoren zu großen Fehlern bei der S-Wert-Bestimmung.

Ermittlung der Brunnenspeicherung und des Skineffekts

1. Beispiel: Karstgrundwasserbohrung Ringingen/ Albsüdrand – Weißjura

Die 332 m tiefe, südwestlich von Ulm gelegene Bohrung (Bohrdurchmesser 760 mm) erschließt im Bereich der überdeckten Zone des tiefen Karstes Grundwasser aus den Massenkalken des Weißjuras von 250–300 m u. Gel. (vgl. Abb. 28). 15 m neben dem Entnahmehrungen steht die als Meßstelle ausgebaute Aufschlußbohrung.

1980 und 1981 wurden verschiedene Pumpversuche zwischen Q = 10 l/s und Q = 100 l/s gefahren, von denen eine Wiederanstiegsphase (Vers.-Nr. 5) und eine Absenkphase (Vers.-Nr. 9) ausgewertet wurden. Nach einem eintägigen zyklischen Pumpen (vgl. Kap. 7) wurde der Wiederanstieg gemessen. Für den halblogarithmischen Auftrag (t + t')/t' gegen s in Abb. 29 wurde die maßgebliche Pumpzeit nach Gleichung (6.1) zu

$$\bar{t} = 3610 \text{ m}^3 / 0,046 \text{ m}^3\text{s}^{-1} \approx 1310 \text{ min}$$

bestimmt. Der auffallend s-förmige Verlauf der Meßdaten zeigt den starken Einfluß der Brunnenspeicherung und des

Skineffekts an. Die Daten gehen erst allmählich in eine Gerade über, aus deren Steigung die Transmissivität zu

$$T = 0,183 \cdot 0,046 \text{ m}^3\text{s}^{-1} / 15 \text{ m} = 5,61 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2\text{s}^{-1}$$

ermittelt wird. Die Daten der Anfangsphase des Wiederanstiegs liefern also keine Hinweise auf Aquiferparameter, obwohl der Wiederanstieg in dieser Phase zu 90 % erfolgt. Maßgebendes Abbruchkriterium für die Wiederanstiegsmessung ist daher nicht der Restabsenkungsbetrag, sondern die nach Abb. 18 zu ermittelnde Mindestzeit.

Mit Hilfe der Ausbaudaten der Bohrung errechnet sich die Brunnenspeicherung nach Gleichung (6.10a) zu:

$$C = \frac{\Delta v}{\Delta p} = \frac{r_w^2 \pi}{\rho \cdot g} = \frac{(0,38 \text{ m})^2 \pi}{10^3 \text{ kg m}^{-3} \cdot 9,81 \text{ ms}^{-2}} = 4,62 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3\text{Pa}^{-1}$$

Nach der Wiederanstiegskurve (Abb. 29) läßt sich das Ende der Brunnenspeicherung zu

$$(\bar{t} + t'_B) / t'_B \approx 2,0 \cdot 10^1$$

angegeben, d. h. $t'_B \approx 69 \text{ min}$.

Die Dauer der Brunnenspeicherung läßt sich für den Wiederanstieg folgendermaßen berechnen:

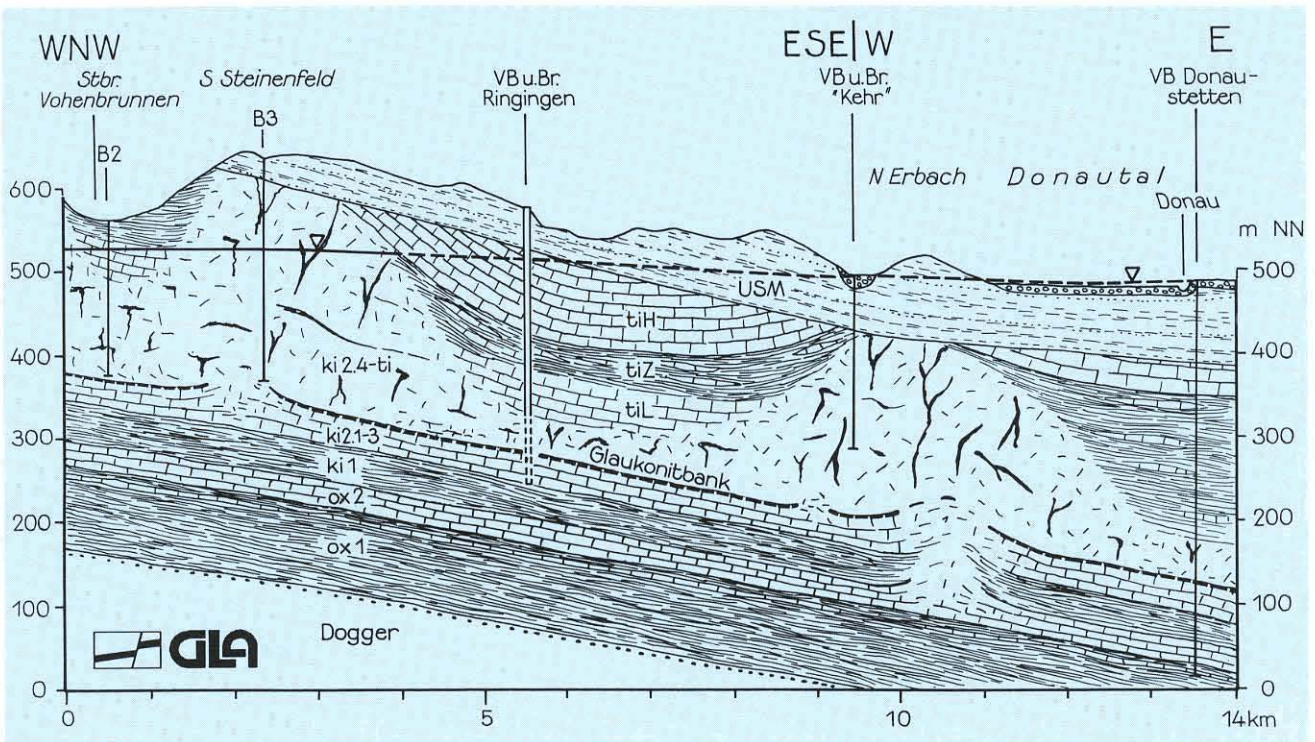


Abb. 28: Hydrogeologischer Schnitt durch den Karstaquifer am Albsüdrand im Bereich Brunnen Ringingen

$$t' = (30 + 3,5 s_F) \frac{r_w^2}{2T} \quad (6.14)$$

Setzt man in Gleichung (6.14) verschiedene Skinfaktoren ein, so erhält man:

s_F	t'	$(\bar{t} + t')/t'$
-5	27 min	$5,02 \cdot 10^1$
0	64 min	$2,16 \cdot 10^1$
5	102 min	$1,39 \cdot 10^1$
10	139 min	$1,05 \cdot 10^1$

Aus dem Vergleich zwischen den berechneten dimensionslosen Wiederanstiegszeiten mit dem Datenauftrag in Abb. 28 kann geschlossen werden, daß der Skinfaktor s_F zwischen 0 und 5 liegt.

In einem späteren Versuch wurde der Absenkungsverlauf im Brunnen selbst und in der 15 m entfernten Meßstelle registriert, so daß der Skinfaktor aus der Absenkungs-

renz zwischen Brunnen und Meßstelle quantifiziert werden konnte. Die Meßdaten der Abb. 30 sind wegen der großen Förderhöhe in den ersten 50 min durch Leistungsschwankungen der Pumpe überlagert. Es läßt sich daher nur aus einem kurzen Meßabschnitt in der Meßstelle eine Transmissivität zu $T = 5,83 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ abschätzen. Die nahezu konstante Absenkung nach ca. 4 h ist auf die speziellen Strömungsverhältnisse im Aquifer zurückzuführen, vgl. Kap. 6.5.5. Auffallend ist die mit $\Delta s = 71,5 \text{ m}$ große Absenkungsdifferenz zwischen Brunnen und Meßstelle, die hauptsächlich wegen des Skineffektes entstand, da die transmissivitäts- und entnahmebedingte Absenkung lediglich:

$$\Delta s = \frac{2,303Q}{2\pi T} \cdot \Delta \log r \quad (6.15)$$

$$= \frac{2,303 \cdot 0,051 \text{ m}^3/\text{s}}{2\pi \cdot 5,83 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}} \cdot \log(15\text{m}) = 32 \text{ m}$$

beträgt.

Das bedeutet, daß die Absenkungsdifferenz von

$$\Delta s = 71,5 \text{ m} - 32 \text{ m} = 39,5 \text{ m}$$

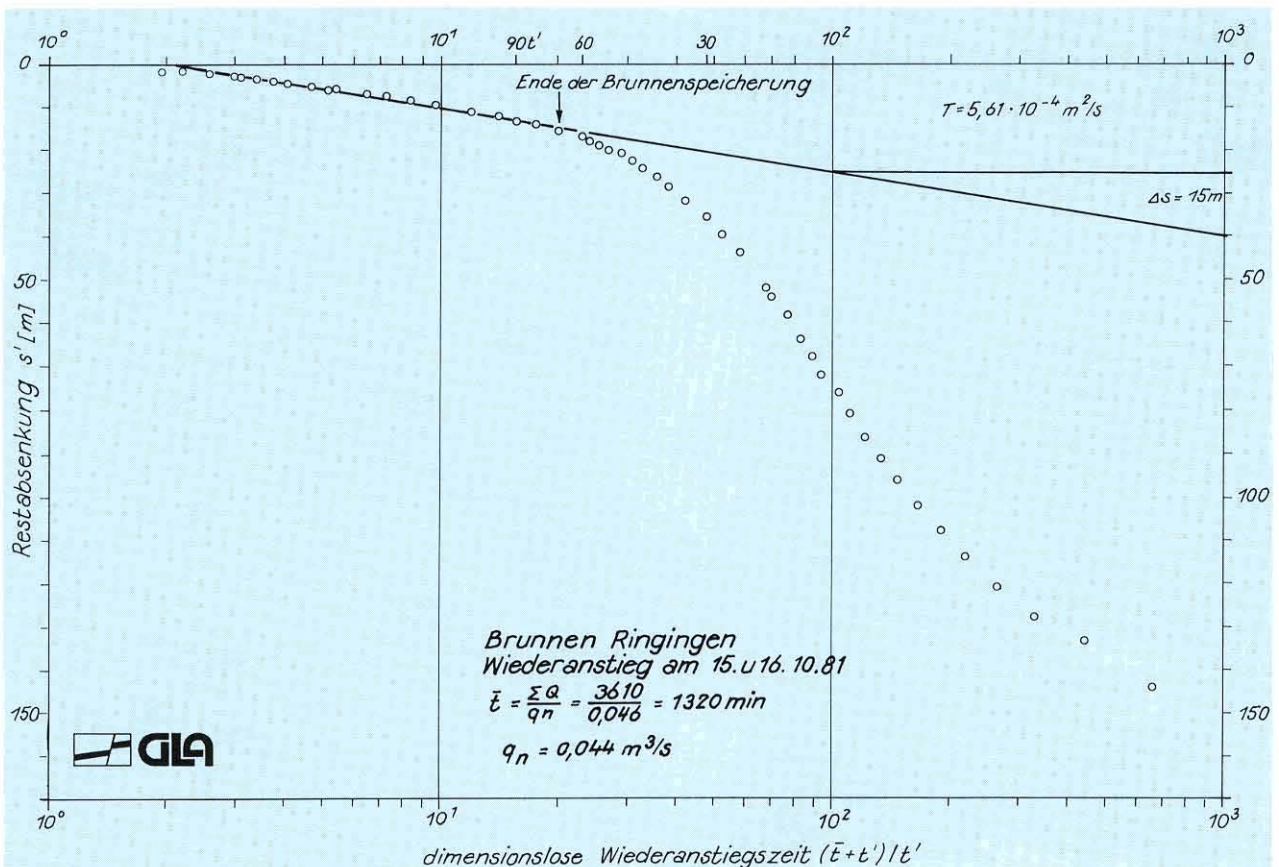


Abb. 29: Wiederanstieg nach einem mehrstufigen Pumpversuch Brunnen Ringingen, 15./16.10.1981

vom Skineffekt verursacht wird. Mit Hilfe der Gleichung (6.9) läßt sich daraus der Skinfaktor zu

$$s_F = \frac{\Delta s \cdot 2\pi T}{Q} = \frac{39,5 \text{ m} \cdot 2\pi \cdot 5,83 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}}{0,051 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$= 2,84$$

ermitteln. Dies steht im Einklang mit der obigen Abschätzung. Das Auswertungsbeispiel Pumpversuch Ringingen zeigt, wie wichtig es ist, die Absenkungs- und Wiederanstiegsphase möglichst genau und in ausreichender Dichte zu registrieren, weil jeder Versuchsteil spezifische Ergebnisse liefert, die für die Auswertung des Gesamtversuches unverzichtbar sind.

2. Beispiel: Tiefbrunnen Rötlen, Ostalbkreis – Stubensandstein

Der Tiefbrunnen Rötlen steht in der Talau der Ellenberger Rot, die in die Schichten des Stubensandsteins (Mittlerer Keuper) eingetieft ist. In diesem Bereich taucht der Stubensandstein mit 2 % nach Südosten unter den Knollenmergel und den überlagernden Schwarzjura des Albvorlandes ab. Die hydrogeologische Situation des ca. 40 m tiefen Brunnens zeigt Abb. 31.

