

Bohrlochversuche zur Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit von Fels

Borehole Tests for the Evaluation of the Hydraulic Conductivity of Rock

Dr. rer. nat. Uwe Hekel, HPC AG, Rottenburg, Geschäftsbereich Geohydraulik;
Dr.-Ing. Bernhard Odenwald, Bundesanstalt für Wasserbau

Die Gebirgsdurchlässigkeit ist die wichtigste Kenngröße zur Beschreibung der hydrogeologischen Eigenschaften von Festgestein. Sie ist maßgeblich für grundwasserhydraulische Berechnungen, insbesondere zur Bemessung von Wasserhaltungen bei Baumaßnahmen im felsigen Baugrund. Im Gegensatz zur Gesteinsdurchlässigkeit, die anhand von Proben im Labor bestimmt wird, erfolgt die Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit mit Hilfe von Bohrlochversuchen im natürlichen Gesteinsverband. In Festgesteinen spiegelt sie damit die Durchlässigkeit von Gestein (Matrix) und Klüften wieder. Für eine zuverlässige Ermittlung der Gebirgsdurchlässigkeit sind hydraulische Bohrlochversuche mit instationären Auswerteverfahren erforderlich. Die Versuchsdurchführung ist dabei an die zu erwartende Gebirgsdurchlässigkeit anzupassen. Die häufig noch eingesetzten Wasserdruckversuche mit stationären Auswerteverfahren sind dagegen i. A. nicht zur Erkundung der Gebirgsdurchlässigkeit geeignet.

Hydraulic conductivity is the most important parameter used to describe the hydrogeological characteristics of solid rock. It is essential for calculations of groundwater hydraulics, in particular for the design of drainage for construction work in bedrock. In contrast to the permeability of rock which is measured on samples in the laboratory, the hydraulic conductivity is determined by borehole tests performed in natural rock formations. For solid rock, it provides an indication of the porosity of the rock (matrix) and joints. Hydraulic borehole tests with transient evaluation methods are required to ensure a reliable evaluation of the hydraulic conductivity and the test procedure must be adapted to suit the anticipated condition of the rock. Water pressure tests with steady-state evaluation methods that are still frequently used are generally unsuitable for investigating hydraulic conductivity of rock.

1 Einführung *Introduction*

Die Bauwerke der deutschen Bundeswasserstraßen sind zu einem großen Teil auf Festgestein gegründet, wobei die Bauwerke (z. B. Schleusen und Wehre) teilweise bis tief unter die Felsoberfläche reichen. Werden auf Grund des Zustands der Bauwerke oder auf Grund eines Ausbaus der Wasserstraße Neu- oder Ersatzbaumaßnahmen erforderlich, werden diese zumeist unmittelbar neben und teilweise auch im Gewässer selbst durchgeführt. Das durch den Wasserstand im Gewässer beeinflusste Grundwasserpotenzial im Festgestein außerhalb der Baugrube liegt zumeist deutlich über der Baugrubensohle. Die Baumaßnahmen erfolgen i. A. innerhalb einer wasserdichten Baugrubenumschließung mit einer offenen Wasserhaltung an der Baugrubensohle, wobei teilweise zusätzlich geschlossene Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich sind (siehe z. B. Odenwald und Schwab, 2004).

Die Wasserdurchlässigkeit von Festgesteinen (Gebirgsdurchlässigkeit) wird zumeist nur in relativ geringem Maß von der Gesteinsdurchlässigkeit sondern im Wesentlichen durch die Wasserwegsamkeit der Klüfte und Trennflächen beeinflusst. In Abhängigkeit von der Gebirgsdurchlässigkeit kann ein Festgestein bei fehlender oder geringer Vernetzung des Trenn- und Klufflächensystems einen Grundwassernichtleiter oder -geringleiter, jedoch bei ausreichender Vernetzung des Trenn- und Klufflächensystems auch einen durchlässigen Kluffgrundwasserleiter darstellen. Um die für Baumaßnahmen im Festgestein erforderlichen Wasserhaltungsmaßnahmen zuverlässig dimensionieren zu können, muss die Größe und die örtliche Verteilung der Gebirgsdurchlässigkeit ermittelt werden. Dazu sind geeignete und ausreichende geohydraulische Erkundungsmaßnahmen durchzuführen. Während die Gesteinsdurchlässigkeit an-

hand von Proben im Labor bestimmt werden kann, sind zur Ermittlung der Gebirgsdurchlässigkeit in-situ-Versuche im natürlichen Gesteinsverband erforderlich. Hierzu werden in Porengrundwasserleitern üblicherweise Grundwassermessstellen sowie Brunnen hergestellt und Pumpversuche durchgeführt. Im Festgestein werden dagegen meist in-situ-Versuche direkt im standfesten Bohrloch ausgeführt. Neben einer an die Gebirgsverhältnisse angepassten Testart ist für die Zuverlässigkeit der ermittelten Gebirgsdurchlässigkeit entscheidend, ob das Auswerteverfahren auf einer Lösung der stationären oder der instationären Strömungsgleichung basiert.

2 Grundlagen

Basic principles

2.1 Allgemeines

General

Die Grundlage für die Beschreibung von Grundwasserströmungen in Porengrundwasserleitern, die aus Lockergesteinen bestehen, stellt das Gesetz von Darcy dar, nach dem der spezifische Durchfluss durch einen Gesteinskörper linear mit der Potenzialdifferenz verknüpft ist. Besitzt ein Festgestein ein regelmäßiges, relativ feines System aus Kluft- und Trennflächen, die in ausreichendem Maße miteinander verknüpft sind, so kann die Grundwasserströmung in dem Kluftgrundwasserleiter makroskopisch wie in einem Porengrundwasserleiter betrachtet werden. Voraussetzung ist allerdings, dass wie bei einem Porengrundwasserleiter die Öffnungsweite der Strömungskanäle ausreichend groß ist, sodass der Einfluss der intermolekularen Kräfte zwischen Wasser und Gestein auf die Strömung vernachlässigt werden kann und andererseits nicht so groß ist, dass bei den zu untersuchenden Potenzialdifferenzen turbulente Strömungsverhältnisse auftreten. Diese Voraussetzungen sind bei Kluftgrundwasserleitern jedoch häufig erfüllt. Die Gültigkeitsgrenzen des Gesetzes von Darcy werden z. B. von Busch et al. (1993) detailliert beschrieben.

