

## Hydraulik und wasserwirtschaftliche Bedeutung des Grundwassers

F. SCHMIDT

Der Kreislauf des Wassers wird oft in Schaubildern dargestellt. In diesen Schaubildern veranschaulicht ein breites Band den Niederschlag, aus dem letzten Endes alles Wasser stammt. Dieses Band verzweigt sich zunächst in Abfluß und Verdunstung, der Abfluß spaltet sich weiter auf in ober- und unterirdischen Abfluß. Umfaßt die Bilanz dieses Kreislaufes ein großes Gebiet, etwa ganz Österreich, so ist die Phase des hydrologischen Kreislaufes, die man letztlich als Grundwasserabfluß zu bezeichnen hat, ein nur mehr schmales Band. Es ist nämlich auch nicht jeder unterirdische Abfluß als „Grundwasser“ zu bezeichnen, sondern nach der treffenden Definition von Prof. R. DACHLER nur jener, der „die kleinen Hohlräume in Lockermassen zusammenhängend erfüllt“. Der Titel „Seen- und Grundwasser-schutz“ bedeutet daher bezüglich des Teiles des unterirdischen Abflusses, der laut Generalthema zu betrachten ist, eine für österreichische Verhältnisse wesentliche Einschränkung, ist doch der unterirdische Abfluß in den Karstgebieten, der nicht dem Grundwasserabfluß zuzurechnen ist, in diesem Land auch von wesentlicher Bedeutung.

Man kann den hydrologischen Kreislauf auch durch die Wasserhaushaltsgleichung darstellen. Diese lautet, wenn ein längerer Zeitraum betrachtet wird, womit die Retention verschwindet:

$$N - V + (Z_o - A_o) + (Z_u - A_u) = O \quad (I)$$

In (I) ist N der Niederschlag, V die Verdunstung,  $A_o$  und  $A_u$  der oberirdische bzw. der unterirdische Abfluß,  $Z_o$  und  $Z_u$  die entsprechenden Zuflüsse. Ist das Gebiet so umgrenzt, daß es nur auf undurchlässigen Schichten ruhende Lockermassen und keine Karstgebiete umfaßt, so ist  $Z_u$  und  $A_u$  mit dem Grundwasserzu- bzw. -abfluß identisch. Dehnt man das Gebiet bis zu den Wasserscheiden aus, so entfallen in (I) die Ausdrücke  $Z_o$  und  $Z_u$ .

Es mag im ersten Moment der Versuch verlockend erscheinen, den Grundwasserabfluß, von den Wasserscheiden ausgehend, mit Hilfe der Wasserhaushaltsgleichung zu ermitteln. Beachtet man aber, daß vor allem Niederschlag und Verdunstung, aber auch der oberirdische Abfluß, wesentlich größer als der Grundwasserabfluß  $A_u$  sind, so sieht man aus dem Gaußschen Fehlerfortpflanzungsgesetz, das für  $f_{A_u}$  lautet:

$$f_{A_u} = \sqrt{f_N^2 + f_V^2 + f_{A_0}^2} \quad (\text{II})$$

wobei  $f_{A_u}$ ,  $f_N$  usw. die Fehler bei der Bestimmung der Größen  $A_u$ ,  $N$  usw. seien, daß sich die Fehler  $f_N$  usw. in einer für die Genauigkeit der Bestimmung von  $A_u$  äußerst ungünstigen Weise addieren. Eine grobe Abschätzung kann dies sofort zeigen. Auf Grund von (I) muß man in Einzugsgebieten unter 1000 m Seehöhe damit rechnen, daß bis zu  $\frac{3}{5}$  des Niederschlages verdunstet. Auch der Rest wird zum größeren Teil dem oberirdischen Abfluß  $A_0$  zugehören und man muß im allgemeinen damit rechnen, daß nur etwa  $\frac{1}{10}$  der Niederschlagsmenge auf  $A_u$  entfällt. Wenn die Fehler bei der Bestimmung der drei, der Größe nach überwiegenden Glieder  $N$ ,  $V$  und  $A_0$  etwa  $\pm 5\%$  ausmachen — diese Annahme ist für die Genauigkeit der Bestimmung von  $A_u$  äußerst günstig —, so erhält man aus (II), daß

$$f_{A_u} \doteq 0,6 A_u.$$

Nimmt man die Fehler zu  $\pm 10\%$  an, was zumindest bei  $N$  und  $V$  realistischer ist, so gelangt man gar zu

$$f_{A_u} \doteq 1,2 A_u.$$

In der Regel sind daher Aussagen über den Grundwasserabfluß  $A_u$  nur durch Messungen im Grundwasser zu erhalten.

Eine Interpretation der Messungen im Grundwasser setzt aber zunächst die Kenntnis der Hydraulik des Grundwasserabflusses voraus. Eine Erläuterung der Fließvorgänge geht zweckmäßigerweise von der einfachsten Vorrichtung zur Beobachtung des Grundwassers aus, nämlich dem Standrohr. Ein solches Standrohr ist einfach ein vollwandiges, an beiden Enden offenes Rohr, das an der betrachteten Stelle so tief in den Bodenkörper eingebracht wurde, daß sein unteres Ende sich in der Tiefe  $z$  befindet. Da wegen der geringen Geschwindigkeiten im Grundwasser andere Einflüsse, wie z. B. die Geschwindigkeitshöhe, vernachlässigt werden können, wirkt am unteren Ende des Standrohres nur der Wasserdruck  $p$ , so daß mit der Druckhöhe  $p/\gamma$  die Höhe bekannt ist, um die das Wasser im Standrohr über  $z$  steht. Man kann daher für die Standrohrspiegelhöhe  $h$  anschreiben:

$$h = z + p/\gamma \quad (\text{III})$$

Wenn es auch praktisch kaum durchführbar ist, so ist es jedenfalls ohne weiteres vorstellbar, daß man durch Abteufen einer genügenden Anzahl von Standrohren schließlich räumliche Flächen bestimmen könnte, in denen die Standrohrspiegel gleich hoch stehen. Zuzufolge des von DARCY auf Grund von Versuchen entwickelten Fließgesetzes kommt diesen Flächen gleicher Standrohrspiegelhöhen eine besondere Bedeutung zu. Das Darcysche Gesetz besagt, daß die Filtergeschwindigkeit  $v$  direkt proportional dem Standrohrspiegelgefälle  $I$  ist. Dabei ist die Filtergeschwindigkeit der ohne Berücksichtigung des Bodenskeletts auf einem betrachteten Querschnitt bezogene Durchfluß und die Filtergeschwindigkeit für  $I = 1$ , die meist als Durchlässigkeit  $k$  bezeichnet wird, ist die Proportionalitätskonstante im Darcyschen Gesetz, das folgendermaßen lautet:

$$v = k I \quad (IV)$$

In Gleichung (IV) ist noch das Standrohrspiegelgefälle  $I$  zu definieren; geht man senkrecht zu einer Fläche gleicher Standrohrspiegelhöhen um eine Länge  $\Delta s$  in der Fließrichtung weiter, so gelangt man damit zu einer Fläche, in der die Standrohrspiegelhöhe um  $\Delta h$  kleiner ist. Definiert man daher  $I$  als die auf die Weglänge  $\Delta s$  bezogene Standrohrspiegeldifferenz, so erhält man:

$$I = \frac{(h - \Delta h) - h}{\Delta s} = - \frac{\Delta h}{\Delta s} \quad (V)$$

Aus (V) ersieht man sofort, daß für ein Wegelement in einer Fläche  $h = \text{konst.}$   $v = 0$  wird, für ein Wegelement senkrecht zu einer Fläche  $h = \text{konst.}$  erhält man für  $v$  aber den größten, im betrachteten Punkt möglichen Wert. Mit Gleichung (V) kann man daher, wenn man die Flächen gleicher Standrohrspiegelhöhen kennt, sofort auch für jeden Punkt die Filtergeschwindigkeit  $v$  ermitteln.