Beim Pumpversuch 1982 wurden über einen Zeitraum von 100 Stunden $Q = 20 \text{ l/s}$ gefördert. Der dazugehörige halb-logarithmisch aufgetragene Absenkungsverlauf (Abb. 32) des Entnahmebrunnens zeigt wiederum deutlich den Einfluß der BrunnenSpeicherung am Anfang der Entnahme. Sie berechnet sich nach den Ausbaudaten nach Gleichung (6.10b) zu:

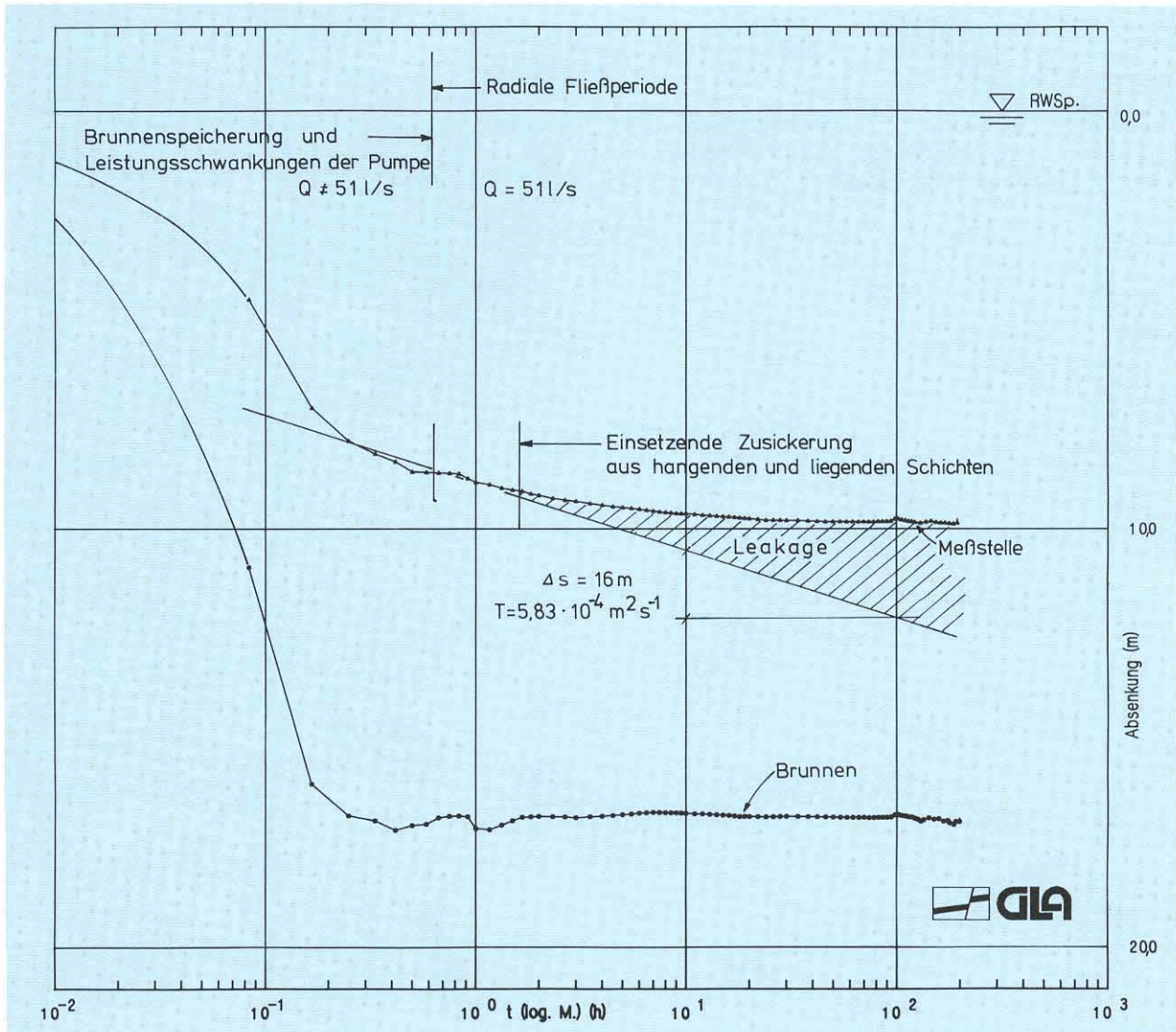


Abb. 30: Halblogarithmische Darstellung der Absenkung im Brunnen Ringingen

$$C = \frac{r_w^2 \pi}{\rho \cdot g} = \frac{(0,4 \text{ m})^2 \pi}{10^3 \text{ kg m}^{-3} \cdot 9,81 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}}$$

$$= 5,12 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{Pa}$$

Ihre Dauer beträgt nach Abb. 30 etwa $t_B = 0,7 \text{ h}$. Ab diesem Zeitpunkt folgen die Meßdaten einer Geraden; aus deren Steigung ergibt sich die Transmissivität

$$T = \frac{2,303 Q}{4 \pi \cdot s} = \frac{2,303 \cdot 0,02 \text{ m}^3/\text{s}}{4 \pi \cdot 1,81 \text{ m}}$$

$$= 2,03 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$

Mit den Parametern t_B , T und r_w läßt sich der Skinfaktor nach Gleichung (6.11) abschätzen.

$$s_F = \frac{2T t_B / r_w^2 - 60}{3,5}$$

Daraus ergibt sich der skinbedingte Absenkungsverlust nach Gleichung (6.9) zu

$$\Delta s_{\text{Skin}} = \frac{s_F \cdot Q}{2\pi \cdot T} = 1,70 \text{ m}$$

Die Absenkungsgerade ohne Skin ist also um 1,70 m nach oben verschoben. Aus dem Schnittpunkt dieser Geraden mit dem Ruhewasserspiegel ergibt sich der Speicherkoeffizient nach Gleichung (6.12):

$$S = \frac{2,25 T t_s}{r_w^2} = 1,34 \cdot 10^{-4}$$

Durch dieses Auswerteverfahren läßt sich neben der Transmissivität auch ein plausibler Speicherkoeffizient des getesteten Stubensandsteinaquifers ermitteln.

6.5.5 Aquiferspezifische Einflüsse auf den Absenkungs- und Wiederanstiegsverlauf

6.5.5.1 Allgemeines

Da die Wasserführung in Kluftaquifern häufig auf einzelne Horizonte (z. B. Verkarstungshorizonte, Sandsteinbänke usw.), Kluft- und Störungszonen beschränkt bleibt, ist das Homogenitätskriterium seltener erfüllt als in Porenaquifern. Außerdem variieren Orientierung und Geometrie der Fließkanäle in weiten Grenzen, so daß Kluftaquifere im Vergleich zu Porenaquifern dem Diskontinuum von Natur aus näher stehen. Hydrogeologisch ist es notwendig,

diese Vielfalt der Einzelfälle zu kategorisieren. Dafür bietet sich folgende Gruppeneinteilung an:

- Die Klüfte sind statistisch zufällig und gleichmäßig verteilt
- der Aquifer gliedert sich in bevorzugte Leit- und Speicherschichten
- der Aquifer besteht aus einem Zweiporositätsmedium, den Klüften und der Matrix
- im Aquifer befindet sich eine endlich dimensionierte Kluft

Blockdiagramme dieser Modelle und deren Druckverhalten (Absenkung und Wiederanstieg) sind in Abb. 22 zusammengestellt. Es bedarf eingehender geologischer (z. B. Kartierung, Aufnahme des Kluftinventars usw.) und geophysikalischer Untersuchungen, um den Einzelfall einem dieser Interpretationsmodelle zuzuordnen. Anhand der hydraulischen Reaktion läßt sich die gewählte Modellvorstellung auf ihre Plausibilität hin überprüfen.

6.5.5.2 Statistisch zufällig und gleichmäßig verteilte Klüfte

Im wesentlichen basiert dieses Modell auf der Brunnenformel von THEIS und deren Näherungslösungen, vgl. Kap. 6.5.2). Wegen der Größe des zugrundezulegenden repräsentativen Elementarvolumens (REV) muß der Aquifer entweder sehr weiträumig oder das Kluftnetz sehr engständig sein. Ausgehend von diesem Grundmodell lassen sich auf Festgesteinsaquifere Auswertungsmodelle mit speziellen Randbedingungen anwenden, die ursprünglich für Porenaquifere aufgestellt wurden. Dazu gehören z. B. das Modell mit verzögerter Zusickerung nach BOULTON (1963) (vgl. ARMBRUSTER et al. 1976: 113 ff.), die verschiedenen Modelle für vertikale Zuflüsse (vgl. Kap. 6.5.5.3) oder Modelle, die eine vertikale Anisotropie nach NEUMAN (1975) berücksichtigen. Insbesondere zählen dazu auch die zahlreichen Auswerteverfahren, die speziellen Versuchsanordnungen (Slug-Test, Drill-Stem-Test, Zyklischer Pumpversuch) Rechnung tragen. Beispiele hierzu enthält Kap. 7.

6.5.5.3 Leit- und Speicherschichten

Es ist häufig zu beobachten, daß sich bei Brunnen in Festgesteinsaquifern die Grundwasserzuflüsse auf einzelne kurze Teufenabschnitte beschränken. Der

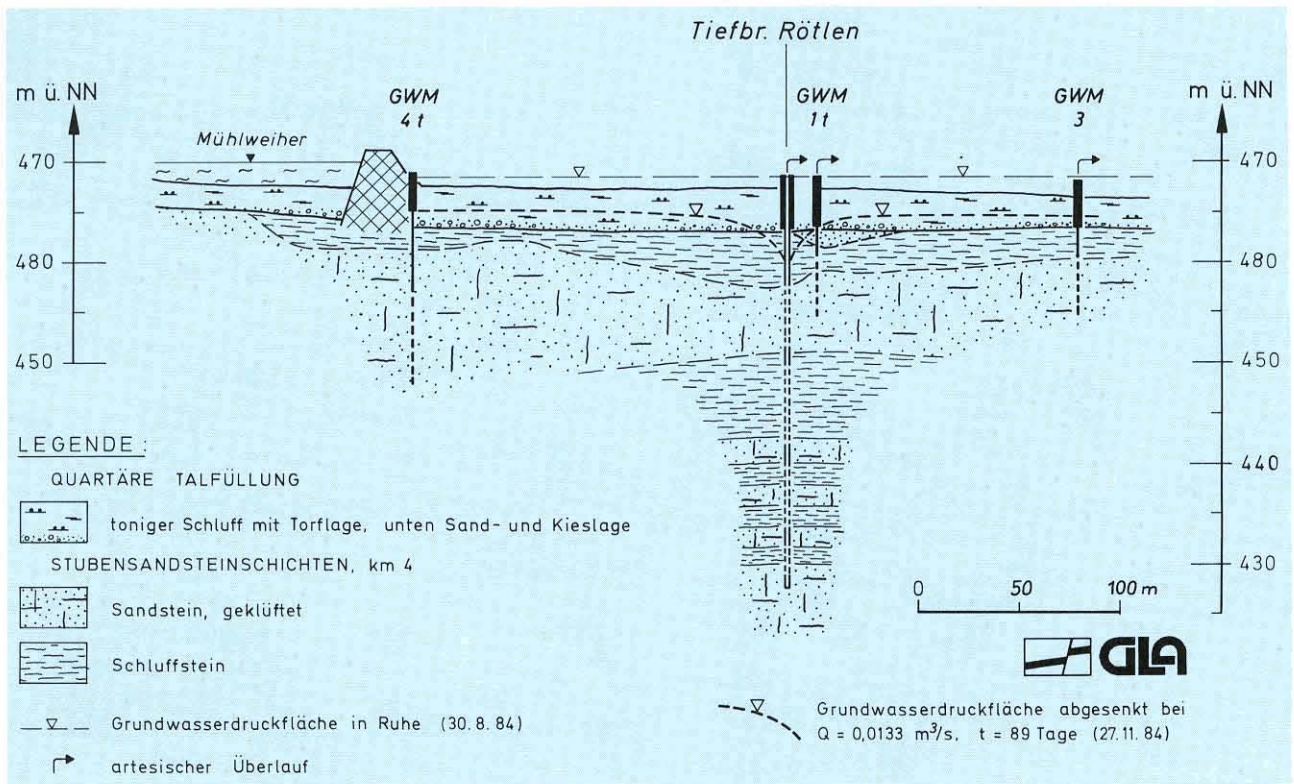


Abb. 31: Hydrogeologischer Längsschnitt für den Tiefbrunnen Rötlen im Tal der Illenberger Rot