Die analytische Berechnung der Grundwasserströmung zu einem Brunnen bzw. zu einem Bohrloch ist nur unter Ansatz vereinfachender Annahmen möglich. Für die Berechnungen wird eine rotationssymmetrische Strömung zu einem Entnahmehrunnen hin oder von einem Schluckbrunnen weg angenommen. Für die nachstehend dar-

gestellten Strömungsberechnungen wird weiterhin von einer gespannten Grundwasserströmung in einem homogenen und isotropen Grundwasserleiter mit konstanter Mächtigkeit ausgegangen. Die Annahme einer gespannten Grundwasserströmung bedingt, dass der Grundwasserleiter durch einen Grundwassernichtleiter überdeckt wird und die Grundwasserdruckhöhe innerhalb des Grundwasserleiters stets, auch im Brunnenbereich, über der Oberfläche des Grundwasserleiters liegt. Bei den Berechnungen wird zusätzlich danach unterschieden, ob diese unter Annahme einer (quasi-) stationären (zeitlich invarianten) Strömung oder einer instationären (zeitlich veränderlichen) Strömung durchgeführt werden. Analytische Berechnungen von Grundwasserströmungen für unterschiedliche Modellannahmen und Randbedingungen mit den zugehörigen theoretischen Grundlagen werden z. B. von Odenwald et al. (2009) detailliert dargestellt.

2.2 Stationäre Grundwasserströmung zu einem Brunnen

Steady-state groundwater flow to a well

Bild 1 zeigt das rotationssymmetrische Grundwasserströmungsmodell eines gespannten Grundwasserleiters mit der Mächtigkeit M [m] und der Durchlässigkeit k [m/s]. Bei $r = 0$ befindet sich die Achse des Entnahmehrunnens mit dem Radius r_0 [m]. Dabei wird angenommen, dass die Strömungsverluste innerhalb des Brunnen (insbesondere des Brunnenfilters) vernachlässigt werden können. Aus dem Brunnen wird eine konstante Entnahmerate Q_0 [m³/s] gefördert. Der Wasserstand im Brunnen wird mit h_0 [m] bezeichnet. Im Radius R [m] von der Brunnenachse wird ein konstantes Grundwasserpotenzial H [m] angenommen.

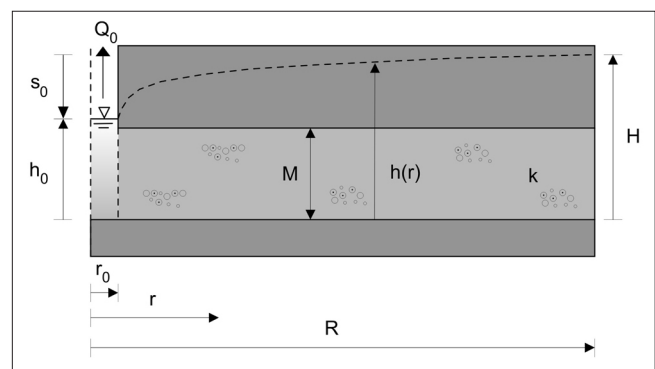


Bild 1: Rotationssymmetrische Brunnenanströmung im gespannten Grundwasserleiter
 Figure 1: Rotationally symmetrical groundwater flow to a well in a confined aquifer

Unter diesen vereinfachten Modellannahmen lässt sich die Grundwasserströmung durch folgende gewöhnliche Differenzialgleichung für das Grundwasserpotenzial h [m] in Abhängigkeit vom Radius r [m] beschreiben:

$$\frac{d^2 h}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dh}{dr} = 0$$

Daraus ergibt sich die Absenkung $s_0 = H - h_0$ [m] im Brunnen in Abhängigkeit von der konstanten Entnahmerate Q_0 , dem Brunnenradius r_0 , der Brunnenreichweite R , ab der keine Grundwasserabsenkung angenommen wird, und der Transmissivität T [m^2/s] = $k \cdot M$ zu:

$$s_0 = H - h_0 = \frac{Q_0}{2 \cdot \pi \cdot T} \ln \frac{R}{r_0}$$

Wird die Absenkung s_0 im Brunnen in Abhängigkeit von der Entnahmerate Q_0 in einem Brunnen oder einem Bohrloch gemessen, so lassen sich daraus unter Berücksichtigung der o.g. Modellannahmen die Transmissivität T und die Durchlässigkeit k ermitteln:

$$T = \frac{Q_0}{2 \cdot \pi \cdot s_0} \ln \frac{R}{r_0} \quad k = \frac{T}{M}$$

Bei einer konstanten Entnahmerate ergibt sich theoretisch kein stationärer Zustand, sondern eine mit der Zeit zunehmende Brunnenreichweite. Die auf empirischen Untersuchungen basierenden Bestimmungsformeln für die Brunnenreichweite z. B. von Sichardt sind nur unter bestimmten Randbedingungen einsetzbar, die für gespannte Grundwasserströmungen und Kluftgrundwasserleiter nicht zutreffen. Bei konstanter Entnahmerate kann die Brunnenreichweite jedoch abgeschätzt werden (siehe Odenwald et al., 2009) mit:

$$R = 1,5 \cdot \sqrt{\frac{t \cdot T}{S}}$$

Mit t [s] werden dabei die Zeit nach Beginn der Absenkung und mit S [-] der über die Mächtigkeit des Grundwasserleiters integrierte Speicherkoeffizient bezeichnet. Da die Brunnenreichweite R nur im Logarithmus in die Berechnung der Transmissivität T eingeht, beeinflussen Fehler beim Ansatz der Brunnenreichweite (z. B. infolge eines nicht zutreffenden Speicherkoeffizienten) das Ergebnis nur in relativ geringem Maß.

Die o.g. Bestimmungsgleichung für die Transmissivität ist Grundlage für Auswertung von Bohrlochversuchen, bei denen lediglich (quasi-) stationäre Grundwasserströmungsverhältnisse betrachtet werden. Die Auswertung

erfolgt dabei nur für die Zeitpunkte, für die stationäre Strömungsverhältnisse angenommen werden. Der Verlauf der Wasserdruckänderung mit der Zeit wird nicht betrachtet. Der Informationsgehalt der für die Auswertung verwendeten Messergebnisse ist relativ gering. Abweichungen von den zu Grunde gelegten Annahmen, die die Grundwasserströmung maßgeblich beeinflussen, können nahezu nicht erkannt und deshalb auch nicht in der Auswertung berücksichtigt werden. Die Bestimmung der Transmissivität bzw. der Gebirgsdurchlässigkeit durch Bohrlochversuche, bei denen auf Grund der Versuchsdurchführung nur eine Auswertung von (quasi-) stationären Strömungszuständen möglich ist, ist deshalb mit einer hohen Unsicherheit behaftet.