Die Anwendung der vorstehenden Betrachtungen ermöglicht bereits eine, wenn auch ganz allgemeine Beurteilung von Problemen hinsichtlich der Deutung von Grundwasserbeobachtungen. Als Beispiel werde die Lage des Wasserspiegels in einem Peilrohr behandelt. Zum Unterschied vom Standrohr ist das Peilrohr längs seines Mantels durchlässig, so daß es nicht mehr die Druckverhältnisse im Grundwasser an einem Beobachtungspunkt anzeigt. Die Frage nach dem Wasserstand wurde in ÖNORM B 2400, Hydrologie, Fachausdrücke und Formelzeichen — Ausgabe: Oktober 1967, Seite 5 — dahingehend beantwortet, daß der Wasserstand im Peilrohr gleich dem freien Grundwasserspiegel ist. Der freie Grundwasserspiegel ist jene Grenzfläche, längs der  $p/\gamma = 0$  wird und diese kann sich nur ausbilden, wenn der Grundwasserträger nicht von einer undurch-

lässigen Schichte beeinflusst wird. Der freie Grundwasserspiegel wird von einem Kapillarsaum überlagert.

Vernachlässigt man den Kapillarsaum, wie dies auch in ÖNORM B 2400 geschah, und betrachtet man eine ebene Strömung — eine solche ist dann gegeben, wenn die Flächen gleicher Standrohrspiegelhöhen Zylinderflächen mit den Erzeugenden senkrecht zur betrachteten physikalischen Ebene sind — so gelangt man zu den in der Abbildung 1 skizzierten Verhältnissen, die im Prinzip der zitierten ÖNORM entnommen wurden. Da in der freien Grundwasseroberfläche  $p/\gamma = 0$  gilt, ist in dieser Fläche  $h = z$ . In Abbildung 1 wurden die beiden Linien gleicher Standrohrspiegelhöhen gezeichnet, die durch den Punkt O, in dem das Peilrohr die freie Grundwasseroberfläche schneidet, bzw. durch den tiefsten Punkt des Peilrohres, U, verlaufen. Man sieht aus der Abbildung sofort, daß, wenn im Peilrohr der Wasserspiegel in O liegt, längs des Peilrohrmantels durch diesen Wasserspiegel die Standrohrspiegelhöhe in allen Punkten gegeben ist. Damit müßten aber längs des Peilrohrmantels im Peilrohr in allen Punkten gegenüber dem Grundwasser größere Standrohrspiegelhöhen herrschen, da im Grundwasser die Standrohrspiegelhöhe ja von  $h$  auf  $(h - \Delta h)$  sinkt. Damit müßte aber längs des gesamten in das Grundwasser reichenden Peilrohrmantels Wasser aus dem Peilrohr abfließen, so daß die Spiegelhöhe im Peilrohr von  $h$  auf einen Wert  $H$ ,

$$h > H > (h - \Delta h),$$

absinken muß. Die in der ÖNORM gemachte Angabe  $H = h$  ist damit offensichtlich unmöglich; dies konnte ganz einfach durch konsequente Anwendung der Gleichung (III) und der Konzeption der Flächen gleicher Standrohrspiegelhöhen gefolgert werden.

Die in Abbildung 1 eingetragene Spiegellage  $H$  im Peilrohr verlangt natürlich nach einem Grundwassereintritt im oberen Teil des Peilrohres und einem Abfließen von Grundwasser im unteren Teil desselben, was zu einer Vertikalströmung im Peilrohr führen muß. Vertikalströmungen in Peilrohren wurden aber bereits wiederholt beobachtet, worüber z. B. in (2) berichtet wird.

Die vorstehenden Überlegungen zeigen aber auch, daß die Spiegelhöhe  $H$  im Peilrohr nicht nur von der Form der Linien gleicher Standrohrspiegelhöhen, sondern auch von der Länge des Peilrohres abhängt. Die Größe  $H$  läßt daher keine Deutung zu, die es gestattet, aus dieser Größe irgendwelche einfache Schlüsse über den Grundwasserdurchfluß zu ziehen.

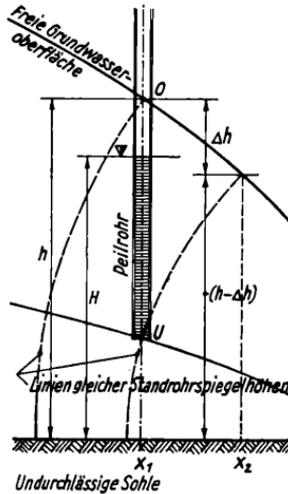


Abbildung 1

Bevor auf eine Näherung eingegangen wird, die die Durchflußbestimmung ermöglicht, sei nochmals auf die Gleichung (V) zurückgekommen. Aus dieser wurde erkannt, daß das Gefälle  $I$  in der Senkrechten auf eine Linie gleicher Standrohrspiegelhöhen den größten Wert annimmt und daher  $v$  nach Gleichung (IV) mit diesem Gefälle zu bestimmen ist. Wenn man die Strömungen durch den Kornaufbau im Grundwasser außer acht läßt, so muß die Bewegung des Grundwassers stets senkrecht zu den Linien gleicher Standrohrspiegelhöhen erfolgen; mit der Annahme, daß dies nicht der Fall wäre, gerät man sofort in einen Widerspruch, da damit die Strömung sich nicht nach dem maximalen Gefälle orientieren würde. Zeichnet man daher in einen Plan, in dem man die Linien gleicher Standrohrspiegelhöhen eintrug, eine Senkrechte zu diesen Linien, so wird die Strömung längs dieser Linie verlaufen, d. h., makroskopisch betrachtet werden sich die Wasserteilchen längs dieser Linie bewegen. Eine solche Linie bezeichnet man als Stromlinie und insbesondere die Begrenzungen, das sind undurchlässige Schichten und die freie Grundwasser-oberfläche — es wird zunächst stationäres Strömen behandelt —, müssen solche Stromlinien sein.

Nimmt man nun in Abbildung 1 an, die Linien gleicher Standrohrspiegelhöhen sind auf die undurchlässige Sohle senkrecht stehende Gerade, so ist  $\Delta s$  mit  $x_1 - x_2 = \Delta x$  gegeben. Da die Standrohrspiegelhöhe um  $\Delta h$  geringer wurde und  $\Delta h$  der Betrag ist, um den die freie Grund-

wasseroberfläche auf die Entfernung  $\Delta x$  absank, so kann diese Oberfläche natürlich nicht senkrecht auf die Linien gleicher Standrohrspiegelhöhen in der angenommenen Form stehen: Darin liegt der Fehler bei dieser Annahme, der nur bei geringem Gefälle vernachlässigt werden kann. Damit sind zugleich die Grenzen dieser Näherung ersichtlich gemacht.

Mit der Einführung dieser Näherung muß in jedem Punkt einer Vertikalen gelten:

$$v = -k \frac{\Delta h}{\Delta x} \quad (\text{VI a})$$

und wenn man  $q = v \cdot h$  bildet, also den auf den lfm bezogenen Durchfluß im Grundwasser, so erhält man:

$$q = -k \cdot h \frac{\Delta h}{\Delta x} \quad (\text{VI})$$

Gleichung (VI) gilt nicht nur für ebene Strömungen, sondern auch wenn die Linien gleicher Standrohrspiegelhöhen, die nun der Grundwassertiefe entsprechen, Zylinderflächen sind, deren Erzeugende senkrecht zur undurchlässigen Sohle stehen. Die vorstehenden Beziehungen gehen auf DUPUIT und auf FORCHHEIMER zurück, der den Dupuitschen Ansatz, der ursprünglich nur für ebene axialsymmetrische Fälle angewendet wurde, verallgemeinerte.