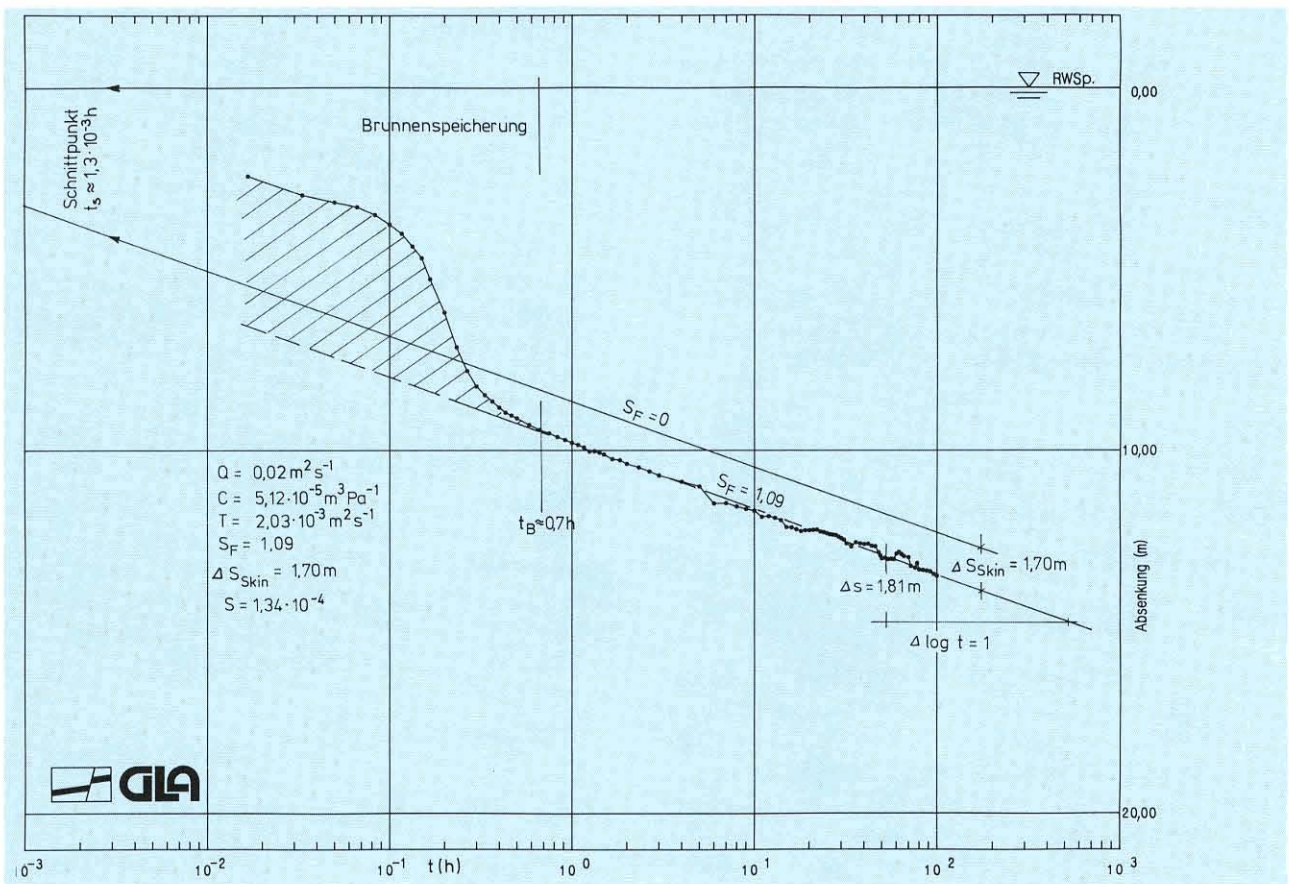


Abb. 32: Bestimmung der Brunnenspeicherung, der Transmissivität, des Speicherkoeffizienten und des Skinfaktors aus dem Absenkungsverlauf im Brunnen Rötlen

größere Teil des Aquifers besteht aus gering permeablen Schichten, die aber im Vergleich zu den hochpermeablen Zonen für die Grundwasserspeicherung maßgebend sind. Bei einer Förderung sickert den durchlässigen Zonen (mit den Aquiferparametern T und S) aus den Speicherschichten (mit den Parametern T' , S') vertikal Wasser zu. Es sind sogenannte Leaky-Aquifere (vgl. ARMBRUSTER et al. 1976: 106). Für Kluftgrundwasserleiter ist es besonders wichtig, das Problem einer zweiseitigen Zusickerung zu betrachten. HANTUSH (1964) hat dazu eine Lösung vorgeschlagen, die von BERKALOFF (1967) für nachstehenden Spezialfall vereinfacht wurde:

$$T \gg T' \text{ und } S' \gg S$$

oder: (6.16)

$$k_f \cdot H \gg k_f' \cdot H' \text{ und } S_s' \cdot H' \gg S_s \cdot H$$

Dabei ist die gesamte Transmissivität auf eine geringmächtige Leitschicht mit vernachlässigbarem Speicherkoeffizienten konzentriert. In Abb. 33 ist das Modellschema mit dem typischen, geknickten Absenkungs- und Wiederanstiegsverlauf dargestellt,

wobei sich die Steigungen der beiden halblogarithmischen Geradenäste wie 1 : 2 verhalten. Die einzelnen Phasen des Absenkungsverlaufes mit den für die Auswertung erforderlichen Gleichungen zeigt Abb. 33. Die erste der fünf Versuchsphasen wird überwiegend von den inneren Randbedingungen (Brunnenspeicherung oder nichtlinearer Kurvenabschnitt bei Meßstellen) beherrscht. Es folgt ein erster Geradenabschnitt, der durch vertikale Zusickerung aus den Speicherschichten geprägt ist. Für seine Steigung und den Schnittpunkt (t_1) mit dem Ruhewasserspiegel ($s = 0$) ergeben sich folgende Gleichungen:

$$\Delta s_1 = \frac{0,183 Q}{2 \cdot T} \tag{6.17}$$

$$t_1 = \frac{1}{2,81} \cdot \left(\frac{r^2}{T}\right)^2 \frac{k_f' \cdot S'}{H'} \tag{6.18}$$

Nach einer Übergangsphase schließt sich ein zweiter Geradenabschnitt an, der die doppelte Steigung der ersten Geraden aufweist. Die entsprechenden Gleichungen lauten:

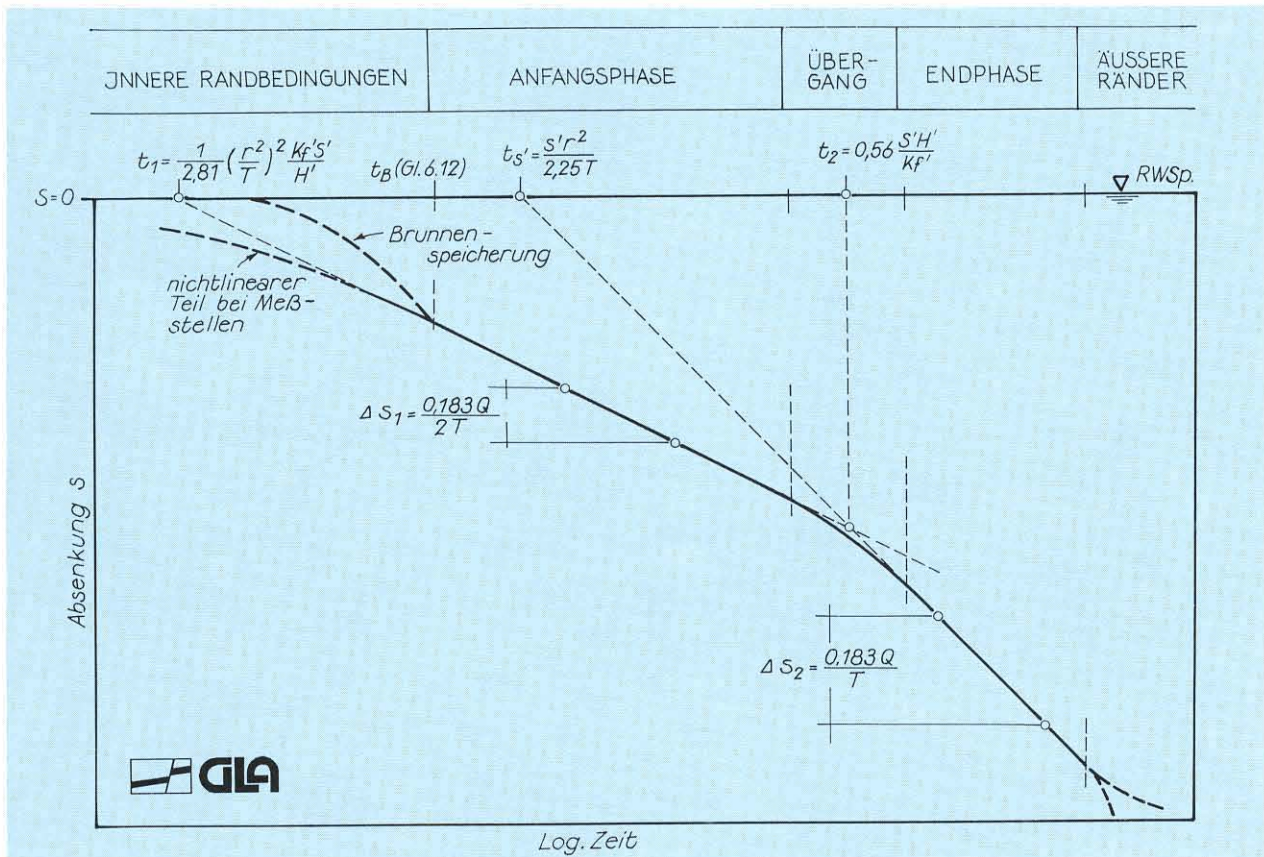


Abb. 33: Schematischer Absenkungsverlauf beim BERKALOFF-Modell

$$\Delta s_2 = \frac{0,183 Q}{T} \quad (6.19)$$

$$t_{S'} = \frac{S' \cdot r^2}{2,25 T} \quad (6.20)$$

Die Gleichung für den Schnittpunkt der beiden Geraden lautet:

$$t_2 = 0,56 \frac{S'H'}{k_f'} \quad (6.21)$$

Aus (6.17) und (6.19) ermittelt man die Transmissivität (T) der Leitschicht. Beide Werte müssen vergleichbar sein. Den Speicherkoeffizienten (S') der Speicherschicht erhält man aus Gleichung (6.20). Mit Hilfe von (6.18) und (6.21) ergeben sich zwei Möglichkeiten, den in Kap. 2.2 beschriebenen Leakagefaktor (k_f'/H') zu bestimmen, was eine gewisse Kontrollmöglichkeit bedeutet.

Aus den beiden Geradenabschnitten des Wiederanstiegs läßt sich nur die Transmissivität der Leitschicht nach Gleichung (6.17) und (6.19) ermitteln.

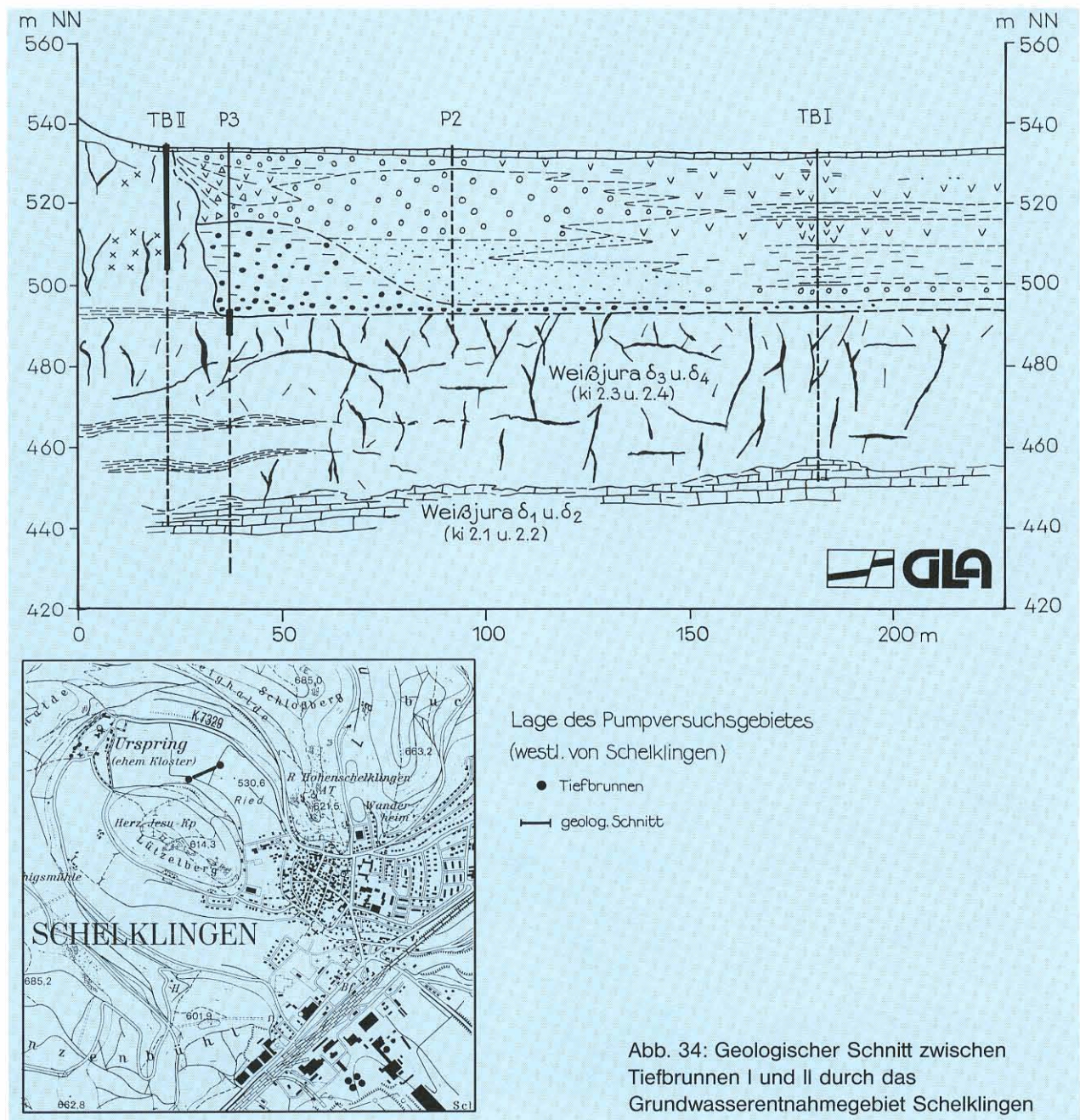


Abb. 34: Geologischer Schnitt zwischen Tiefbrunnen I und II durch das Grundwasserentnahmegebiet Schelklingen

1. Beispiel: Karstgrundwasserschließung Tiefbrunnen II, Schelklingen, Alb-Donau-Kreis

Das Entnahmegebiet befindet sich in einer ehemaligen Talschlinge der vorribeiszeitlichen Donau, im Weißjura, die heute noch das Karstwasser der Albhochfläche sammelt und drainiert (Quelltöpfe Ach und Urspring). Die ca. 40 m mächtige Talfüllung besteht aus verlehmtm Hangschutt, Sanden und Kiesen des Weißjuras, denen im unteren Teil Schwarzwaldmaterial beigemischt ist (Abb. 34).