2.3 Instationäre Grundwasserströmung zu einem Brunnen

Transient groundwater flow to a well

Unter den in Abschnitt 2.1 beschriebenen vereinfachten Modellannahmen lässt sich die instationäre Grundwasserströmung in einem gespannten Grundwasserleiter durch die folgende partielle Differenzialgleichung für das Grundwasserpotenzial h in Abhängigkeit vom Radius r und der Zeit t beschreiben:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t}$$

Diese partielle Differenzialgleichung lässt sich durch die Substitutionen:

$$u = \frac{r^2 \cdot a}{4 \cdot t} \quad \text{und} \quad a = \frac{S}{T}$$

in eine gewöhnliche, nur von u abhängige Differenzialgleichung umwandeln:

$$\frac{d^2 h}{du^2} + \left(1 + \frac{1}{u}\right) \frac{dh}{du} = 0$$

Die von Theis (1935) entwickelte Brunnengleichung für instationäre Strömungsverhältnisse ist eine Lösung dieser gewöhnlichen Differenzialgleichung für die dabei zu Grunde gelegten Rand- und Anfangsbedingungen. Betrachtet wird dabei ein unendlich ausgedehnter Grundwasserleiter mit einer zentralen Punktseke im singulären Punkt $r = 0$ (Brunnenachse) mit einer konstanten Entnahmerate Q_0 und dem von der Absenkung unbeeinflussten Grundwasserpotenzial H für $r \rightarrow \infty$ als Randbedingung sowie einem konstanten Grundwasserpo-

tenzial $h = H$ zum Zeitpunkt $t = 0$ als Anfangsbedingung. Mit diesen Anfangs- und Randbedingungen ergibt sich die Brunnengleichung als Lösung der gewöhnlichen, von u abhängigen Differentialgleichung für die Absenkung des Grundwasserpotenzials $s(u)$ zu:

$$s(u) = H - h(u) = \frac{Q_0}{4 \cdot \pi \cdot T} \cdot W(u)$$

Die Brunnenfunktion $W(u)$ ist in Programmsystemen zur hydrogeologischen Auswertung von Pumpversuchen hinterlegt und ist seit langem in tabellarischer Form veröffentlicht. Die Grundlage für die Wertetabelle der $W(u)$ -Funktion ist ihre Darstellung als unendliche Reihe:

$$W(u) = -0,5772 - \ln u + \frac{u}{1 \cdot 1!} - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots$$

Auf Grundlage der Reihendarstellung hat Jacob (1940) die Brunnenfunktion von Theis vereinfacht, indem er nur die ersten beiden Summanden dieser Reihe berücksichtigte. Diese Approximation ist gerechtfertigt, wenn $u < 0,03$ (bzw. $1/u > 33$) ist, da der Fehler des Brunnenfunktionswertes in diesem Fall kleiner 1% ist. Bei kleineren betrachteten Radien und zunehmender Zeit ist das Kriterium $1/u > 33$ bereits für eine relativ kurze Pumpdauer erfüllt. Damit ergibt sich die nach Jacob angenäherte Brunnenfunktion zu:

$$W'(u) = -0,5772 - \ln u$$

In Bild 2 sind die Brunnenfunktion $W(u)$ und ihre Approximation $W'(u)$ im halblogarithmischen Maßstab in Abhängigkeit von u und $1/u$ dargestellt.

Bei einem Bohrlochversuch, bei dem nur der Wasserstand im Bohrloch mit dem Radius r_0 beobachtet wird, ergibt sich:

$$1/u = t \cdot \frac{4 \cdot T}{r_0^2 \cdot S}$$

Durch Auswertung der Wasserstandsabsenkung im Bohrloch $s(t)$ über die Pumpzeit t und Überlagerung mit der in Bild 2 dargestellten Brunnenfunktion lassen sich sowohl die Transmissivität T und daraus die Gebirgsdurchlässigkeit k als auch der Speicherkoeffizient S bestimmen. Die Auswertung von Pumpversuchen wird z.B. von Krusemann und de Ridder (1991) oder von Herth und Arndts (1994) detailliert beschrieben.

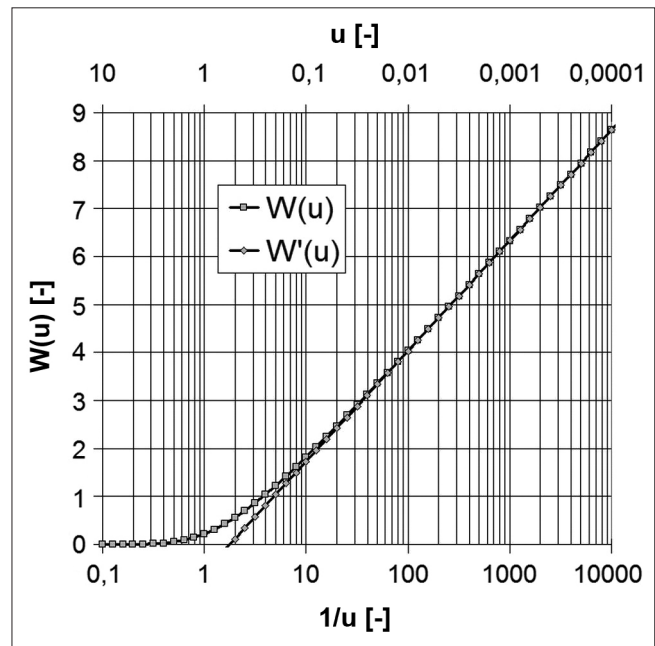


Bild 2: Brunnenfunktion $W(u)$ und ihre Approximation $W'(u)$

Figure 2: Well function $W(u)$ and its approximation $W'(u)$

Die Versuchsergebnisse von Pumpversuchen wie auch von Bohrlochversuchen, die auf instationären Messdaten basieren, haben einen deutlich höheren Informationsgehalt als die auf stationären Messungen basierenden. Insbesondere können Abweichungen zwischen dem Verlauf der gemessenen Absenkungskurve und dem der theoretischen Brunnenfunktion erkannt und interpretiert sowie bei der Auswertung berücksichtigt werden (z.B. reduzierte Bohrlochdurchlässigkeit, Zuflüsse aus angrenzenden Gewässern oder benachbarten Grundwasserstockwerken, reduzierte Zuflüsse auf Grund einer Begrenzung des Grundwasserleiters). Dabei können insbesondere Zeitabschnitte innerhalb der Versuchsdurchführung identifiziert werden, in denen die gemessene Absenkungskurve der theoretischen weitgehend entspricht und die für die Bestimmung der hydrogeologischen Parameter am besten geeignet sind. Die Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit durch Bohrlochversuche, die auf einer instationären Auswertung der Versuchsergebnisse basieren, weist deshalb eine wesentlich höhere Zuverlässigkeit als von Bohrlochversuchen mit lediglich stationärer Auswertung der Versuchsergebnisse auf.

3 Hydraulischer Bohrlochversuch mit stationärem Auswerteverfahren (Wasserdruckversuch)

Hydraulic borehole test with steady-state evaluation method (water pressure test)

Traditionell wurden (und werden oft leider immer noch) Gebirgsdurchlässigkeiten im Festgestein aus Wasserdruckversuchen (WD-Tests) ermittelt. Bei WD-Tests wird in einem Bohrlochabschnitt in mehreren Druckstufen Wasser eingepresst. Der Bohrlochabschnitt kann entweder durch einen Packer und die Bohrlochsohle oder durch einen Doppelpacker begrenzt werden. Beim Versuch wird die Fließrate (Einpressrate) gemessen, die sich bei Aufbringen der einzelnen Druckstufen ergibt. Die Messungen werden jeweils so lange durchgeführt, bis sich innerhalb der einzelnen Druckstufen (quasi-)stationäre Strömungszustände einstellen.