Die vorstehenden Gleichungen sind die Grundlage, wenn es gilt, in der Natur aufgenommene Grundwasserschichtenpläne auszuwerten und zu beurteilen. Ein Beispiel für einen Grundwasserschichtenplan wurde (3) entnommen. In der Abbildung 2 wurde zunächst die allgemeine Situation des betrachteten Gebietes, des Grundwasserwerkes der Stadt Wien „Untere Lobau“ eingetragen.

Abbildung 2 enthält auch die Skizze von zwei Grundwasserschichtenplänen im ungestörten Zustand. Weiters kann dort die Lage der Brunnen „Alter Kreuzgrund“ und „Groß Rohrwörth“ entnommen werden. Diese beiden Horizontalfilterbrunnen wurden als die ersten Brunnen des Grundwasserwerkes „Untere Lobau“ fertiggestellt und standen bereits für die Pumpversuche zur Verfügung.

In der Abbildung 3 wurde nur der Ausschnitt um den Brunnen Groß Rohrwörth eingetragen. Dieser Ausschnitt wurde gegenüber (3) in folgenden Punkten geändert. Bei den Grundwasserschichtenlinien im Bereich des Mittelwassers wurde darauf Bedacht genommen, daß das Mittelwasser als stehendes Gewässer einen horizontalen Wasserspiegel aufweisen muß. Es muß diesbezüglich noch angemerkt werden, daß die Kote dieses Wasserspiegels in (3) nicht angegeben wird, obwohl es eine

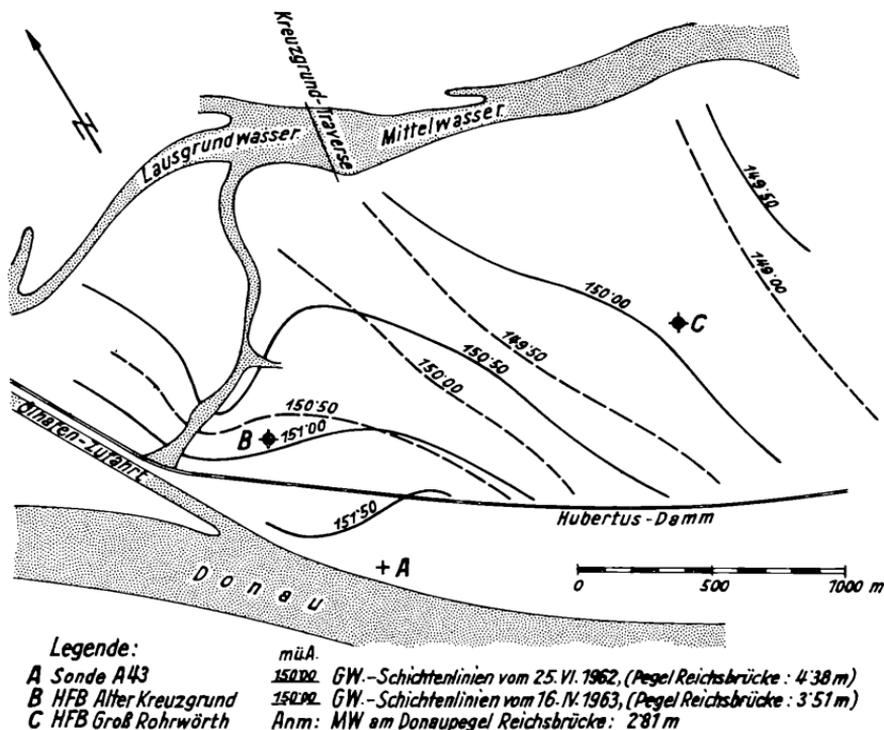


Abbildung 2

Grundregel der Grundwasserbeobachtung sein sollte, immer auch die an das Grundwasserfeld angrenzenden Oberflächengewässer zu beobachten. Es wurde weiters der Schichtenplan im Bereich der Sonde D 30 a umgezeichnet und dabei diese Sonde — die einzige, deren Lage in der Abbildung 3 eingetragen wurde — nicht berücksichtigt. Diese Sonde weicht offensichtlich von den Meßergebnissen in den übrigen Sonden des Feldes sehr stark ab und gestattet es nicht, einen realistisch deutbaren Schichtenplan zu zeichnen. Möglicherweise hat sich bei der Einmessung der Sondenhöhe ein Fehler eingeschlichen — es werden üblicherweise die Sondenoberkanten als die Abstichpunkte einnivelliert —, oder die Sonde wurde in einer lokal begrenzten, für das Feld nicht signifikanten Störung abgeteuft. Bei der großen Anzahl von Sonden — in dem in der Abbildung 3 dargestellten Bereich wurden allein etwa 30 Sonden hergestellt —

1. Bestimmung der Durchlässigkeit  $k$ :  
 $Q = \Sigma \Delta Q = k \cdot h \cdot \Sigma (\Delta J) = k \cdot h \cdot J_{\text{mittel}}$ ,  $k = \frac{Q}{h \cdot J_{\text{mittel}}} = \frac{Q}{N}$

Zur Zeit der Aufnahme des Schichtenplanes:  
 3. Sept. 1963 .....  $Q = 200 \text{ l/s}$

| $l$ | $J_{\text{mittel}}$<br>[cm] | $h$<br>[cm] | $N$<br>[cm <sup>2</sup> ] | $Q/N$<br>[cm/s] |
|-----|-----------------------------|-------------|---------------------------|-----------------|
| 1   | 7.00                        | 1.00        | 5.25                      | 36.8            |
| 2   | 1.150                       | 0.65        | 5.75                      | 43.0            |
| 3   | 1.500                       | 0.45        | 6.13                      | 47.3            |
| 4   | 2.100                       | (0.26)      | 6.38                      | (34.8)          |
|     |                             |             |                           | (0.575)         |

Abschätzung des mittleren felders  
 (die Zeile 4 bleibt unberücksichtigt)

$$S = \pm \sqrt{\frac{\Sigma v_i \cdot v_i}{n-1}}, \quad \bar{k} = \frac{0.544 + 0.465 + 0.483}{3} = 0.497 \text{ cm/s} \approx 0.50 \text{ cm/s}$$

$$v_i = \bar{k} - k_i$$

$$S = \pm 0.041 \text{ cm/s}, \quad k = 0.50 \pm 0.04 \text{ [cm/s]}$$

2. Bestimmung der Fließzeit  $T$  von I nach II:

$$T = n \cdot \Sigma \frac{\Delta S_i^2}{k \cdot \Delta h_i} = n \cdot \Sigma \frac{\Delta S_i}{k \cdot J_i} = n \cdot \Sigma t_i, \quad v_{ki} = \frac{k \cdot J_i}{n}$$