Aus dieser geringdurchlässigen Talfüllung kann nur wenig Grundwasser erschlossen werden. Darunter folgt der Karstaquifer des mittleren Kimmeridgiums ($w\delta_3, w\delta_4$). Ab etwa 80 m folgen zunehmend mergelige, gering verkarstete Kalke des Kimmeridgiums ($w\delta_1, w\delta_2$), die ebenfalls gering durchlässig sind. Die eigentliche Leitschicht ist also innerhalb der 40 m mächtigen stark verkarsteten Gesteinsserie zu suchen.

Im Mai 1980 wurde im neuen Entnahmebrunnen zunächst ein vierstufiger Brunnentest durchgeführt ($Q_1 = 15,6$ l/s; $Q_2 = 30,6$ l/s; $Q_3 = 45,9$ l/s; $Q_4 = 60$ l/s). Das halblogarithmische Wiederanstiegsdiagramm der Meßstellen P3 und P4 (Abb. 35) zeigt den für das BERKALOFFSche Modell typischen abgeknickten Kurvenverlauf. Dieselben Meßstellen zeigen dieses Verhalten auch beim anschließenden Aquifertest ($Q = 30$ l/s). Die Auswertung des Wiederanstiegs liefert mit Gleichung (6.17) und (6.19) folgende Transmissivitäten:

	Anfangsphase	Endphase
Meßstelle P3	$T = 4,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$	$T = 4,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$
Meßstelle P4	$T = 6,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$	$T = 4,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$

Aus der Absenkung lassen sich mit den Gleichungen (6.17) – (6.21) die weiteren Parameter (S' und k_f'/H') bestimmen:

	Anfangsphase	Endphase	Übergangsphase Gl. (6.21)
Meßstelle P3 $r=17$ m	$T = 6,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ — $k_f'/H' = 3,9 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$	$T = 5,9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ $S' = 3,5 \cdot 10^{-3}$ $k_f'/H' = 2,6 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$	— — $k_f'/H' = 5,4 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$
Meßstelle P4 $r = 81$ m	$T = 6,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ — $k_f'/H' = 4,6 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$	$T = 5,9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ $S' = 4,2 \cdot 10^{-3}$ $k_f'/H' = 1,1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$	— — $k_f'/H' = 4,5 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$

Die für die Leitschicht errechneten Transmissivitäten schwanken nur gering. Dasselbe gilt für die beiden Speicherkoeffizienten der Speicherschicht. Der Leakagefaktor bewegt sich in der Größenordnung zwischen $5 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$

und $3 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$. Der kleinere Wert der Anfangsphase ist wahrscheinlicher, da er durch die zur Kontrolle berechneten Werte der Übergangsphase bestätigt wird.

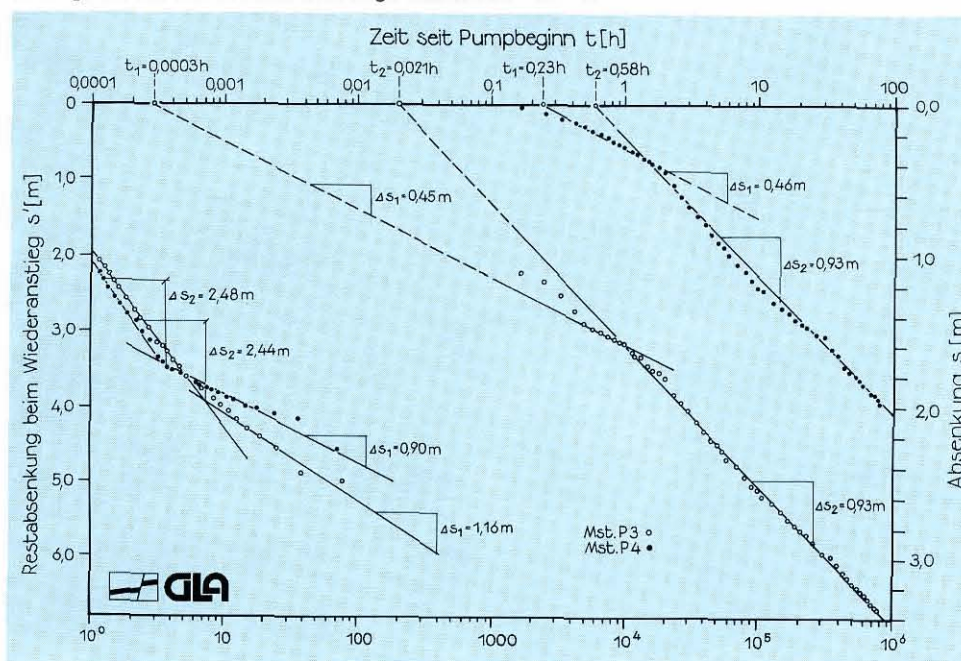


Abb. 35: Auswertung des Absenkungs- und Wiederanstiegsverlaufs nach BERKALOFF in zwei Meßstellen beim Pumpversuch Schelklingen

2. Beispiel: Karstgrundwassererschließung im Donauried (Tiefbrunnen 459, Fassung 4, Landeswasserversorgung)

Im Donauried tauchen die Schichten des Weißjuras unter die tertiären Molassesedimente ab. Auf den Molassesedimenten lagert ein geringmächtiger, quartärer Kiesgrundwasserleiter, der im nördlichen Bereich in direktem Kontakt mit dem Karstaquifer steht. Im mittleren Bereich strömt das tiefe Karstgrundwasser mit seinem höheren Potential durch die gering durchlässigen Molassesedimente in den Kiesaquifer. Die geologische Position der Versuchsbohrung 459 geht aus dem schematischen hydrogeologischen Schnitt der Abb. 36 hervor. Beim Abteufen der Bohrung wurden unter der Molasse zwei Zonen stärkerer Wasserführung festgestellt, von denen die obere noch in den Zementmergeln und die tiefere in den Massenkalken liegt. Im Herbst 1982 wurde ein 165stündiger Pumpversuch mit einer Entnahmerate von $Q = 48$ l/s durchgeführt. Um den Einfluß dieser Karstgrundwasserentnahme auf den Kiesaquifer zu untersuchen, wurden 20 Meßstellen im Kies und vier im Weißjura beobachtet. Das Grundwasser in den Kiesen hat außerordentlich schwach auf die Entnahme reagiert. Die Reaktion war außerdem von Fremdeinflüssen überlagert. Besonders bemerkenswert ist, daß den witterungsbedingten, langfristigen Luftdruckschwankungen eine höherfrequente Schwingung überlagert wird, die sich eindeutig als Gezeitenwirkung der Sonne (halb- und ganz-tägige solare Welle) identifizieren ließ (vgl. Abb. 47).

Die geohydraulische Auswertung beschränkt sich nachfolgend auf die Absenkung und den Wiederanstieg im Entnahmebrunnen. Beide Vorgänge wurden zusammen in einem Diagramm halblogarithmisch aufgetragen (Abb. 37). Die Kurven verlaufen exakt zentralsymmetrisch und zeigen übereinstimmend folgende hydraulische Kennzeichen:

- der Kurvenbeginn wird jeweils vom Effekt der Brunnen-speicherung geprägt
- die übrigen Meßdaten ergeben jeweils zwei Geradenabschnitte, deren Steigungen sich wie 1 : 2 verhalten. Absenkung und Wiederanstieg verlaufen parallel. Diese Beobachtungen folgen den Gesetzmäßigkeiten des BERKALOFF-Modells; auch die hydrogeologischen Befunde erlauben seine Anwendbarkeit.

Aus den Geradenabschnitten ergeben sich nach Gleichung (6.17) und (6.19) insgesamt vier Transmissivitätswerte für die Leitschicht (Einzelwerte vgl. Abb. 37). Der Mittelwert beträgt $\bar{T} = 1,3 \cdot 10^{-2}$ m²/s. Aus dem vertikalen Abstand der Geraden läßt sich der durch den Skin verursachte Absenkungsverlust direkt mit $\Delta s_{\text{Skin}} = 7,2$ m ablesen. Nach Gleichung (6.9) errechnet sich hiermit der Skinfaktor zu:

$$s_F = 2\pi T \Delta s_{\text{Skin}} / Q$$

$$= (2\pi \cdot 1,3 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s} \cdot 7,2 \text{ m}) / (0,048 \text{ m}^3/\text{s}) \approx 12,3$$

Für die Berechnung des Speicherkoefizienten der Speicherschicht S' nach Gleichung (6.20) benötigt man den skinfreien Absenkungsverlauf, den die Wiederanstiegs-kurve repäsentiert. Aus dem Schnittpunkt der Wiederanstiegs-kurve mit $s = 0$ und der Projektion auf die Förderzeit-skala ergibt sich $t_S' = 5,8 \cdot 10^{-3}$ h und damit $S' = 2,9 \cdot 10^{-2}$. Der Schnittpunkt der beiden Geraden liefert nach Gleichung (6.21) in Verbindung mit dem ermittelten Speicherkoefizienten S' den Leakagefaktor:

$$k_f'/H' = 0,56 \cdot S'/t_2 = 0,56 \cdot 2,9 \cdot 10^{-2} / 0,17 \text{ h}$$

$$= 2,7 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$$

Damit sind die wesentlichen Parameter des Modellsystems bestimmt.

Nach den vorliegenden Erfahrungen kann das BERKALOFF-Modell in zahlreichen Fällen auf die mächtigen verkarsteten Grundwasserleiter des Weißjuras übertragen werden, bei denen die Hauptwasserzutritte auf einzelne Horizonte beschränkt sind.

In jedem Fall bleibt jedoch zu prüfen, ob sich der festgestellte Absenkungsverlauf nicht auf eine hydraulisch wirksame Barriere zurückführen läßt. Beim vorstehenden Beispiel müßte man dafür annehmen, daß die Transmissivität doppelt so hoch ist und daß sich in nur 25 m Entfernung eine ausgedehnte, vollkommen dichte Barriere befindet. Dagegen sprechen der zentralsymmetrische Verlauf beider Kurven und der geologische Befund.

6.5.5.4 Zwei-Porositäts-Systeme

Der Begriff „Zwei-Porositäts-System“ wurde von BARENBLATT et al. (1960) eingeführt. Diese Modellvorstellung geht davon aus, daß in einem Aquifer zwei statistisch zufällig verteilte Porositäten, der Gesteinstrennflächen und der Gesteinsmatrix, existieren. Die hydraulische Leitfähigkeit der Trennflächen ist größer als die der Matrix, so daß letztere über Leakage (sogenannte Interporosity Flow) die Trennfläche und diese den Brunnen speist. In hydraulisch vergleichbarer Weise sind das „Würfelmodell“ von WARREN & ROOT (1963) und das „Plattenmodell“ von KAZEMI (1969) zu verstehen, wobei aus dem letzteren der Spezialfall des Modells der Leit- und Speicherschicht hervorgeht (vgl. Kap. 6.5.4.2). Abb. 38 zeigt Schemata dieser drei Modelle mit einer halblogarithmisch aufgetragenen Absenkungskurve (vgl. Abb. 22).