Die Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit erfolgt durch Auswertung der (quasi-)stationären Beziehung zwischen Fließrate und Wasserdruck. Die Rate-Druck-Relation ist aber neben der Gebirgsdurchlässigkeit noch von weiteren wesentlichen Einflussfaktoren abhängig, u. a. vom Kolmatierungsgrad des Bohrlochs, von Leckagen und von der Verpressdauer. Wie bereits in Abschnitt 2.2 dargestellt, weist deshalb die Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit durch Bohrlochversuche mit Auswertung von lediglich stationären Strömungsverhältnissen eine hohe Unsicherheit auf.

WD-Versuche nach DIN EN ISO 22282-3 (2008) oder DGEG-Empfehlung Nr. 9 (1984) sollten daher nur zur groben Überprüfung der Dichtigkeit des Trennflächengefüges sowie zur Überprüfung von Verpressungen und dem Verhalten des Gebirges gegenüber hydraulischem Druck eingesetzt werden (siehe auch Ewert, 2004). Folgerichtig enthält DIN EN ISO 22282-3 auch den Hinweis, dass die Bestimmung von Gebirgsdurchlässigkeiten mit transienten, d. h. instationären Verfahren erfolgen soll.

4 Hydraulische Bohrlochversuche mit instationären Auswerteverfahren

Hydraulic borehole tests with transient evaluation method

4.1 Allgemeines

General

Mit instationären Auswerteverfahren können wesentliche Störeinflüsse erkannt und eliminiert werden, so dass aus den Versuchsergebnissen die Gebirgsdurchlässigkeit zuverlässig ermittelt werden kann. Dies gelingt durch eine Betrachtung der zeitlichen Druckänderung statt – wie bei den stationären Verfahren – durch die Betrachtung einer singulären Rate-Druck-Relation. Um die benötigten Informationen aus der zeitlichen Druckänderung beziehen zu können, ist beim Bohrlochversuch eine definierte Anregung erforderlich. Dies ist entweder eine konstante Rate oder ein definierter Druckimpuls. Die eingesetzte Packerausrüstung wie auch die Versuchsdauer sind dabei weitgehend gleich wie beim klassischen WD-Test, die Versuchsdurchführung ist jedoch auf die Gewinnung definierter zeitlicher Druckänderungen angepasst.

Die Versuchsart richtet sich nach der erwarteten Größenordnung der Gebirgsdurchlässigkeit, die aus Beobachtungen während des Bohrens und der Aufnahme der Bohrkerns abgeschätzt wird. Dementsprechend werden Injektionsversuche mit konstanter Rate (KRI), Slug-Tests (SLUG), Drill-Stem-Tests (DST) und Pulse-Tests (PULSE) ausgeführt.

Im offenen Bohrloch kommen dabei zur abschnittswise Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit Einzel- oder Doppelpackersysteme zur Anwendung (Bild 3, Bild 8). Das Packersystem wird an einem Testgestänge in das Bohrloch eingebaut. Für den dichten Abschluss der Teststrecke werden die Packer hydraulisch oder mit Druckluft aufgeblasen. Mit einem Drucksensor wird der Druckverlauf in der Teststrecke kontinuierlich gemessen. Mit weiteren Drucksensoren im Bohrloch außerhalb der Teststrecke können Undichtigkeiten der Packer- bzw. Umläufigkeiten während des Versuchs erkannt werden. Nach dem Setzen der Packer wird die Packerdichtigkeit durch einen Eingießversuch in das Bohrloch überprüft. Während der Bohrlochwasserstand entsprechend ansteigt, sollte der Druck in der Packer-

strecke unbeeinflusst bleiben. Um Störeffekte zu vermeiden, sollte mit dem eigentlichen Versuch erst dann begonnen werden, wenn sich in der Teststrecke der Ruhedruck eingestellt hat.

4.2 Injektionsversuch *Injection test*

In stark durchlässigem bis durchlässigem Untergrund ($k = \text{ca. } 10^{-2}$ bis 10^{-6} m/s) werden Injektionsversuche mit konstanter Rate (KRI) eingesetzt. Beim KRI wird Wasser mit konstanter Rate in die Teststrecke injiziert. Bild 3 zeigt das Testequipment für einen Injektionsversuch mit konstanter Rate (KRI) am Beispiel einer Einzelpackeranordnung. p_1 und p_2 sind die Wasserdrücke, die mit Drucksensoren über bzw. unter dem Packer gemessen werden. Die Injektionsrate wird i. d. R. mit einem induktiven Durchflussmesser ermittelt. Die Rate wird so bemessen, dass durch sie einerseits ein gut messbarer Druckverlauf erzeugt wird, sie andererseits aber nicht zu hoch ist, um das Aufreißen von Trennflächen zu vermeiden. I. d. R. werden Differenzdrücke von 1 – 10 m WS (0,1 bar bis 1 bar) angestrebt. Nach der Injektionsphase wird der Druckabbau in der Teststrecke gemessen. Beide Versuchsphasen werden so lange durchgeführt, bis entweder eine Druckkonstanz erreicht wird oder eine sichere instationäre Bestimmung der hydraulischen Kenngrößen möglich ist. Hierzu ist eine Feldauswertung erforderlich.

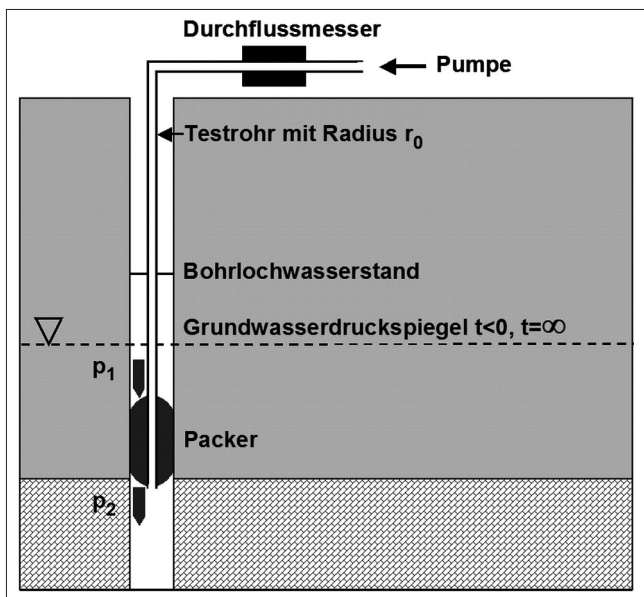


Bild 3: Injektionsversuch mit konstanter Rate (KRI)
 Figure 3: Injection test at a constant rate