Für das Porenvolumen wurde angenommen:  
 $n = 0.30$

| $\Delta S$<br>[cm] | $J$<br>[%] | $kJ$<br>[cm <sup>2</sup> /s] | $t$<br>[10 <sup>3</sup> s] | $n \cdot t$<br>[Tage] | $V_w$<br>[m <sup>3</sup> /Tag] |
|--------------------|------------|------------------------------|----------------------------|-----------------------|--------------------------------|
| 1                  | 50.100     | 5.0                          | 1.0                        | 3.5                   | 14.3                           |
| 2                  | 80.060     | 3.0                          | 2.7                        | 9.5                   | 8.4                            |
| 3                  | 60.030     | 1.5                          | 4.0                        | 14.0                  | 4.3                            |
| 4                  | 140.018    | 0.9                          | 15.5                       | 5.4                   | 2.6                            |
| 5                  | 190.013    | 0.7                          | 27.2                       | 9.6                   | 2.0                            |
| 6                  | 200.0125   | 0.6                          | 33.4                       | 11.7                  | 1.7                            |
| $\Sigma$           | 720        |                              |                            | 29.4                  |                                |

$$V_w_{\text{mittel}} = \frac{\Sigma \Delta S_i}{T} = 2.5 \text{ [m/Tag]}$$

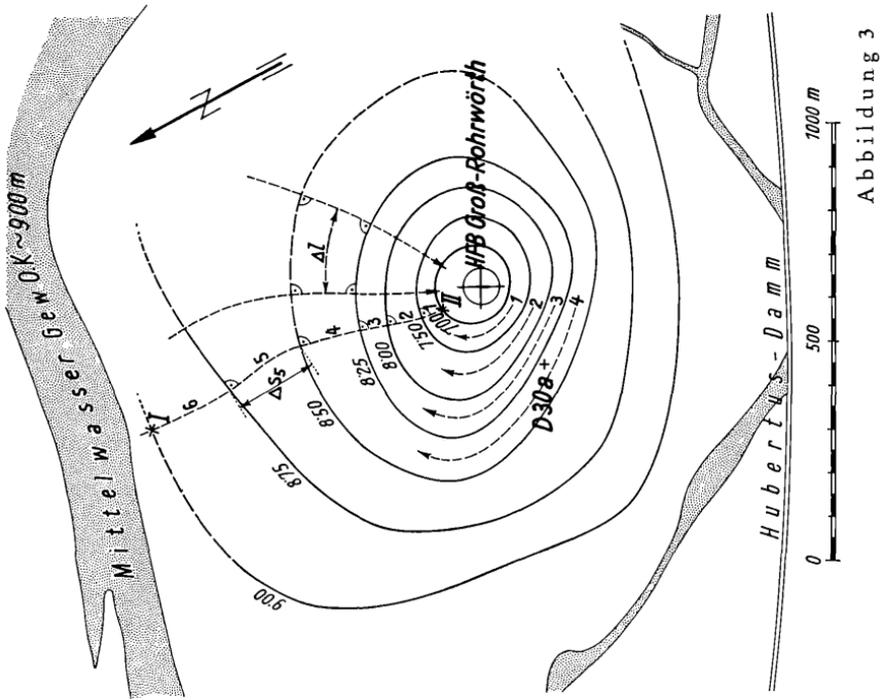


Abbildung 3

sind beide Möglichkeiten durchaus in Betracht zu ziehen. Es ist aber bei Beobachtungen üblich, zu stark streuende Ergebnisse als offenbar fehlerhaft auszuschneiden. Die Schichtenlinie 8,50 (die Bezeichnung der Schichtenlinie +140,00 ergibt jeweils die Höhe der Schichtenlinie in m ü. A.) besitzt nach (3) am rechten Bildrand einen singulären Punkt. Dieser ist aber durch die vorhandenen Sonden nicht ausreichend gesichert, so daß die Schichtenlinie glatt durchgezeichnet wurde; der fragliche Bereich wurde durch einen unterbrochenen Linienzug angedeutet. Um eine Bearbeitung des Schichtenplanes zu ermöglichen, wurden schließlich die Höhendifferenzen zwischen den Schichtenlinien von 10 cm auf 25 cm, im steileren Bereich in Brunnennähe auf 50 cm erhöht.

Auf Grund dieses Schichtenplanes wurde in den beiden Tabellen in Abbildung 3 die Durchlässigkeit  $k$  und die Fließzeit  $T$  des Grundwassers vom Punkt I in der Nähe des Mittelwertes zum Punkt II in Brunnennähe bestimmt. Dabei war vor allem beabsichtigt, die prinzipiellen Möglichkeiten aufzuzeigen und die Bemühungen gingen nicht dahin, bezüglich Genauigkeit das Letzte aus den Angaben herauszuholen. Dennoch kommt man zu Ergebnissen, die befriedigend übereinstimmen.

Das Gefälle überschreitet 1% im betrachteten Bereich nirgends wesentlich; die Voraussetzungen für die Anwendung der Gleichung (VI) sind daher gegeben. Unterteilt man den ringförmigen Bereich zwischen zwei Schichtenlinien in Abschnitte von der Länge  $\Delta l$ , so daß in diesen Abschnitten das Gefälle  $I$  sich jeweils nur geringfügig ändert, so erhält man

$$Q = q \quad \Delta l = k \quad h \quad I \quad \Delta l.$$

Die Größe  $h$  kann man sofort dem Schichtenplan entnehmen, wenn man die Tegeloberkante kennt, die im Bereich des Grundwasserwerkes etwa bei 142,00 m ü. A. liegt. Die Höhenlage des Grundwasserspiegels ermittelt man genügend genau, wenn man die Höhen der beiden den Ringbereich begrenzenden Schichtenlinien mittelt.

Eine Kontrolle des Schichtenplanes, die stets beachtet werden sollte, ergibt sich aus der Kontinuitätsbedingung, die nichts anderes besagt, als daß der Grundwasserabfluß konstant bleiben muß, wenn nicht offensichtliche Gründe — z. B. die Verminderung des Abflusses durch eine Brunnenentnahme — eine Abflußänderung herbeiführen. Für den behandelten Fall heißt das, daß durch die mit 1 ÷ 4 bezeichneten, ringförmigen Bereiche stets die gleiche Menge je Zeiteinheit fließen muß. Es müssen daher die in der ersten Tabelle zur Abbildung 3 in den Zeilen 1 ÷ 4 ermittelten  $k$ -Werte gleich sein. Bei der Ermittlung des mittleren  $k$ -wertes wurde die Zeile 4 ausgeschieden, weil die Schichtenlinie 8,50,

wie vorstehend besprochen, nicht genügend gesichert ist. Größenordnungsmäßig stimmt übrigens auch dieser  $k$ -Wert mit den übrigen durchaus überein.

In der zweiten Tabelle zur Abbildung 3 wurde die Fließzeit zwischen den Punkten I und II ermittelt. Sie entspricht etwa der Zeit, die das Grundwasser benötigt, um vom Mittelwasser in den Brunnen Groß Rohrwörth zu gelangen. Bei der Ermittlung der Fließzeit ist zu beachten, daß das Grundwasser nicht den durchflossenen Raum zur Gänze erfüllt, sondern nur die Poren des Schotterkörpers. Der Anteil der Poren,  $V_p$  am Gesamtvolumen  $V_{ges}$  wird durch den Koeffizienten  $n$  bestimmt; es gilt:

$$n \quad V = V_{P_{ges}} \quad (VII)$$

Daher ist die Fließzeit nicht mit der Filtergeschwindigkeit  $v$ , sondern mit der tatsächlichen, der „wahren“ Grundwassergeschwindigkeit,

$$v_{\text{w}} = v/n$$

zu ermitteln. Für  $n$  wurde 0,3, ein meistens für Sand und Kies gut zutreffender Richtwert, angenommen. Die Verweildauer, bis Infiltrat aus dem Mittelwasser in den Brunnen gelangt, beträgt etwa 10 Monate.

Zur Tabelle 2 wäre noch zu bemerken, daß in der letzten Spalte die in den Abschnitten  $i$  längs der Stromlinie zwischen I und II jeweils herrschenden, mittleren Geschwindigkeiten  $v_{\text{w}}$  angegeben wurden. Längs  $\Delta s_1$ , hier beträgt das Gefälle  $I = 1,0\%$ , wurde  $v_{\text{w}}$  zu 14,3 m/Tag ermittelt. In (4) wird über Färbeversuche berichtet, die im Bereich des Nachbarbrunnens Alter Kreuzgrund zur Bestimmung von  $v_{\text{w}}$  durchgeführt wurden. Diese ergaben eine mittlere Abstandsgeschwindigkeit von 20 m/Tag. In dem Bereich, in dem die Färbeversuche durchgeführt wurden, betrug das Gefälle nach den Angaben aus (4) aber etwa  $I = 1,3\%$ ; wenn man die Geschwindigkeiten vergleichen will, muß man das größere Gefälle berücksichtigen und das vergleichbare  $v_{\text{w}}$  ergibt sich zu  $1,3 \cdot 14,3 \text{ m je Tag} = 18,6 \text{ m/Tag}$ . Dieser Wert stimmt mit den im Versuch ermittelten 20 m je Tag gut überein.