Die Näherungslösung von WARREN & ROOT (1963) für die Absenkung weist im halblogarithmischen Auftrag

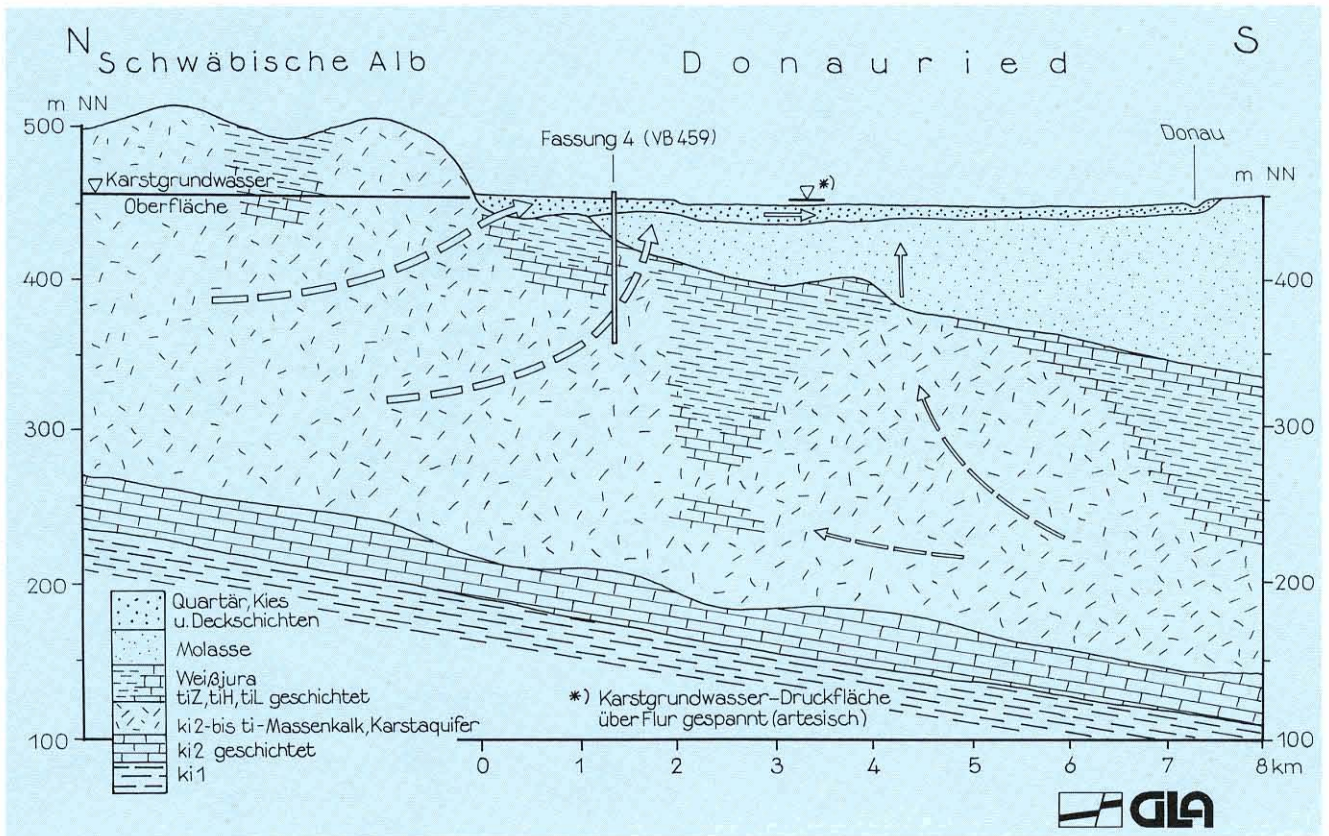


Abb. 36: Schematischer hydrogeologischer Nord-Süd-Schnitt von der Schwäbischen Alb durch das Donauried

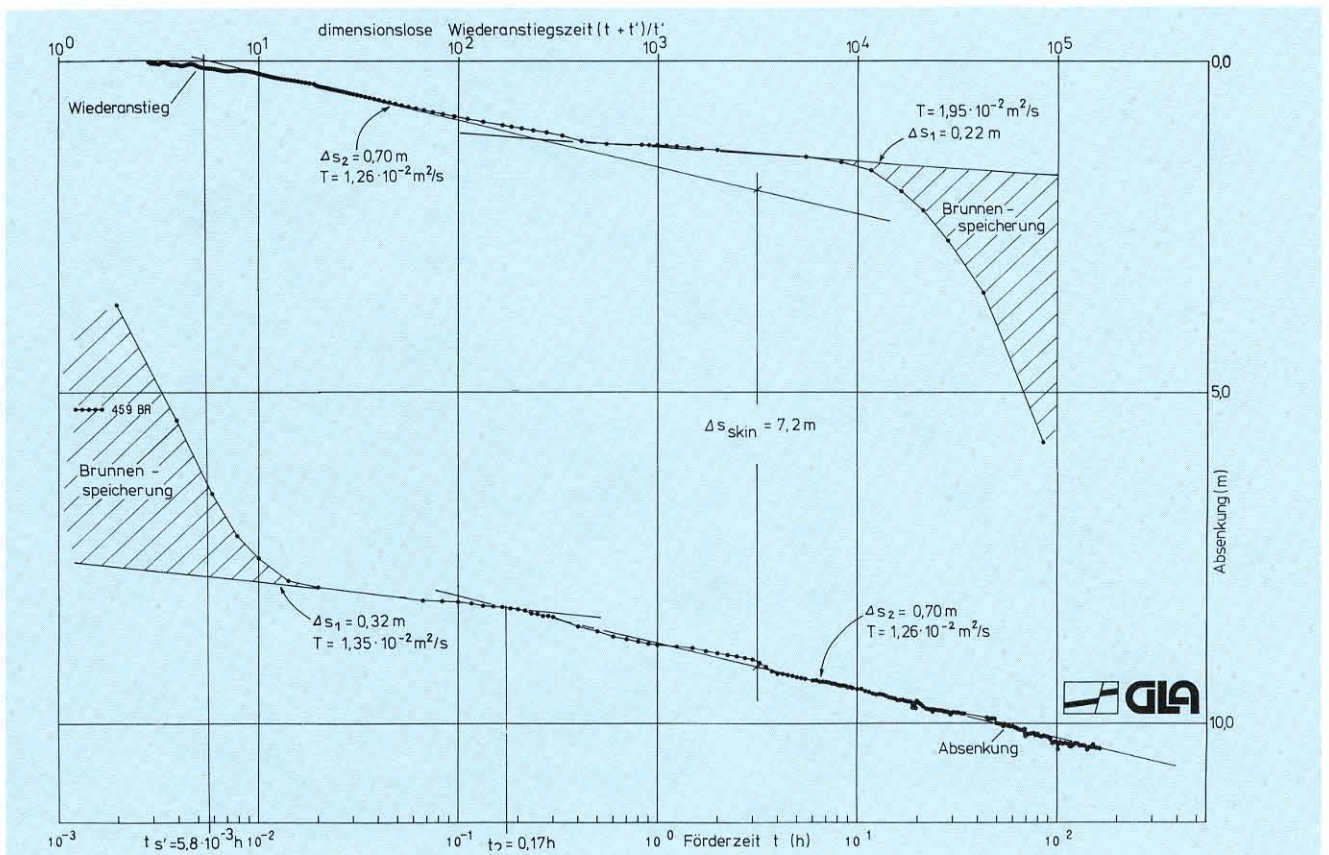


Abb. 37: Pumpversuch Langenau; halblogarithmische Darstellung der Absenkung und des Wiederanstiegs

im Idealfall zwei parallele Geraden auf (Abb. 38 d), die durch einen mehr oder weniger horizontalen Abschnitt miteinander verbunden sind. Dieser Absenkvverlauf ergibt sich folgendermaßen:

- erster Geradenabschnitt: ausschließliche Reaktion der gut durchlässigen Trennflächen
- mittlerer Abschnitt: Reaktion der die Trennflächen speisenden Gesteinsmatrix
- zweiter Geradenabschnitt: radiales Fließen innerhalb des Gesamtsystems; der Einfluß der Matrix tritt im Vergleich zu der Leitfähigkeit der Trennflächen zurück.

Diese Dreigliederung der Absenkungskurve ist im wesentlichen von zwei Parametern abhängig:

- Austauschkoefizient λ : Er beschreibt die Austauschbarkeit des Wassers zwischen Matrix (Index m) und Trennflächen (Index f) mit einem die Geometrie der Matrixblöcke kennzeichnenden Parameter α

$$\lambda = \alpha r_w^2 k_{f(m)} / k_{f(f)} \quad (6.22)$$

- Speicherverhältnis ω : Es gibt das Verhältnis des spezifischen Speicherkoeffizienten der Trennflächen zu dem des Gesamtsystems an

$$\omega = S_{s(f)} / (S_{s(m)} + S_{s(f)}) \quad (6.23)$$

Zur Definition des spezifischen Speicherkoeffizienten S_s vergleiche Tab. 2 oder Kap. 2.2.3.

Aus der Steigung der beiden Geraden erhält man das Produkt aus Trennflächendurchlässigkeit $k_{f(f)}$ und Aquifermächtigkeit H, was der Transmissivität des Gesamtsystems entspricht.

$$k_{f(f)} H = \frac{2,303 Q}{2 \pi m} \quad (6.24)$$

In dieser Gleichung ist m die Steigung der Geraden.

$$m = \Delta s / \Delta \lg t \quad (6.25)$$

Aus dem Schnittpunkt t_0 der ersten Geraden mit dem Ruhewasserstand ($s=0$) erhält man das Produkt aus spezifischem Speicherkoeffizienten des Trennflächensystem $S_{s(f)}$ und der Aquifermächtigkeit:

$$S_{s(f)} H = \frac{2,25 k_{f(f)} \cdot H \cdot t_0}{r_w^2} \quad (6.26)$$

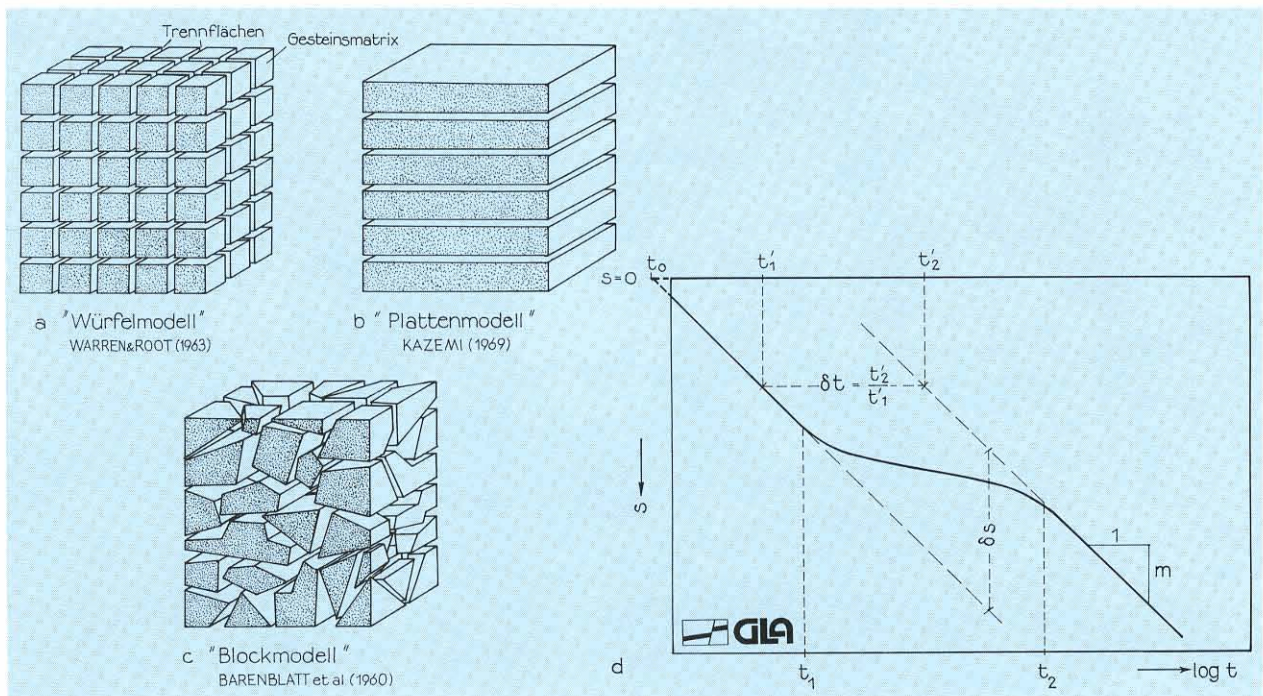


Abb.38:Schema der gebräuchlichsten Zwei-Porositäts-Modelle mit einem idealen Absenkungsverlauf im halblogarithmisches Diagramm

Die Gleichungen (6.24) und (6.25) entsprechen denjenigen des JACOBSchen Geradenlinienverfahrens. Nach Abb. 38 dauert der erste Geradenabschnitt bis zum Zeitpunkt t_1 . Es gilt

$$t_1 = \frac{\left[S_{s(m)} + S_{s(f)} \right] r_w^2}{k_{f(f)}} \cdot \frac{\omega(1-\omega)}{3,6 \lambda} \quad (6.27)$$

Der anschließende mittlere Datenabschnitt geht ab dem Zeitpunkt t_2 in die zweite Gerade über:

$$t_2 = \frac{\left[S_{s(m)} + S_{s(f)} \right] r_w^2}{k_{f(f)}} \cdot \frac{(1-\omega)}{1,3 \lambda} \quad (6.28)$$

Aus dem vertikalen Abstand δs der beiden Geradenäste kann das Speicherverhältnis ω berechnet werden:

$$\omega = 10^{-\delta s/m} \quad (6.29)$$

wobei „m“ nach Gleichung (6.25) ermittelt wird.