Die instationäre Auswertung der Injektions- und Druckabbauphase erfolgt nach dem Verfahren von Gringarten et al. (1979). Hierbei können innere Randbedingungen (bohrlochspezifische Störgrößen) und äußere Randbedingungen (hydraulische Ränder wie Stau- oder Anreicherungsgrenzen) erkannt und berücksichtigt werden. Für die einfachere Handhabung existieren Typkurvenvorlagen mit erster mathematischer Ableitung nach Bourdet et al. (1983). Die Bestimmung der Transmissivität erfolgt dabei nach:

$$T = \frac{s_D \cdot Q}{2 \pi \cdot s}$$

mit:

- T: Transmissivität des Gebirges [m^2/s]
- Q: Injektionsrate [m^3/s]
- s: Anstieg der Grundwasserdruckhöhe gegenüber der anfänglichen Ruhedruckhöhe [m]
- s_D : dimensionslose Druckhöhendifferenz aus Typkurve [-]

Die Typkurvenvorlage mit den Funktionen der dimensionslosen Druckhöhenänderungen und mit deren dimensionslosen Ableitungsfunktionen nach Bourdet et al. (1983) ist in Bild 4 dargestellt.

Bild 5 zeigt die Anwendung der Typkurven. Die doppellogarithmische Auftragung des Druckanstiegs und ihre erste mathematische Ableitung werden mit der am besten passenden Typkurve für den Druckanstieg und deren Ableitung zur Deckung gebracht. Zur einfachen

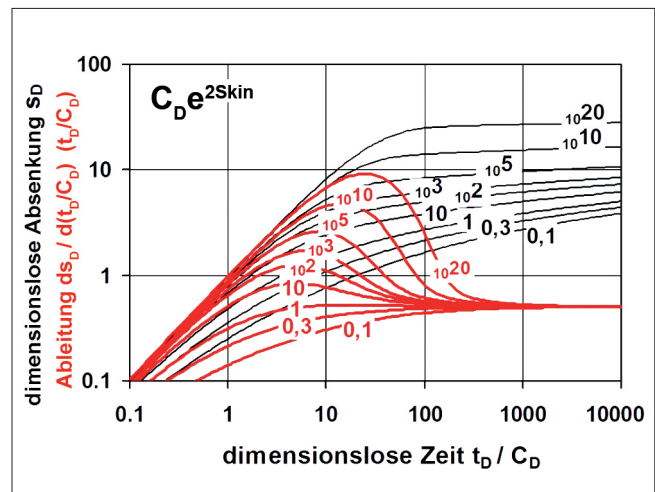


Bild 4: Typkurvenvorlage nach Bourdet et al. (1983) für Injektionsversuche (KRI)

Figure 4: Type curves according to Bourdet et al. (1983) for injection tests

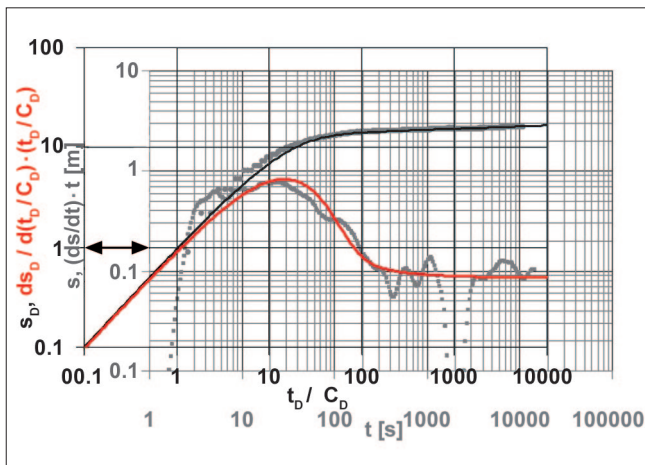


Bild 5: Handhabung der Typkurvenvorlage bei der Auswertung von Injektionsversuchen (KRI)

Figure 5: Type curve application for evaluation of injection tests

Ermittlung der Transmissivität T werden Deckungspunkte für s (Druckhöhendifferenz) und s_D (aus der zur Deckung gebrachten Typkurvenvorlage) abgelesen (hier z. B. $s = 0,2$ m und $s_D = 1$) und in die Formel für T eingesetzt. Für weitergehende Informationen wird auf Odenwald, et al. (2009) verwiesen.

Bild 6 zeigt die Messergebnisse eines Injektionsversuchs (KRI) in einer Erkundungsbohrung für die Instandsetzung der Neckarschleuse Besigheim. Der Injektionstest wurde in einem mit einem Einzelpacker gegen die Bohrlochsohle abgedichteten Bohrlochabschnitt durchgeführt. Von 14:20 Uhr bis ca. 15:20 Uhr wurde eine Rate von $Q = 0,05$ l/s in die abgepackte Teststrecke injiziert. Der Druckverlauf in der Teststrecke wurde in der Injektionsphase und in der Druckabbauphase

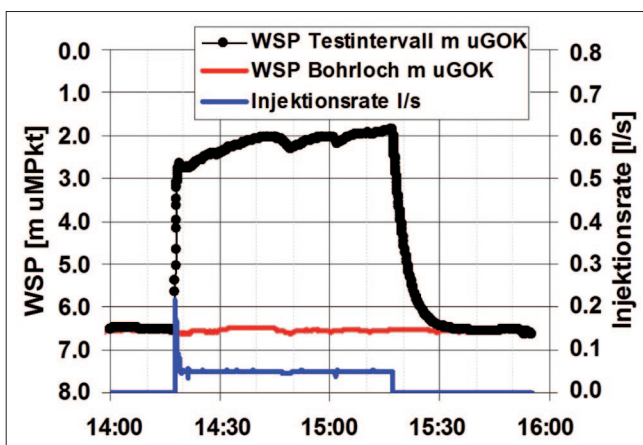


Bild 6: Messergebnisse eines Injektionstests mit konstanter Injektionsrate (KRI)

Figure 6: Measurement results of an injection test at a constant rate

kontinuierlich gemessen. Zur Kontrolle des Versuchsvorgangs wurden außerdem der Wasserstand im Bohrloch, die Injektionsrate und der Packerdruck gemessen und aufgezeichnet.

In Bild 7 sind die doppellogarithmische Auftragung des Druckverlaufs aus der Injektionsphase und die berechnete Ableitungsfunktion sowie die Anpassung an die Typkurvenvorlage nach Bourdet et al. (1983) dargestellt. Aus der ermittelten Transmissivität von $T = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ kann mit Division durch die Teststreckenlänge von 1,7 m der (mittlere) Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 7 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ für den Teststreckenabschnitt berechnet werden.