Ein Grundwasserschichtenplan vermittelt zwar einen guten Überblick über die Grundwasserströmung in einem betrachteten Bereich, seine Ermittlung ist aber mit einem gewissen Aufwand verbunden. Zur Bestimmung des  $k$ -Wertes ist es nicht notwendig, mit diesem Aufwand — für das Beispiel in Abbildung 3 wurden rund 30 Sonden hergestellt — vorzugehen. Wenn man den  $k$ -Wert durch einen Pumpversuch ermittelt, so setzt man im Prinzip ähnliche Verhältnisse wie in der Abbildung 3 zwischen der Schichtenlinie 8,5 und dem Brunnen voraus, nur daß diese nun streng axialsymmetrisch angenommen werden. Man begnügt sich

auf Grund dieser Voraussetzung meist mit einem Achsenkreuz von 8 Son-  
den und auch für den Brunnen wird die billigere Type des Vertikal-  
brunnens gewählt. In neueren Arbeiten, z. B. (5) und (6), gelang der  
Nachweis, daß bezüglich der Spiegellagen im Brunnen und bezüglich  
der im Grundwasser bewegten Mengen je Zeiteinheit die mit Hilfe des  
Dupuitschen Ansatzes — in den Vertikalen gilt jeweils  $h = \text{konst.}$  —  
ermittelten Beziehungen exakt gelten, wenn die verwendeten Vertikal-  
brunnen als „vollkommene Brunnen“ — d. h. mit einem Filter von der  
undurchlässigen Sohle bis über den Grundwasserspiegel — ausgebildet  
wurden. Eine Berücksichtigung dieser Arbeiten kann zu weiteren Ver-  
einfachungen bei der Durchführung des Pumpversuches führen.

Es wurde in der Abbildung 3 der Punkt I, von dem an die Fließzeit  
bestimmt wurde, in einer gewissen Entfernung vom Ufer des Mittel-  
wassers angenommen. Es blieb damit die Frage unbeantwortet, wie sich  
das Grundwasser in Ufernähe verhält. Theoretisch muß hier durch die  
Störung, die durch das Fließen durch die Uferböschung entsteht, der  
Grundwasserspiegel um einen Betrag  $\Delta h$  unter dem Wasserspiegel im  
Oberflächengewässer liegen und der Dupuitsche Ansatz kann hier nicht  
gelten, weil im Uferbereich die Linien gleicher Standrohrspiegelhöhen  
offenbar keine vertikalen Zylinderflächen sein können. Überlegungen,  
wie sie z. B. in (7) durchgeführt wurden, zeigen aber, daß für so geringe  
Neigungen, wie sie der Grundwasserschichtenplan in Abbildung 3 zeigte,  
nicht nur  $\Delta h$  sehr klein wird, sondern daß auch der Bereich, in dem  
die Linien gleicher Standrohrspiegelhöhen von der Vertikalen stark abwei-  
chen, sehr eng begrenzt bleibt. Es ist daher unter der Voraussetzung,  
daß es im Uferbereich keine zusätzlichen Störungen gibt, deren Natur  
später besprochen werden soll, ohne weiteres möglich, die Uferlinie im  
Falle eines stehenden Wassers wie eine Schichtenlinie zu behandeln.

Unter dieser Voraussetzung läßt sich, wie an Hand der bereits von  
BOUSSINESQ stammenden Ansätze zuletzt z. B. in (8) gezeigt wurde,  
ein für Grundwasserträger im Einflußbereich von Oberflächengewässern  
interessantes Problem behandeln. Im Zusammenhang mit den Rechnungen  
zur Abbildung 3 wurde stillschweigend stationäres, d. h. von der Zeit  
unabhängiges Verhalten des Grundwassers vorausgesetzt. Diese Annahme  
kann natürlich nur näherungsweise gelten, da von den Oberflächen-  
gewässern ausgehend — auch in niederschlagsfreien Zeiten sind diese  
Gewässer Schwankungen unterworfen — sich deren Spiegelschwankungen  
ins Grundwasser hinein fortpflanzen. Es ist nun möglich, wenn die  
Schwankungen im Vergleich zur Mächtigkeit des Grundwassers gering  
sind, für den ebenen Fall diese Fortpflanzung der Schwankungen im

Grundwasser theoretisch zu erfassen. Man gelangt nämlich durch Vereinfachungen der Differentialgleichung zu einer linearen Differentialgleichung, die es erlaubt, eine vollständige Analogie zur Theorie der Wärmeleitung herzustellen.

Der Abbildung 4 wurde bezüglich der Ableitungen eine Formelsammlung beigegeben. Die grundlegende Differentialgleichung ist mit Gleichung (II) gegeben. Im einzelnen bedeuten in dieser Formelsammlung:

q: den auf dem lfm bezogenen Durchfluß

k: die Durchlässigkeit

n: den mit Gleichung (VII) definierten Anteil des Porenvolumens

h: die im Profil x zur Zeit t herrschende Grundwassermächtigkeit, womit wegen der Annahme der Gültigkeit des Dupuitschen Ansatzes für dieses Profil zugleich auch die Standrohrspiegelhöhen gegeben sind

H: die mittlere Grundwassermächtigkeit

s: die Abweichungen des Grundwasserstandes im Profil x zur Zeit t von der mittleren Grundwassermächtigkeit H

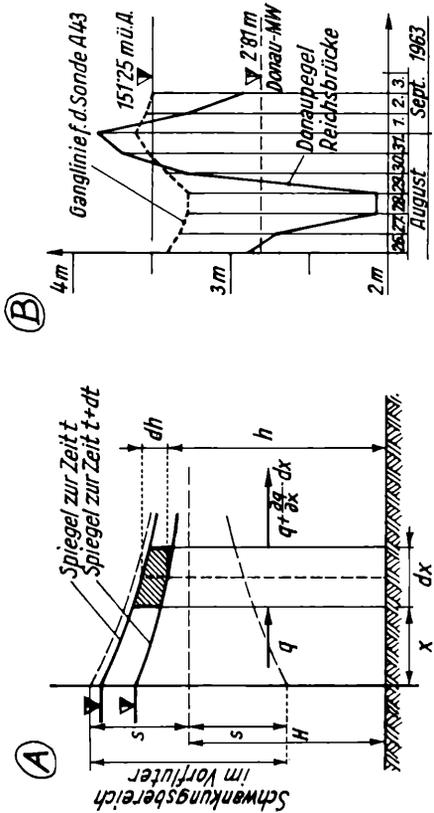
S: die Amplitude der nach Gleichung (III) der Formelsammlung sinusförmig angenommenen Schwankungen im Vorfluter

T: die Periode der Schwankungen im Vorfluter.

Aus Gründen der Rechenökonomie wurden alle Längen in m und alle Zeiten in Tagen ermittelt. In der Abbildung 4/A wurden die Zusammenhänge zwischen obigen Größen skizziert.

Wenn man die Verhältnisse des in der Abbildung 2 gezeigten Donauabschnittes und der „Unteren Lobau“ behandeln will, so ergibt sich etwa für  $H = 8,0$  m; k wurde in Abbildung 3 zu  $k = 0,5$  cm/s ermittelt, was einem  $k = 430$  m/Tag entspricht. Bezüglich der Porosität wurde  $n = 0,3$  angenommen. Der in Abbildung 3 dargestellte Grundwasserschichtenplan stammte vom 3. September 1963. Der Verlauf des Donauwasserstandes vor dem Beobachtungstag wurde in Abbildung 4/B skizziert. Dieser zeigt für die Amplitude S etwa  $S = 1,0$  m, für die Periode ungefähr eine Woche, also  $T = 7$  Tage.