Aus dem Verhältnis des horizontalen Abstandes δt der beiden Geradenäste (Abb. 38) kann das Speichervermögen des Gesamtsystems nach folgenden Gleichungen berechnet werden:

$$\lg \delta t = \lg t_2' - \lg t_1' \quad (6.30)$$

$$\delta t = \frac{t_2'}{t_1'}$$

$$\left[S_{s(m)} + S_{s(f)} \right] \cdot H = \delta t \cdot S_{s(f)} \cdot H \quad (6.31)$$

Bei bekannter Aquifermächtigkeit kann mit Hilfe von Gleichung (6.26) der spezifische Speicherkoeffizient der Matrix ermittelt werden:

$$S_{s(m)} = \delta t \cdot H S_{s(f)} - S_{s(f)} \quad (6.32)$$

Der Austauschkoefizient λ läßt sich außer mit Gleichung (6.22) aus den beiden Zeitpunkten t_1 und t_2 nach folgenden Gleichungen ermitteln:

$$\lambda = \frac{S_{s(f)} \cdot r_w^2}{\gamma k_{f(f)} \cdot t_1} \quad (6.33a)$$

$$\lambda = \frac{\left[S_{s(f)} + S_{s(m)} \right] r_w^2}{\gamma k_{f(f)} \cdot t_2} \quad (6.33b)$$

Dabei ist $\gamma = 1,781$. In $1,781 = 0,5772$ ist die Eulersche Konstante.

Da der Koeffizient λ den Austausch zwischen Trennflächen und Matrixsystem beschreibt, bilden sich beide Geradenäste nur dann aus, wenn sich λ in der Größenordnung von $10^{-4} \dots 10^{-7}$ bewegt.

Größere λ -Werte sind eine Folge zu hoher Matrixdurchlässigkeit, so daß Trennflächen und Matrix quasi gleichzeitig reagieren. Der erste Geradenast stellt sich nicht ein.

Kleinere λ -Werte zeigen eine sehr geringe Matrixdurchlässigkeit an; der zweite Geradenabschnitt könnte sich erst nach sehr langen Pumpzeiten ausbilden. Dieser zweite Geradenabschnitt wird in der Praxis deshalb kaum beobachtet, weil das Verhältnis der Durchlässigkeiten zwischen Matrix- und Trennflächen in den meisten Festgesteinsaquiferen sehr klein ist. Darüber hinaus wird vor allem der erste Geradenabschnitt von Effekten der Brunnenspeicherung überlagert, wie das nachstehende Beispiel zeigt.

Beispiel: Grundwassererschließung im Buntsandstein bei Simmozheim, Lkr. Calw

Der 75 m tiefe Brunnen hat unter 5 m mächtigen Talablagerungen 28 m Oberen Buntsandstein durchteuft und das Hauptkonglomerat des Mittleren Buntsandsteins angetroffen. Der Hauptwasserzutritt erfolgt in der Filterstrecke zwischen 34 und 74 m u. Gel. Beim 23stündigen Pumpversuch wurden $Q = 6$ l/s entnommen.

Der halblogarithmische Auftrag in Abb. 39 zeigt einen starken Einfluß der Brunnenspeicherung. Sie errechnet sich nach Gleichung (6.10b) zu

$$C = \frac{r_w^2 \pi}{Q \cdot g} = \frac{(0,175 \text{ m})^2 \pi}{10^3 \text{ kg/m}^3 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2}$$

$$= 9,81 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \text{Pa}^{-1}$$

Aus Gleichung (6.11) ergibt sich ihre Dauer bei einem angenommenen Skinfaktor von $s_F = 0,0$ zu:

$$t_B = \frac{30 r_w^2}{k_{\lambda(f)} \cdot H} = \frac{30 \cdot (0,175)^2}{5,24 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}} = 29 \text{ min}$$

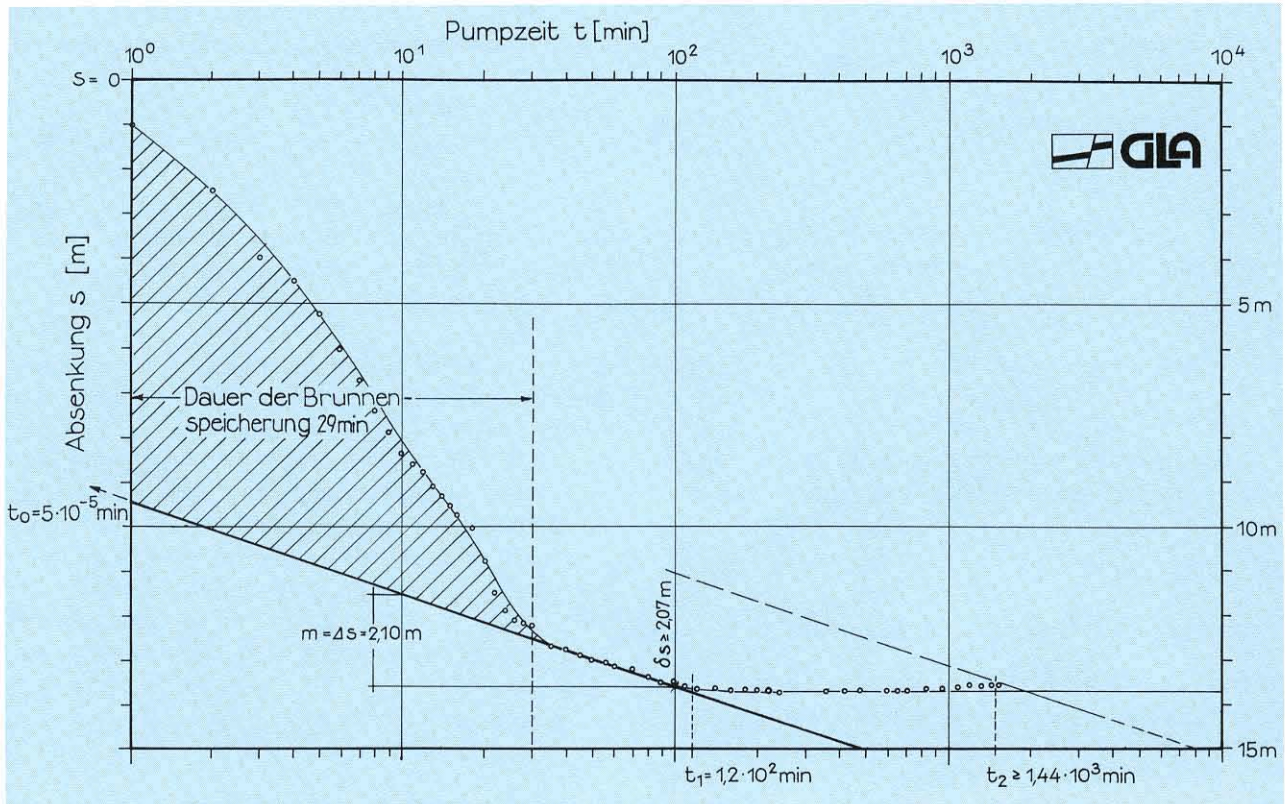


Abb. 39: Halblogarithmische Auswertung des Absenkvorgangs – Pumpversuch Simmozheim (31.5. – 1.6.73)

Dies stimmt mit den Meßdaten in Abb. 39 überein. Aus der Steigung des kurzen Geradenabschnittes wurde die Transmissivität des Gesamtsystems zu $k_{f(f)} \cdot H = 5,24 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ ermittelt. Sein Schnittpunkt mit dem Ruhewasserstand ($t_0 = 5 \cdot 10^{-5} \text{ min}$) ergibt nach Gleichung (6.26) einen Speicherkoeffizienten für die Trennflächen bzw. Klüfte von:

$$S_{s(f)} \cdot H = 1,63 \cdot 10^{-6}$$

Da die erste Absenkungskurve ab dem Zeitpunkt $t_1 = 1,2 \cdot 10^2 \text{ min}$ die halblogarithmische Gerade verläßt und frühestens nach $t_2 = 1,44 \cdot 10^3 \text{ min}$ wieder in die zweite Gerade übergehen kann, ist $\delta s \geq 2,07 \text{ m}$. Zusammen mit der Geradensteigung ($m = 2,10 \text{ m}$) ergibt sich das Speicher Verhältnis ω nach Gleichung (6.29) zu:

$$\omega = 10^{-\delta s/m} \leq 1,03$$

Das Speichervermögen des Gesamtsystems läßt sich nach den Gleichungen (6.30) und (6.31) ermitteln. Im vorliegenden Beispiel ist das Verhältnis des horizontalen Abstandes der beiden Geradenäste $\delta t \geq t_2/t_1 = t_2/t_1$, so daß gilt:

$$\begin{aligned} [S_{s(m)} + S_{s(f)}] \cdot H &\leq S_{s(f)} \cdot H \cdot \delta t = S_{s(f)} \cdot H \frac{t_2}{t_1} \\ &\leq 1,96 \cdot 10^{-5} \end{aligned}$$

Daraus errechnet sich der Speicherkoeffizient der Matrix zu:

$$\begin{aligned} S_{s(m)} \cdot H &= [S_{s(m)} + S_{s(f)}] \cdot H - S_{s(f)} \cdot H \\ &\leq 1,79 \cdot 10^{-5} \end{aligned}$$

Ein Vergleich der Speicherkoeffizienten zwischen Kluft ($S_{s(f)}$) und Matrix ($S_{s(m)}$) zeigt, daß das Speichervermögen des Aquifers im wesentlichen auf die Matrixeigenschaften beschränkt ist.

Eine Ermittlung des Austauschoeffizienten nach Gleichung (6.22) ist nicht praktikabel, da für den Geometrieparameter α keine entsprechenden Werte vorliegen. Nach Gleichung (6.33a) berechnet sich der Austauschoeffizient zu:

$$\lambda = \frac{S_{s(f)} \cdot H \cdot r_w^2}{\gamma k_f(f) \cdot H \cdot t_1}$$

$$= \frac{1,63 \cdot 10^{-6} (0,175 \text{ m})^2}{1,78 \cdot 5,24 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s} \cdot 1,2 \cdot 10^2 \text{ min}} = 7,4 \cdot 10^{-9}$$

Aufgrund der vorgegebenen Versuchsdauer wurde bei diesem Beispiel lediglich der erste Geradenabschnitt und der Übergang in den „mittleren Abschnitt“ ermittelt. Daraus lassen sich folgende Parameter berechnen:

- Brunnenspeicherung: $C = 9,81 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{Pa}$
- Dauer der Brunnenspeicherung: $t_B = 29 \text{ min}$
- Transmissivität des Kluftsystems:
 $k_f(f) \cdot H = 5,24 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$
- Speicherkoefizient des Kluftsystems
 $S_{s(f)} \cdot H = 1,63 \cdot 10^{-6}$
- Austauschkoefizient:
 $\lambda = 7,4 \cdot 10^{-9}$

Unter der Annahme, daß unmittelbar nach Versuchsende der zweite Geradenabschnitt eingesetzt hätte, würden sich folgende weitere Parameterabschätzungen ergeben:

- Speicherverhältnis:
 $\omega \leq 1,03$
- Speicherkoefizient des Gesamtsystems
 $(S_{s(m)} + S_{s(f)}) \cdot H \leq 1,96 \cdot 10^{-5}$
- Speicherkoefizient der Matrix
 $S_{s(m)} \cdot H \leq 1,79 \cdot 10^{-5}$

Daraus ist zu vermuten, daß die Speicherfähigkeit des Gesamtsystems im wesentlichen auf derjenigen der Gesteinsmatrix basiert ($S_{s(f)} \leq 10 \cdot S_{s(m)}$), was mit den geologischen Beobachtungen für die Matrixporosität des Hauptkonglomerats übereinstimmt. Eine Abschätzung des α -Wertes zur Ermittlung des Durchlässigkeitsverhältnisses zwischen Kluft- und Matrixsystem könnte allenfalls über Kernbohrungen und optische Bohrlochvermessungen (Kamera, Televiwer) versucht werden.

6.5.5.5 Endlich dimensionierte Klüfte

In Bohrungen im Kristallin oder in dickbankigen Sedimentgesteinen beschränkt sich die Grundwasserführung oft auf eine einzige Kluft, Kluftzone oder Schichtfläche. Auch die Stimulation durch Drucksäuerung oder hydraulisches Aufpressen (Fracen) aktiviert häufig einzelne, endlich dimensionierte Klüfte. Die zugehörigen Absenkkurven lassen sich durch die Annahme eines negativen Skineffekts si-

mulieren. In der Literatur gibt es zahlreiche Modelle für endlich dimensionierte Klüfte, von denen als Grundtypen die Modelle für Horizontal- und Vertikalkluft zu nennen sind.