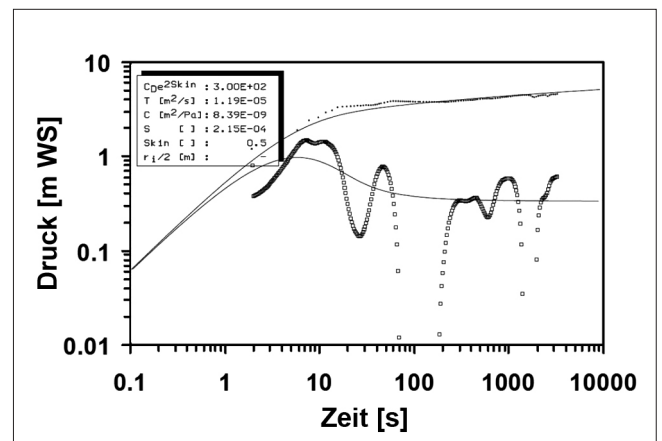


Bild 7: Auswertung des KRI mit dem Typkurvenverfahren nach Bourdet et al. (1983)

Figure 7: Evaluation of the injection test using the type curve method according to Bourdet et al. (1983)

4.3 Spezielle Bohrlochversuche (geschlossene Systeme)

Special borehole tests (closed systems)

Zur zuverlässigen Bestimmung geringer Gebirgsdurchlässigkeiten werden Bohrlochversuche mit geschlossenem System gemäß DIN EN ISO 22282-6 (2008) durchgeführt. Dies bedeutet, dass der zu prüfende Bohrlochabschnitt mit einem Packersystem abgeschlossen wird (Bild 8). Hierbei kann es sich um eine Doppelpacker- oder eine Einzelpackeranordnung handeln, mit der der Bohrlochabschnitt zwischen Packer und Bohrlochsohle getestet wird.

Für die Bohrlochversuche mit geschlossenem System wird ein Testventil benötigt, mit dem der Durchgang zwischen dem Testrohr und der Packerstrecke geöffnet und geschlossen werden kann. Mit Druckaufnehmern,

die über, zwischen und unter den Packern angeordnet sind, werden dabei die Wasserdrücke p_1 , p_2 und p_3 gemessen (Bild 8).

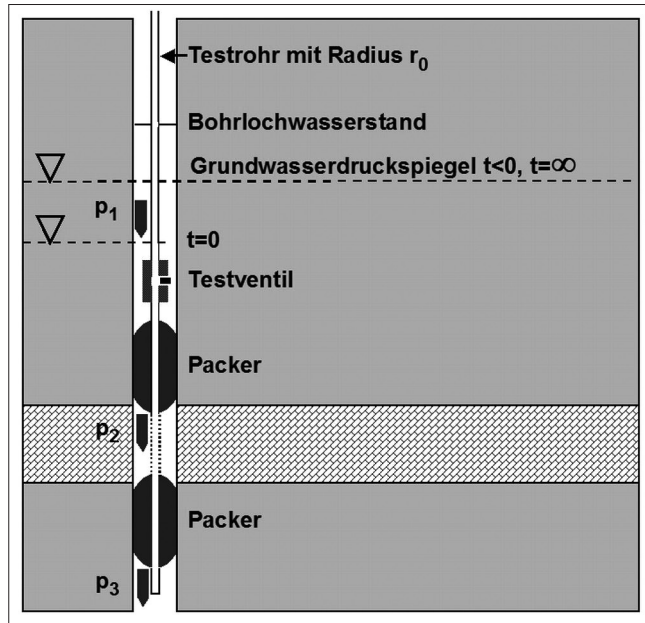


Bild 8: Bohrloch-Testequipment für Slug-, Drill-Stem- und Pulse-Tests am Beispiel einer Doppelpackeranordnung

Figure 8: Borehole test equipment for slug, drill stem and pulse tests exemplified by a double packer configuration

Bei geschlossenem Ventil wird der Wasserspiegel im Testrohr um einige Meter abgesenkt, z.B. durch Abpumpen oder Ausschöpfen von Wasser (alternativ kann auch eine Erhöhung des Testrohrwasserspiegels erfolgen). Wird das Testventil anschließend geöffnet, strömt Wasser aus dem abgepackerten Gebirgsabschnitt in das Testrohr nach, bis der Testrohrwasserspiegel den Ruhedruck des Aquifers erreicht hat (Fließphase). Je nach Schaltsequenz des Testventils und daraus resultierenden Fließ- und Schließphasen unterscheidet man die drei Testarten Slug-Test (SLUG), Drill-Stem-Test (DST) und Pulse-Test (PULSE).

4.3.1 Slug-Test Slug test

Slug-Tests kommen in durchlässigem bis schwach durchlässigem Untergrund ($k = \text{ca. } 10^{-4}$ bis 10^{-8} m/s) zur Anwendung. Der Slug-Test besteht nur aus einer Fließphase. Das Testventil bleibt geöffnet, bis durch das nachströmende Wasser der Ruhedruck des Gebirgsabschnitts erreicht ist. Die Auswertung erfolgt mit einem

instationären Lösungsverfahren, wie z. B. dem Typkurvenverfahren nach Cooper et al. (1967) (Bild 9).

Die Daten der Wasserspiegelerholung werden als Quotient der Restabsenkung (bzw. Restaufhöhung) s zum Zeitpunkt t und der maximalen Absenkung (bzw. Aufhöhung) s_0 zu Versuchsbeginn ($t = 0$) in linearem Maßstab auf der y-Achse gegen die Zeit auf der x-Achse in logarithmischem Maßstab aufgetragen.

Die in gleichem Maßstab vorliegende Typkurvenschar (Bild 9) wird in x-Richtung auf die Datenkurve geschoben, bis eine Typkurve mit der Datenkurve bestmöglich übereinstimmt. Aus einem beliebigen Deckungspunkt auf den x-Achsen für den Messzeitpunkt t und den dimensionslosen Zeitpunkt t_D der gewählten Typkurve bestimmt sich die Transmissivität T zu

$$T = \frac{t_D \cdot r_0^2}{t}$$

mit:

- T: Transmissivität des Gebirges [m^2/s]
- r_0 : Bohrlochradius [m]
- t: Messzeitpunkt nach Versuchsbeginn [s]
- t_D : dimensionsloser Messzeitpunkt aus Typkurve [-]

Aus der Transmissivität ergibt sich nach Division durch die Mächtigkeit M der Teststrecke der Durchlässigkeitsbeiwert k als Mittelwert für die Teststrecke.

Um eine sicherere Auswahl der Typkurve zu ermöglichen, wird in der Praxis mit der ersten mathematischen Ableitung der Absenkkurve gearbeitet und bei der Anpassung die Ableitung der Typkurve mit der Ableitung der Datenkurve zur Deckung gebracht.