Daß zum betrachteten Zeitpunkt sich die Schwankungen relativ gut durch eine Sinuslinie darstellen lassen, ist ein Glücksfall; keinesfalls ist die Periode  $T = 7$  Tage für den betrachteten Bereich besonders charakteristisch. Es wurden daher nachstehend immer auch die Perioden  $T = 1$  Tag,  $T = 30$  Tage und  $T = 365$  Tage berücksichtigt.



Die instationäre, ebene Grundwasserströmung:  

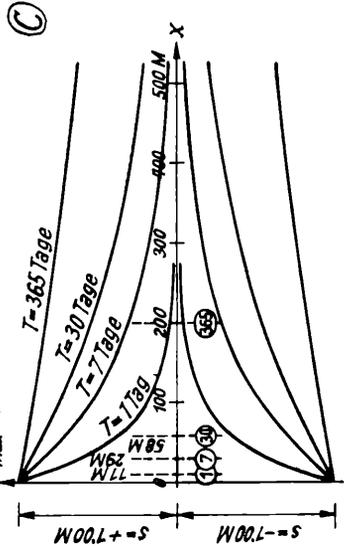
$$\frac{\partial q}{\partial x} \cdot dx \cdot dt = -k \frac{\partial}{\partial x} \left( h - \frac{\partial h}{\partial x} \right) \cdot dx \cdot dt = -n \frac{\partial h}{\partial t} \cdot dx \cdot dt \dots (I)$$

Linearisierung:  
 $h = H + s, \quad s \ll H;$   
 $kH \frac{\partial^2 s}{\partial x^2} = \frac{\partial s}{\partial t} \dots (II)$

Randbedingung:  
 Die Schwankungen im Vorfluter  
 $s(x=0, t) = S \cdot \sin \frac{2\pi}{T} \cdot t \dots (III)$

Die Lösung der Gleichung (II):  
 $s(x, t) = S \cdot e^{-\alpha x} \cdot \sin \left( \frac{2\pi}{T} \cdot t - \alpha x \right)$   
 $\alpha = \sqrt{\frac{\pi \cdot n}{T \cdot k \cdot H}} \dots (IV)$

Die gesuchten Größen:  
 1.)  $S_{max}(x) = \pm S \cdot e^{-\frac{\sqrt{\pi n}}{T k H} \cdot x}$   
 2.)  $v_{W, max}(0) = \pm S \cdot \sqrt{\frac{2\pi k}{T H n}}$   
 3.)  $L = S \cdot \sqrt{\frac{2T k}{\pi n H}}$



| T [Tage] | L [m] | x <sub>r</sub> <sup>1)</sup> [m] | v <sub>w, max</sub> [m/Tag] |
|----------|-------|----------------------------------|-----------------------------|
| 1        | 11    | 279                              | 33.5                        |
| 7        | 29    | 755                              | 12.4                        |
| 30       | 58    | 1.540                            | 6.1                         |
| 365      | 200   | 5.260                            | 1.8                         |

1)  $x_r = x_{Smax} = 0.075 S$   
 $0.075 S = 1 \text{ cm}$

Abbildung 4

Es wurden insbesondere 3 Untersuchungen durchgeführt:

Es wurde zunächst  $s_{\max}(x)$ , die Amplitude der Grundwasserschwan-  
kung im Profil  $x$ , bestimmt. In Abbildung 4/C wurde der Verlauf der  
Kurven  $s_{\max} = s_{\max}(x)$  bis 500 m landeinwärts gezeichnet. Dieses Bild  
zeigt deutlich, wie sehr mit der Periodenlänge  $T$  auch der Einfluß der  
Schwankungen immer weiter landeinwärts wächst. Die Größen  $s_{\max}(x)$   
ergeben sich direkt aus der Lösung der Gleichung (II), wenn man in  
Gleichung (IV)  $\sin\left(\frac{2\pi}{T} \cdot t - ax\right) = 1$  setzt.

Weiters wurde die Größe  $v_{\mathbb{W}, \max}(0)$ , also die tatsächliche Ein- bzw.  
Austrittsgeschwindigkeit aus bzw. in das Oberflächengewässer, bestimmt.  
Diese Größe erhält man, wenn man unter Berücksichtigung der Gleichung (VI a) und (VII)  $v_{\mathbb{W}} = v/n = k/n \cdot \frac{\Delta s}{\Delta x}$  bildet und sodann analog  
wie bei  $s_{\max}$  für die aus der Differentiation sich ergebende Winkelfunk-  
tion wieder  $\sin\left(\frac{2\pi}{T} \cdot t + \frac{\pi}{4}\right) = 1$  setzt.

Nimmt man näherungsweise für die durch die Uferlinie ein- bzw.  
austretende Wassermenge je Zeiteinheit

$$q(0,t) = H \cdot v$$

an, so ergibt einfaches Integrieren über eine halbe Periodenlänge, begin-  
nend bei  $v = 0$ , die gesamte, jeweils während der Zeit  $T/2$  ein- bzw.  
austretende Wassermenge  $Q$ . Mit

$$Q = n \cdot H \cdot L$$

läßt sich die Länge  $L$  bestimmen, auf die vom Ufer weg gemessen das  
Grundwasser theoretisch durch Oberflächenwasser verdrängt werden muß.  
Da bei laminaren Fließen keine gute Durchmischung zu erwarten ist,  
ist die Länge  $L$  ein Maßstab für die Breite der Zone, in der es tatsächlich  
zu einem Austausch von Grundwasser und Oberflächenwasser kommt,  
während landeinwärts dieser Zone die Schwankungen nur mehr durch  
ein Pendeln des Grundwassers entstehen. Falls das Wasser — etwa zu  
Brunnenentnahmen — landeinwärts fließt, so wird es entsprechend den  
Schwankungen dem unter Annahme stationären Fließens ermittelten  
Fortschritt einmal voreilen um dann wieder zurückzubleiben. Auch für  
diese Abweichungen gibt die Länge  $L$  einen Maßstab.

In der Tabelle in Abbildung 4/C wurden die Größen  $v_{\mathbb{W}, \max}(0)$   
und  $L$  für die genannten 4 Perioden eingetragen. Man sieht, wie relativ  
kurz die Länge  $L$  ist. Sie entspricht etwa der Entfernung  $x$  für  $s_{\max}(x) =$   
 $0,8 S$ . Die Schwankungen sind also wesentlich auffälliger als der tatsäch-

liche Austauschereffekt. Dagegen kann  $v_W$ ,  $\max$  für kurze Perioden recht große Werte annehmen; diese Geschwindigkeiten können aber, entsprechend dem raschen Abklingen von  $s_{\max}(x)$  bei kurzen Perioden, auch wieder nur in einer schmalen Zone längs des Ufers auftreten.

Als dritter Wert wurde in der genannten Tabelle der Wert  $x_R$  — die „Reichweite“ der Schwankungen eingetragen. Da man Grundwasserstände bestenfalls auf  $\pm 1$  cm genau messen kann, wurde  $x_R$  als jenes Profil definiert, in dem  $s_{\max}(x) = 0,01 S$  wird, für  $S = \pm 1,0$  m also  $s_{\max} = \pm 1$  cm.