Eine Vertikalkluft wird durch ihre Kluftthalblänge $x_{(f)}$, eine Horizontalkluft durch ihren Kluftradius $r_{(f)}$ gekennzeichnet. Die Öffnungsweite der Klüfte wird mit $w_{(f)}$ bezeichnet. Im Idealfall können die Fließperioden im Verlauf eines einzigen Absenkungsvorganges unterschieden werden. In Tab. 6 sind die wichtigsten Gleichungen des Absenkungsverlaufs innerhalb der einzelnen Fließperioden in einer Horizontal- bzw. Vertikalkluft zusammengestellt.

Die Steigungen (m) bei doppellogarithmischem Auftrag der Absenkungsdaten und die Zeitpunkte (t) des Beginns und Endes der einzelnen Fließperioden werden durch die Gleichungen (6.34) – (6.42) beschrieben. Aus diesen können die Aquiferparameter berechnet werden. Zu Beginn der Absenkung wird zunächst das in der Kluft gespeicherte Wasser gefördert. In einer horizontalen Kluft sind die Strömungsverhältnisse radialsymmetrisch, so daß diese Fließperiode (**Speicherperiode**) mit der Brunnenspeicherung vergleichbar ist, vgl. Gleichungen (6.10). Im doppellogarithmischen Datenauftrag hat dieser Geradenabschnitt deshalb die Steigung $m = 1$. Bei einer vertikalen Kluft fehlt dieser Abschnitt, da sofort die **lineare Fließperiode** mit der Steigung $m = 0,5$ eintritt. Mit steigender Förderzeit speist der Aquifer senkrecht in die Hauptkluft ein, so daß für diese Periode **bilinare Strömungsbedingungen** entstehen und die Meßdaten der Steigung $m = 0,25$ entsprechen. Unter den Strömungsbedingungen einer Horizontalkluft ist diese Periode nicht entwickelt. Im Anschluß daran tritt bei einer Vertikal- und Horizontalkluft die **kluftvertikale Fließperiode** mit der Steigung $m = 0,5$ auf, an die sich dann die gemeinsame **pseudoradiale Fließperiode** anschließt, die bei einem halblogarithmischen Datenauftrag einer Geraden entspricht (Abb. 19).

Beispiel: Pumpversuch Mühlhalde im Stubensandstein Reichenbach/Fils, Lkr. Eßlingen

Der Brunnen Mühlhalde erschließt durch eine 78 m tiefe Bohrung mineralisiertes Grundwasser aus dem Stubensandstein (Abb. 40). Der Bohransatzpunkt befindet sich im Bereich der nördlichen Randverwerfung des Fildergrabensystems, auf das die in der Bohrung angefahrenen Störungen zurückgeführt werden. Während des Abteufens der Bohrung mit dem Inlochhammer mit Preßluftspülung wur-

Tab. 6: Übersicht der einzelnen Fließperioden bei Kluffmodellen

Fließperiode	Vertikalkluft	Horizontalkluft
1) Speicherperiode (m = 1,0)		$t_{bE} = 1/20 \dots \dots \dots (6.34a)$ $s = \frac{Q \cdot H}{S} t \dots \dots \dots (6.34b)$
2) lineare Fließperiode (m = 0,5)	$s = \frac{Q}{W(\phi)} \sqrt{\frac{S(\phi)}{\pi T(\phi)}} t \dots \dots \dots (6.35)$	
3) bilineare Fließperiode (m = 0,25)	$t_{bE} = 0,1 \left(\frac{T X(\phi)}{T(\phi) W(\phi)} \right)^2$ für: $\frac{T(\phi) W(\phi)}{T X(\phi)} > 1,6 \dots \dots (6.36a)$	
	$t_{bE} = \left(4,55 \sqrt{\frac{T X(\phi)}{T(\phi) W(\phi)} - 2,5} \right)^4$ für: $\frac{T(\phi) W(\phi)}{T X(\phi)} \leq 1,6 \dots \dots (6.36b)$	
	$s = \frac{2,45 Q}{2 \pi} (T(\phi) W(\phi))^2 (S T)^{-4} \sqrt[4]{t} \dots \dots \dots (6.36c)$	
4) Übergangsperiode (m = 0,5)	$t_{bA} = 0,06 \left[\frac{T(\phi) W(\phi)}{T X(\phi)} \right]^{-1,39} \dots \dots \dots (6.37a)$	$t_{bE} = 5 h_D^2 / \pi^2 \dots \dots \dots (6.38a)$
	$t_{bE} = 0,016 \dots \dots \dots (6.37b)$	
	$s = \frac{Q}{2 X(\phi)} \sqrt{\frac{1}{S T \pi}} t \dots \dots \dots (6.37c)$	
5) Pseudoradiale Fließperiode (halblog. Gerade)	$t_{bA} = 5 \exp \left\{ -0,5 \left(\frac{T(\phi) W(\phi)}{T X(\phi)} \right)^{0,6} \right\}$ für: $\frac{T(\phi) W(\phi)}{T X(\phi)} \geq 1 \dots \dots (6.39)$	$t_{bA} = 12,5 \dots \dots \dots (6.40)$
dimensionslose Zeit	$t_b = \frac{T(\phi) t}{S X(\phi)^2} \dots \dots \dots (6.41)$	$t_b = \frac{T(\phi) t}{S X(\phi)^2} \dots \dots \dots (6.42)$

 m – Steigung des doppellogarithmisch aufgetragenen Absenkungsverlaufs; t_{bA} – Beginn der jeweiligen Fließperiode; t_{bE} – Ende der jeweiligen Fließperiode

den die ausgeblasenen Wassermengen wiederholt exakt gemessen, um die unterschiedlich mineralisierten Wasserzutritte gegeneinander abgrenzen zu können. Die anschließenden Flowmeter-Messungen stimmen mit den Ergebnissen der Ausblasmessungen überein (Abb. 40). Rund 75 % des Wasserandrangs stammen aus dem klüftigen Sandsteinhorizont zwischen 44 und 52 m.

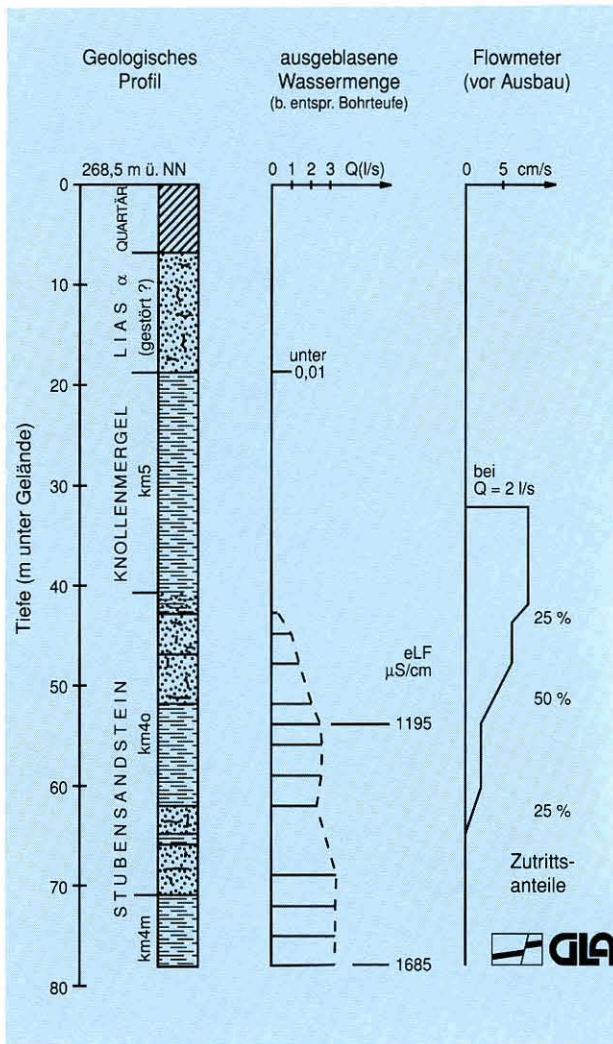


Abb. 40: Geologisches Profil und Zuflüsse des Tiefbrunnens im Gewann Mühlhalde (Messungen Büro Dr. WIECK)

Bei einem 96stündigen Pumpversuch konnte die Förderate von 2 l/s nur bis zur 31. Stunde konstant gehalten werden, danach fiel sie bis auf 1,6 l/s ab. Aus diesem Grund wurde nur die Absenkungsphase bis zu diesem Zeitpunkt ausgewertet. Die Meßpunkte der doppellogarithmisch aufgetragenen Absenkungskurve (Abb. 41) ordnen sich im mittleren Teil deutlich auf einer Geraden mit $m = 0,5$ an. Die Auftragung nach der zweiten Wurzel der Zeit bestätigt, daß die Meßdaten bis zum Zeitpunkt $t = 4,3$ h auf einer Geraden

liegen (Abb. 42), was auf ein Kluffmodell hinweist. In Abb. 43 erkennt man, daß die pseudoradiale Fließperiode ab $t = 14$ h einsetzt. Es ist darauf hinzuweisen, daß der Meßzeitraum vor diesem Zeitpunkt aufgrund seiner langen Dauer keineswegs allein von der Brunnenspeicherung beeinflusst sein kann.

Ein Vergleich der doppellogarithmisch aufgetragenen Meßdaten mit den Typkurven des horizontalen und vertikalen Kluffmodells hat ergeben, daß sie sich nur dem horizontalen Kluffmodell anpassen lassen. Zur Auswertung ergeben sich für die Koordinaten des Deckungspunktes folgende Gleichungen (GRINGARTEN, 1971):

- dimensionslose Zeit

$$t_D = 10^0 \frac{T_{(r)} t}{S r_{(f)}^2} \tag{6.42}$$

- dimensionslose Absenkung

$$s_D = 10^0 \frac{2\pi T_{(r)} s}{Q} \tag{6.43}$$

- Scharparameter der Typkurve

$$h_D = 5 = \frac{H}{r_{(f)}} \sqrt{\frac{T_{(r)}}{T_{(z)}}} \tag{6.44}$$

- Pumpzeit $t = 3,6 \cdot 10^1$ h = $1,3 \cdot 10^5$ s
- Absenkung $s = 7,5$ m

Aus Gleichung (6.43) wird die Transmissivität für das Kluffsystem zu $T_{(r)} = 4,24 \cdot 10^{-5}$ m²/s errechnet. Aus der halblogarithmischen Geraden der pseudoradialen Fließperiode ergibt sich nach der Auswertung mit dem Geradenlinienverfahren eine Transmissivität zu $T_{(r)} = 3,01 \cdot 10^{-5}$ m²/s (Abb. 43).

Bei der Abschätzung des Speicherkoeffizienten muß von halbgespannten Verhältnissen ausgegangen werden, so daß größenordnungsmäßig ein Wert von $S = 5 \cdot 10^{-3}$ angenommen wird.

Setzt man diesen S-Wert mit der Transmissivität $T_{(r)} = 4,24 \cdot 10^{-5}$ m²/s aus dem Typkurvendeckungsverfahren in Gleichung (6.42) ein, so ergibt sich aus $S r_{(f)}^2 = 5,50$ m² ein rechnerischer Kluffhalbmesser von $r_{(f)} = 33$ m. Aus Gleichung (6.44) erhält man zusammen mit der Mächtigkeit des Sandsteinaquifers von $H = 23$ m

$$T_{(z)} \cdot r_{(f)}^2 = 8,97 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4/\text{s}.$$

Die Transmissivität in vertikaler Richtung ergibt sich für einen Kluffhalbmesser von $r_{(f)} = 33$ m zu $T_{(z)} = 8,16 \cdot 10^{-7}$ m²/s. Zusammen mit der Aquifermächtigkeit von $H = 23$ m erhält man die Durchlässigkeiten in vertikaler und horizontaler Richtung zu: $k_{f(z)} = 3,55 \cdot 10^{-8}$ m/s und $k_{f(r)} = 1,84 \cdot 10^{-6}$ m²/s.