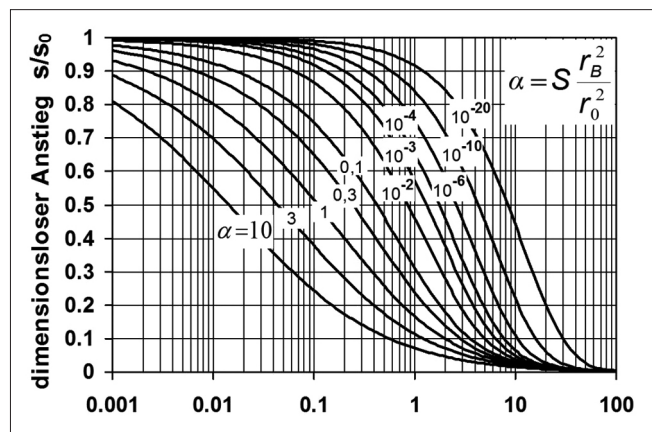


Bild 9: Typkurven nach Cooper et al. (1967) für Slug-Tests
Figure 9: Type curves according to Cooper et al. (1967) for slug tests

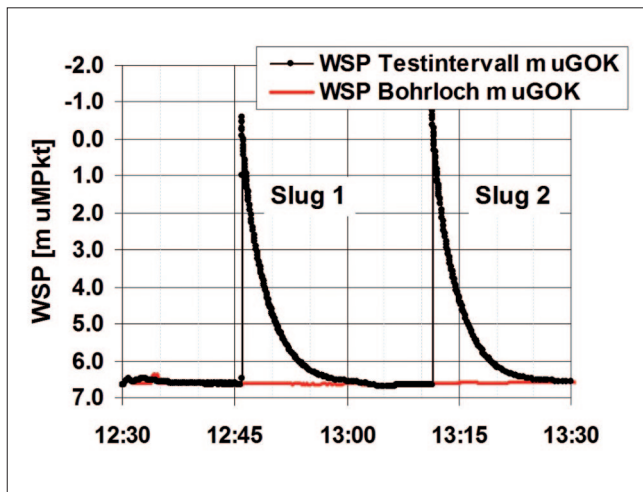


Bild 10: Messergebnisse von zwei Slug-Tests (SLUG)
 Figure 10: Measurement results of two slug tests

In Bild 10 sind die Messergebnisse von zwei Slug-Tests dargestellt, die ebenfalls in der o.g. Erkundungsbohrung für die Instandsetzung der Neckarschleuse Besigheim im gleichen abgepackerten Bohrlochabschnitt vor dem KRI-Test durchgeführt wurden. Durch das Öffnen des Testventils wurde ein Wasserdruckanstieg von jeweils ca. 7 m WS aufgebracht. Durch das Abströmen des Wassers aus dem Testrohr über die abgepackte Teststrecke in das Gebirge stellte sich der Ruhewasserdruck ungefähr jeweils 15 Minuten nach Öffnen des Testventils wieder ein. Auch hier wurde der Wasserdruck in der Teststrecke während den beiden Slug-Tests kontinuierlich gemessen. Ebenso wurden zur Kontrolle des Versuchsverlaufs zusätzlich der Wasserstand im Bohrloch und der Packerdruck kontinuierlich gemessen und aufgezeichnet.

Bild 11 zeigt die Auswertung des zweiten Slug-Tests mit der Anpassung der Messwerte an die Typkurvenvorlage nach Cooper et al. (1967). Aufgetragen sind die Messwerte der Wasserdruckabsenkung sowie der Ableitung der Absenkkurve, die mit den Typkurven für die dimensionslose Absenkung und die Ableitung der dimensionslosen Absenkkurve zur Deckung gebracht wurden. Durch die Auswertung wurde eine Transmissivität des Festgesteins im Bereich des Testabschnitts von $T = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ ermittelt. Durch Division durch die Länge der Teststrecke (1,7 m) ergibt sich ein Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 7 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$. Die Auswertungen des Injektionsversuches mit konstanter Injektionsrate (KRI) (siehe Abschnitt 3.2) und des in der gleichen Teststrecke durchgeführten Slug-Tests ergaben in diesem

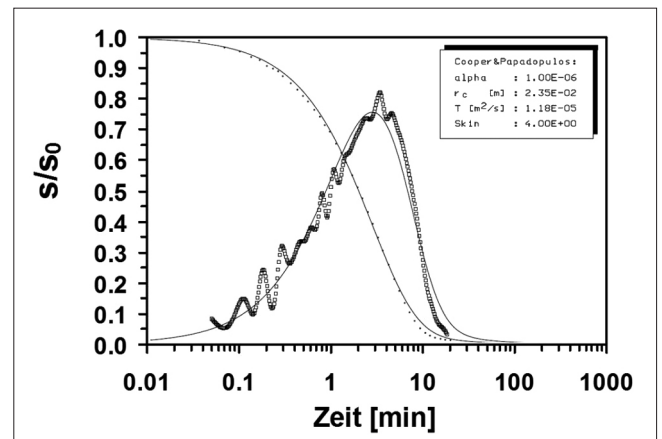


Bild 11: Auswertung des Slug-Tests mit dem Typkurvenverfahren nach Cooper et al. (1967)

Figure 11: Evaluation of the slug test using the type curve method according to Cooper et al. (1967)

Fall die gleichen Ergebnisse für die Gebirgsdurchlässigkeit im Bereich der Teststrecke.

4.3.2 Pulse-Test Pulse test

Mit Pulse-Tests können Durchlässigkeiten in sehr schwach durchlässigem Untergrund ($k < 10^{-8} \text{ m/s}$) bestimmt werden. Beim Pulse-Test wird das Testventil unmittelbar nach Einstellung der maximalen Druckänderung im Testabschnitt wieder geschlossen. Die Messung erfolgt bis zum Erreichen des Ruhedruckes im Testintervall. Der Pulse-Test besteht somit nur aus einer Schließphase. Bei dieser Art der Versuchsdurchführung erfolgt kein Volumenausgleich im Testrohr, sondern lediglich ein Druckausgleich im abgeschlossenen Testabschnitt. Es werden die gleichen Auswerteverfahren wie beim Slug-Test angewendet, wobei für die Auswertung das Quadrat des Testrohrradius (als Maßzahl für den Zustromquerschnitt beim Slug-Test) beim Pulse-Test durch einen Ausdruck für die Systemkompressibilität des Testequipments ersetzt wird.