Die in Abbildung 4 eingetragenen Ergebnisse zeigen, daß die Verweildauern, die unter Annahme stationärer Verhältnisse ermittelt werden, durchaus brauchbare Anhaltspunkte ergeben. Sie zeigen aber auch, daß die Schwankungen in den Oberflächengewässern die Schichtenpläne für das Grundwasser sehr stark beeinflussen können und es ist daher nicht nur der momentane Wasserstand in diesen Gewässern für Darstellung und Beurteilung des Schichtenplanes wesentlich, sondern auch die Ganglinien dieser Wasserstände.

Angesichts des Ausmaßes der Schwankungen in der Donau vor dem 3. September 1963 und da für  $T = 7$  Tage sich  $x_R = 755$  m ergibt, der Brunnen Groß Rohrwörth ist etwa 1,1 km von der Donau entfernt, kann man nachträglich feststellen, daß es gerechtfertigt war, für den Grundwasserschichtenplan vom 3. September 1963 (Abbildung 3) stationäre Verhältnisse anzunehmen. Dies wird noch durch folgenden Umstand wesentlich untermauert: In Abbildung 4/B wurde auch die Ganglinie für die Sonde A 43 gezeichnet. Die Lage dieser Sonde, die etwa 50 m von der Donau entfernt liegt, ist der Abbildung 2 zu entnehmen. Während nach der Darstellung der  $s_{\max}(x)$  aus der Abbildung 4/C für den Abstand vom Ufer  $x = 50$  m das Verhältnis  $s_{\max}(x)/S = 0,75$  beträgt, beträgt es entsprechend den tatsächlich beobachteten Ganglinien nur etwa  $s_{\max}(x)/S = 0,2$ .

Ein Hinweis, wie diese Diskrepanz erklärt werden kann, findet sich in (8), wo auch die Verhältnisse bei Vorhandensein einer „Kolmatierungsschicht“ längs des Ufers, also bei einer gewissen Uferdichtung, besprochen werden. In (9) wurde bereits darauf hingewiesen, daß eine solche Uferabdichtung im Bereich des Brunnens Alter Kreuzgrund vermutet werden muß, wenn man die Grundwasserspiegellagen nach FORCHHEIMER abschätzt und zu dem auf Grund der bestehenden Donauegel rekonstruierten Spiegellage in der Donau in Beziehung setzt.

Zunächst sei darauf verwiesen, daß sich zwischen den beiden Ganglinien in der Abbildung 4/C kaum eine Phasenverschiebung zeigt. Eine

solche würde aber auch im extremsten Fall — wenn nämlich die Dämpfung der Grundwasserschwankungen durch eine dichtere Uferzone bis zur Sonde A 43 verursacht würde — nur etwa einen halben Tag ausmachen.

Wegen ihrer großen Bedeutung, sowohl für die Güte des Uferfiltrates und auch für die erschrotbare Menge desselben, sei noch näher auf diese Uferabdichtung eingegangen. Solche Abdichtungen im Bereich des Rheines wurden in (10) und (11) beschrieben.

In (11) wird über die Qualität des Rheinwassers berichtet, die sich seit mehreren Jahren zwischen  $\alpha$ - und  $\beta$ -mesosaprob hält (Stand 1968) und die noch nirgends die polysaprobe Stufe erreicht zu haben scheint. Es wird ferner über die Verschmutzung des Flußgrundes berichtet, die vorwiegend vor Brunnen auftritt und die bis zu 70 cm tief reichte. Die Verschmutzung und Verfestigung des Untergrundes ging fallweise bis zu einer weitgehenden Wasserundurchlässigkeit.

(10) befaßt sich mit den hydrologischen Folgen, die nach Uferabdichtungen durch Uferfiltratentnahme am Rhein beobachtet wurden. Zunächst wird darauf hingewiesen, daß es im natürlichen Zustand — wenn immer wieder ein Grundwassergefälle zum Vorfluter hin entsteht — kaum zur Ausbildung eines nennenswerten Eintrittswiderstandes kommt, so daß der Höhenunterschied zwischen Wasserspiegel im Oberflächengewässer und im Grundwasser vernachlässigt werden kann. Diese Darlegungen stehen in keinem Widerspruch zur beobachteten Abdichtung des Donauufers im Bereich des Grundwasserwerkes „Untere Lobau“. In Abbildung 2 wurden die Grundwasserschichtenpläne vom 25. 6. 1962 und vom 16. 4. 1963 angedeutet. An beiden Tagen wurde den Brunnen kein Wasser entnommen, es herrschten also „natürliche“ Verhältnisse. Man sieht aber, daß an beiden Tagen Wasser von der Donau einströmte und zum Mittelwasser hin abfloß. Im ungestörten Zustand ist nämlich etwa folgende Situation gegeben: Das Mittelwasser, das sich im Kühwörther Wasser fortsetzt und beim Schönauer Schlitz schließlich in die Donau mündet, hat einen im Vergleich zum Querschnitt geringen Durchfluß, so daß wegen des dementsprechend geringen Gefälles der Wasserspiegel in diesem Gewässerzug unter dem in der Donau liegt. Damit ist aber das dauernde Zuströmen von der Donau und der Aufbau einer Uferdichtung an der Donau erklärt. Längs des Ufers des Mittelwassers, längs welchem Wasser austritt, dürfte dagegen kein wesentlicher Eintrittswiderstand vorhanden sein.

In (10) wird sodann darauf hingewiesen, daß bei der Infiltration sich praktisch der gleiche Vorgang wie in Filteranlagen abspielt. Ähnlich

wie bei diesen wächst aber mit dem zunehmenden Eintrittswiderstand auch der Höhenunterschied zwischen den Wasserspiegeln im Oberflächengewässer und im Grundwasser. Da eine Rückspülung wie bei den Filteranlagen nicht möglich ist, ist man darauf angewiesen, daß sich ein Gleichgewichtszustand einstellt. Bei entsprechender Beschaffenheit des Wassers tritt dies auch ein. Bei verschmutzten Oberflächengewässern kann dieser Gleichgewichtszustand jedoch gestört werden und die Verstopfung der Porenräume immer weiter fortschreiten. Dies kann schließlich dazu führen, daß der Grundwasserspiegel unter die Flußsohle absinkt, womit dann ein kritischer Zustand erreicht wurde, weil einer verstärkten Absenkung des Grundwassers nun nicht mehr ein verstärktes Nachströmen aus dem Oberflächenwasser entspricht. Zu einer solchen Entwicklung kann es übrigens auch durch verstärkte Sedimentation in Rückstauräumen von Kraftwerken kommen.

Die Spiegeldifferenzen zwischen Grundwasser und Rheinwasser erreichen bis zu 4 m. Bei Grundwasserträgern geringer Mächtigkeit führte dies in einem Fall dazu, daß die entnehmbare Uferfiltratmenge von 30.000 m<sup>3</sup>/km Uferlänge und Tag bei MW auf 12.000 m<sup>3</sup>/km Uferlänge und Tag bei MW zurückgeht. Dies zeigt wieder deutlich die Wichtigkeit der Beobachtung nicht nur des Grundwassers, sondern auch des Vorfluters.

Diese Veränderungen, die auf das Fließgeschehen im Grundwasser und auf die Entnahmemöglichkeiten so entscheidenden Einfluß haben, sind nur aus Beobachtungen erkennbar und Abschätzungen und Prognosen derzeit nicht zugänglich.

Es wurde im Vorstehenden unter Bezugnahme auf ein konkretes Beispiel, dem Grundwasserwerk „Untere Lobau“, versucht, einen Überblick über die hydraulische Behandlung von Grundwasserproblemen zu geben. Es wurde dabei bewußt als Beispiel ein Wasserwerk herangezogen, das Uferfiltrat entnimmt. Einesteils konnten so die Vorgänge beim Durchtritt von Grundwasser durch ein Ufer am gewählten Beispiel besprochen werden, andererseits ist gerade die Entnahme von Uferfiltrat von großer wasserwirtschaftlicher Bedeutung, weil durch die Reserven im Oberflächenwasser die Entnahmen mengenmäßig wesentlich besser gesichert sind als in Grundwassergebieten ohne offensichtlichen Zusammenhang mit einem Oberflächengewässer. Es sei dabei ausdrücklich darauf hingewiesen, daß die Qualität von Uferfiltrat der von „echtem“ Grundwasser nicht nachstehen muß. So wird in (12) berichtet, daß das aus dem Brunnen Alter Kreuzgrund (siehe Abbildung 2) erschotete Wasser, trotz einer mittleren Verweildauer von nur 15 Tagen, qualitätsmäßig bei allen Beobachtungen einwandfrei war.