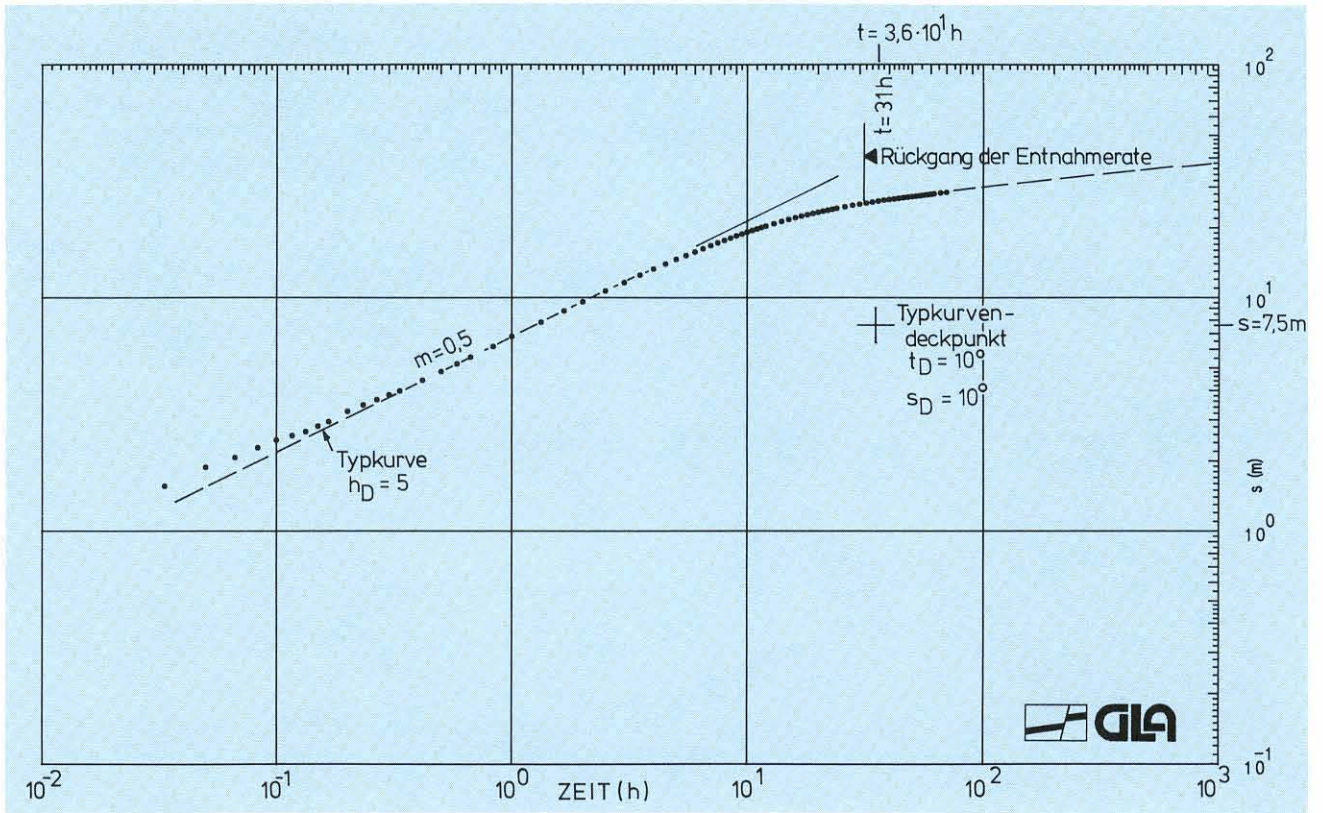


Abb. 41: Tiefbrunnen Mühlhalde, Pumpversuch Simmozheim (31.5.–1.6.73); Doppellogarithmische Darstellung der Absenkung

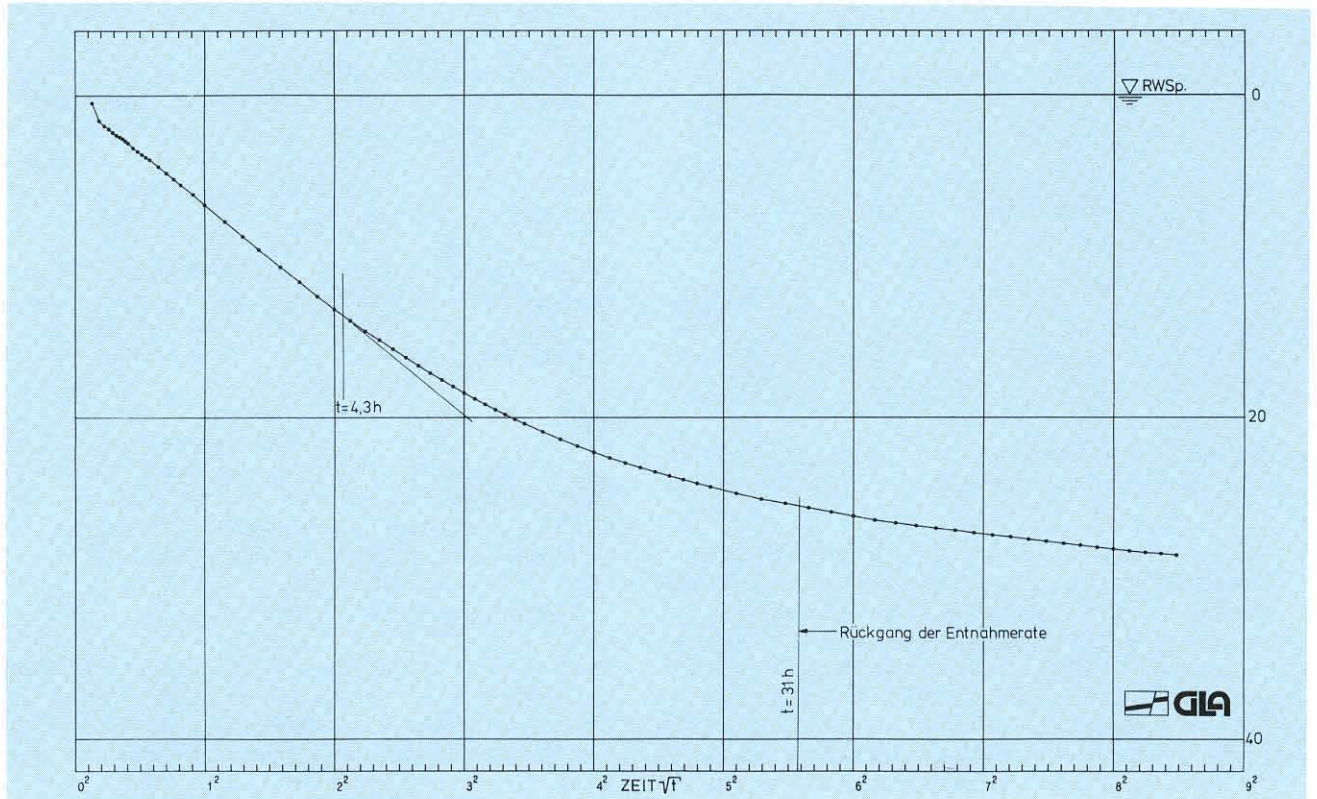


Abb. 42: Tiefbrunnen Mühlhalde, Pumpversuch Simmozheim (31.5.–1.6.73); Darstellung der Absenkung, Quadratwurzel der Zeit

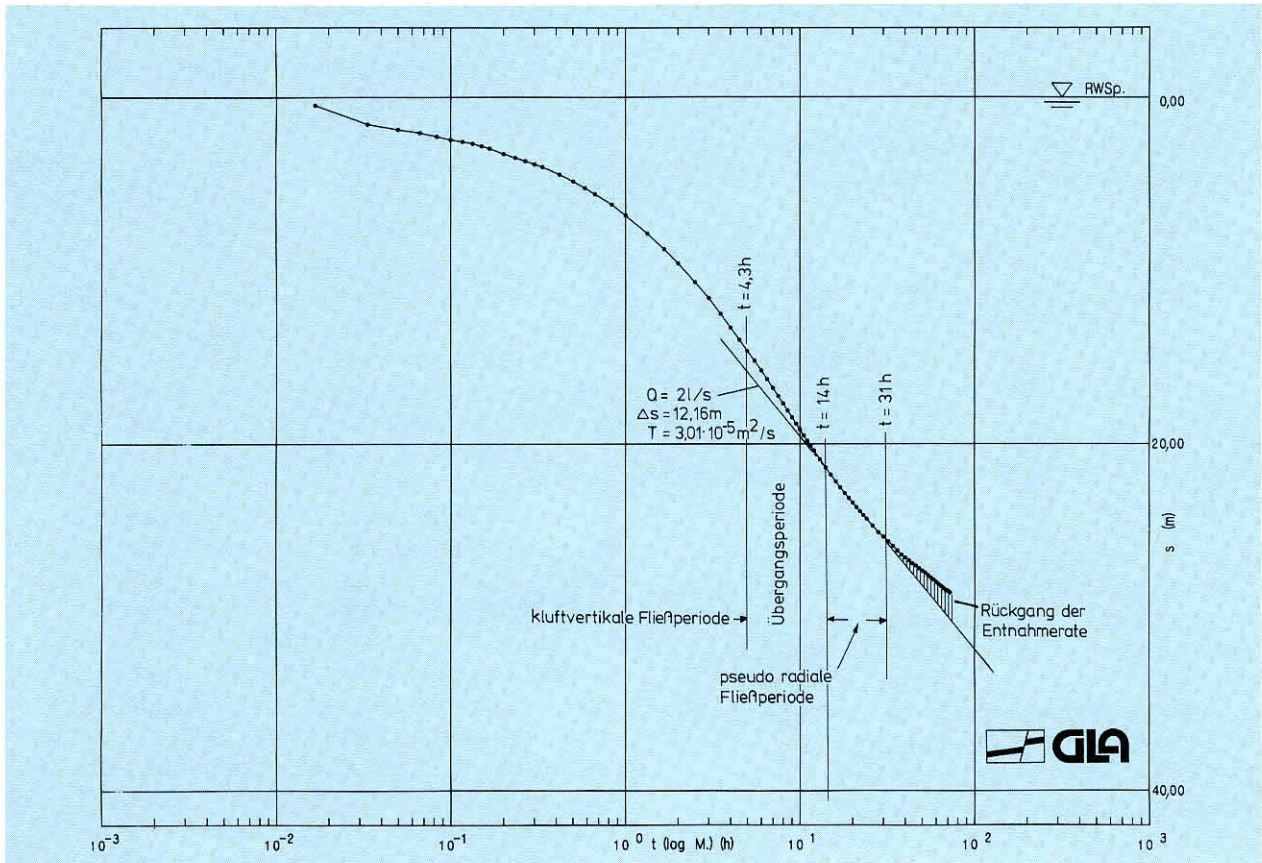


Abb. 43: Tiefbrunnen Mühlhalde, Pumpversuch Simmozheim (31.5.–1.6.73);
Halblogarithmische zeitliche Darstellung der Absenkung

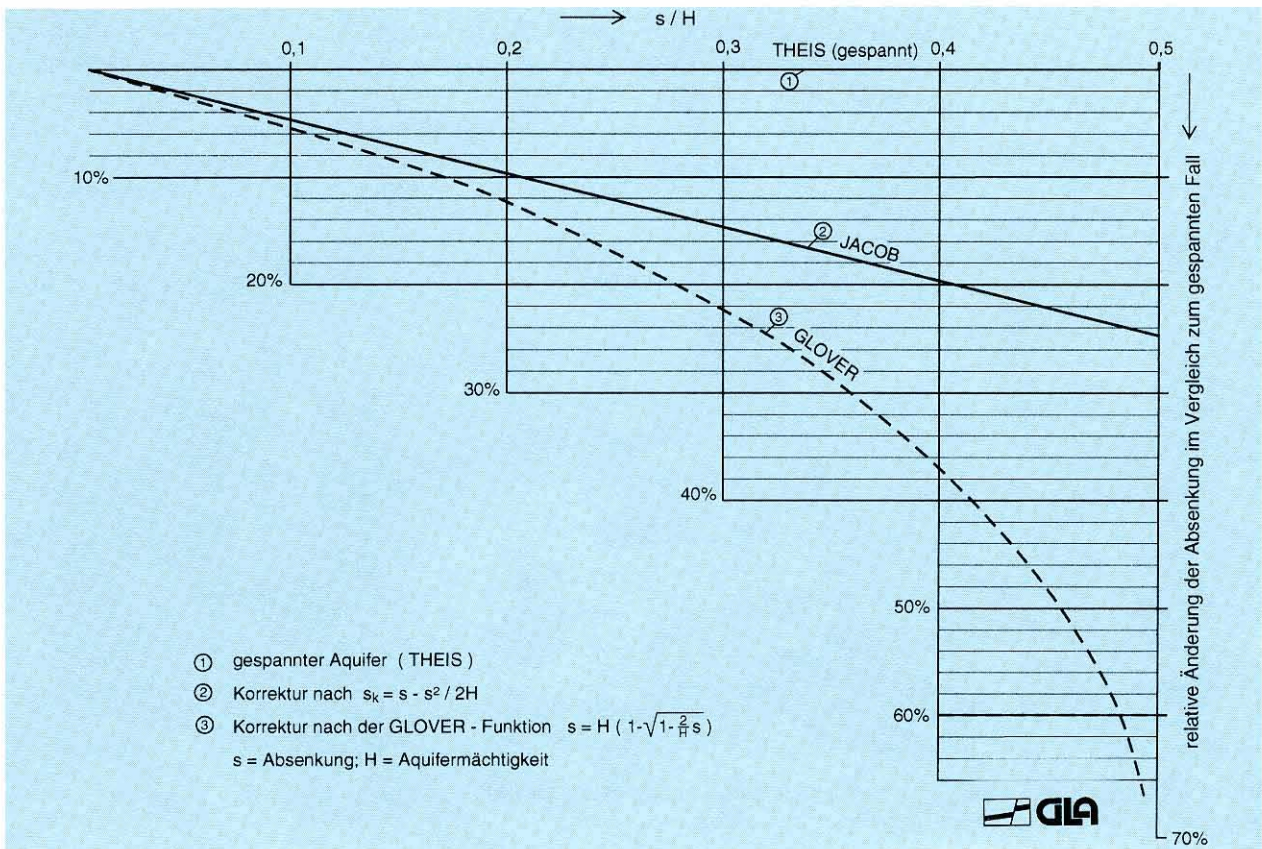


Abb. 44: Auswirkung der Absenkungskorrekturen beim ungespannten Aquifer