Alle diese Umstände können aber deswegen nicht unberücksichtigt bleiben, weil eine verstärkte Inanspruchnahme der Grundwasserreserven erwartet werden muß, wobei das Grundwasser bereits jetzt ein wasserwirtschaftlich bedeutender Faktor ist. So wird z. B. in (13) berichtet, daß die 75 großen und größeren Wasserwerke in Österreich, die etwa 3,4 Mio Einwohner mit rund 340 Mio m<sup>3</sup>/a beliefern, 59% des Wassers aus Quellen, 40% aus Grundwasser und 1% des Wassers aus Oberflächengewässern beziehen. Daneben bezieht noch die Industrie den Wasserbedarf von 1,5 Mrd. m<sup>3</sup>/a zu etwa  $\frac{1}{3}$  aus dem Grundwasser —  $\frac{2}{3}$  etwa aus Oberflächengewässern — und auch die Trinkwasserversorgungen für kleinere Anlagen beziehen einen wesentlichen Teil ihres Wassers aus dem Grundwasser. Bezüglich dieser Prozentsätze muß man berücksichtigen, daß die starke Heranziehung von Quellen historisch bedingt ist. Die Wasserversorgung von Wien allein ist nämlich geeignet, dieses Bild zu Ungunsten des Grundwassers zu verfälschen. Wie z. B. aus (14) ersichtlich, deckten in Wien die rund 100 bzw. rund 60 Jahre alten beiden Hochquellenleitungen etwa 74% des Bedarfes; 2% stammten aus dem Wientalstausee; 24% wurden aus dem Grundwasser entnommen, und zwar zum überwiegenden Teil als Uferfiltrat der Donau (Stand 1966; derzeit ist das Verhältnis etwa 70% Hochquellenleitungen und 30% Grundwasser). Das als Beispiel herangezogene Grundwasserwerk „Untere Lobau“ dürfte dabei etwa 8 bis 10% des Wiener Bedarfes decken.

Aus (15) können Vergleichszahlen für die Schweiz entnommen werden. Dort werden etwa 2 Mrd. m<sup>3</sup>/a für Siedlungen und Industrie benötigt. Davon stammen etwa 30% aus Quellen, etwa 44% aus dem Grundwasser und etwa 26% aus Seen. In der Schweiz ist es die Besonderheit der Lage einiger größerer Städte — wie z. B. Zürich — direkt unterhalb von großen Seen, die diese Städte frühzeitig zur Seewasserversorgung hinführte. So erklärt sich der relativ große Anteil der Seewasserversorgung.

Die vorstehenden Angaben zeigen die Bedeutung des Grundwassers in der Gegenwart. Die Prognosen für die Zukunft sind zwar — soweit sie Österreich betreffen — im allgemeinen eher optimistisch. Es wurde aber eingangs — Gleichung (II) ff. — darauf verwiesen, daß Abschätzungen der Grundwasserreserven eine gewisse Problematik anhaftet. Nur zu oft erweisen sich bloße Schätzungen als allzu optimistisch. Es muß daher, in Anlehnung an Ausführungen von Prof. KAR (16) abschließend der Hoffnung Ausdruck verliehen werden, daß eine großräumige Inventur, insbesondere der Grundwasservorräte gelingen möge — etwa im Rahmen des beim Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft

ingerichteten „Wasserwirtschaftskatasters“. Lokal mögen derzeit zwar wertvolle Beobachtungen vorliegen, überregional ist aber sehr wenig vorhanden. Für einen gesicherten Ausblick in die Zukunft wären aber gerade solche Unterlagen die notwendige Grundlage.

### L i t e r a t u r

- (1) STEINHAUSSER, H.: Zur Verdunstung in Flußgebieten Österreichs in verschiedener Seehöhe. *Österr. Wasserwirtsch.*, Heft 11/12, 1969, Seite 276 ff.
- (2) HALEVY, E., MOSER, H., ZELLHOFER, O., und ZUBER, A.: Borehole dilution methods: A critical review. IAEA-Symposium: Use of Isotopes in Hydrology, Wien, 1966.
- (3) Die Wiener Wasserversorgung. Sonderdruck der Fachzeitschrift des Wiener Stadtbauamtes „Der Aufbau“. Heft Februar/März 1967; Seite 47.
- (4) DOSCH, F.: Zur Bemessung von Schutzzonen bei Grundwassergewinnungsanlagen. *Österreichische Wasserwirtschaft* Heft 1/2, 1967, Seite 26 ff.
- (5) HEINRICH, G.: Die strenge Lösung für die Ergiebigkeit eines vollkommenen Brunnens. *Ing. Archiv* XXXII, 33 (1963).
- (6) SCHMIDT, F.: Grundwasserströmung bei Gruppen von vollkommenen Brunnen. *Acta Mechanica*, Vol. II/1, 1966.
- (7) SCHMIDT, F.: Eine Abschätzung des Höhenverlustes bei dem Durchtritt von Grundwasser durch einen Böschungskeil. *Österr. Wasserw.* Heft 8/9, 1962.
- (8) VISCHER, D.: Einfluß eines schwankenden Vorfluterspiegels auf den Grundwasserspiegel. *Schweizerische Bauzeitung*, Heft 12, März 1970, Seite 243 ff.
- (9) SCHMIDT, F.: Festlegung von Schutzgebieten vom Standpunkt des amts-technischen Sachverständigen. 5. Seminar ÖWWV: Zukunftsprobleme der Trinkwasserversorgung. *Wiener Mitteilungen: Wasser — Abwasser — Gewässer*, Band 5, TH. Wien 1970.
- (10) KLUDIG, K. H.: Die Gewinnung von uferfiltriertem Grundwasser und der Einfluß der Rheinverschmutzung. *Wasser — Abwasser/GWF*, H. 50, 1968.
- (11) HOLLUTA, J., BAUER, L., und KÖLLE, W.: Über die Einwirkung steigender Flußwasserverschmutzung auf die Wasserqualität und die Kapazität der Uferfiltrate. *Wie* (10).
- (12) DOSCH, F.: *Wie* (4).
- (13) KAR, J.: Großräumige Wasserversorgung. *Wie* (9).
- (14) *Wie* (3), Seite 95 ff.
- (15) TRÜEB, E.: Wasserbeschaffungsprobleme in der Schweiz. *Wie* (9).
- (16) KAR, J.: Großräumige Siedlungs- und Industrierwasserwirtschaft, *Österr. Wasserw.*, Heft 9/10, 1970, Seite 237.

Anschrift des Verfassers: Sekt. Rat Dipl.-Ing. Dr. techn. Friedrich SCHMIDT, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Sektion IV, Abteilung 11, Stubenring 1, A - 1011 Wien.

# ZOBODAT - [www.zobodat.at](http://www.zobodat.at)

Zoologisch-Botanische Datenbank/Zoological-Botanical Database

Digitale Literatur/Digital Literature

Zeitschrift/Journal: [Wasser und Abwasser](#)

Jahr/Year: 1971

Band/Volume: [1971](#)

Autor(en)/Author(s): Schmidt F.

Artikel/Article: [Hydraulik und wasserwirtschaftliche Bedeutung des Grundwassers 59-77](#)