In Bild 12 sind die aufgezeichneten Messwerte während eines Pulse-Tests, der in einer anderen Erkundungsbohrung für die Instandsetzung der Neckarschleuse Besigheim durchgeführt wurde, dargestellt. Nach dem Setzen des Packers um 12:30 Uhr wurde um 12:56 Uhr das Testventil für wenige Sekunden geöffnet, um den aus der Wassersäule im Testrohr resultierenden Druckimpuls als Pulse-Test in die Teststrecke zu übertragen. Der sich

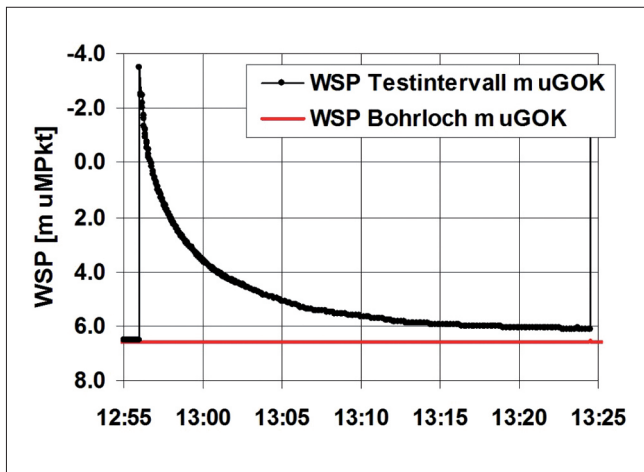


Bild 12: Messergebnisse eines Pulse-Tests (PULSE)
 Figure 12: Measurement results of a pulse test

nach dem Schließen des Testventils in der Teststrecke einstellende Druckabbau wurde bis 13:25 Uhr gemessen.

Die Auswertung des Pulse-Test ist in Bild 13 dargestellt. Die mit dem Typkurvenverfahren nach Cooper et al. (1967) ermittelte Transmissivität liegt bei $6 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$, woraus bei einer Teststreckenlänge von 0,9 m eine mittlere Gebirgsdurchlässigkeit im Bereich des Testabschnitts von $k = 7 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ resultiert.

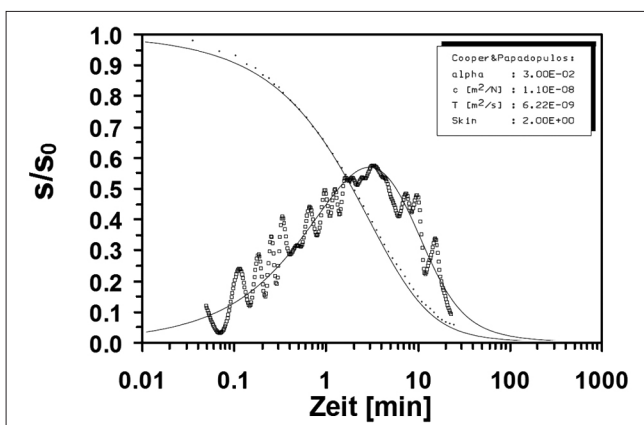


Bild 13: Auswertung des Pulse-Tests mit dem Typkurvenverfahren nach Cooper et al. (1967)
 Figure 13: Evaluation of the pulse test using the type curve method according to Cooper et al. (1967)

4.3.3 Drill-Stem-Test Drill stem test

Drill-Stem-Tests eignen sich zur Durchlässigkeitsbestimmung in schwach durchlässigem Untergrund ($k = \text{ca. } 10^{-6} - 10^{-8} \text{ m/s}$). Der Drill-Stem-Test besteht aus einer

Fließ- und einer Schließphase. Das Testventil bleibt geöffnet, bis aus der Änderung Δh der Wassersäule im Testrohr mit dem Radius r_0 über die Zeit Δt eine Fließrate $Q = (\Delta h \cdot \pi \cdot r_0^2) / \Delta t$ bestimmt werden kann. Hierzu wird die anfängliche lineare Wasserdruckänderung in der Größenordnung von i. d. R. einigen cm bis wenigen dm WS (ca. 10% der maximalen Druckänderung) benötigt. Danach wird die Fließphase durch Schließen des Ventils beendet. Während der Schließphase wird die Wiedereinstellung des Ruhedrucks im Testabschnitt gemessen. Mit der ermittelten Fließrate Q kann der Druckverlauf nach Schließen des Testventils (Schließphase) wie ein Wiederanstieg nach einem Pumpversuch bzw. wie eine Druckerholung nach einem Injektionsversuch ausgewertet werden.

Bild 14 zeigt die aufgezeichneten Messwerte während eines Drill-Stem-Tests, der ebenfalls in einer weiteren Erkundungsbohrung für die Instandsetzung der Neckarschleuse Besigheim durchgeführt wurde. Die Messwertaufzeichnung umfasst den kurzen Messzeitraum von zwei Minuten zwischen 13:24 Uhr und 13:26 Uhr. Das Testventil wurde um 13:24:45 Uhr bei einem hydraulischen Ruhepotenzial von ca. 3 m unter Gelände geöffnet, wodurch der Wasserdruck im Testabschnitt um ca. 4 m WS angehoben wurde. Danach fließt das Wasser aus dem bis ca. 1 m über Gelände gefüllten Testrohr zunächst wie bei einem Slug-Test über die abgepackte Teststrecke ins Gebirge ab. Durch Schließen des Testventils um 13:25:01 Uhr wird die Fließphase beendet und es wird der sich danach ergebende Druckabbau bis zur Einstellung des Ruhepotenzials gemessen (Schließphase). Aus dem Testrohrradius $r_0 = 23,5 \text{ mm}$

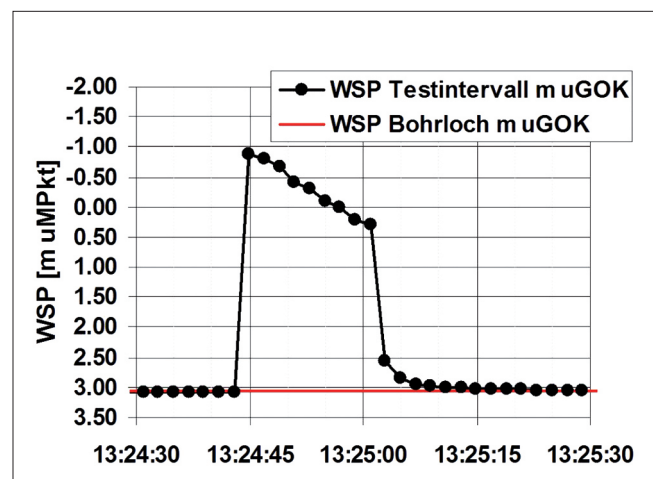


Bild 14: Messergebnisse eines Drill-Stem-Tests (DST)
 Figure 14: Measurement results of a drill stem test

und der Wasserspiegelabsenkung im Testrohr $\Delta h = \text{ca. } 1,3 \text{ m}$ während der Fließphase $\Delta t = 16 \text{ s}$ ergibt sich eine Injektionsrate $Q = 0,14 \text{ l/s}$.

In Bild 15 ist die Auswertung der Schließphase des Drill-Stem-Tests (DST) mit dem Typkurvendeckungsverfahren nach Bourdet et al. (1983) dargestellt. Die Schließphase nach dem DST wird damit wie der Wiederanstieg nach einem Pumpversuch bzw. der Druckwiederabfall nach einem KRI ausgewertet. Mit der aus der Typkurvendeckung erhaltenen Transmissivität $T = 1,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ ergibt sich bei einer Länge der Teststrecke von 2 m eine mittlere Gebirgsdurchlässigkeit im Bereich der Teststrecke von $k = 9 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$.

Die ermittelte Gebirgsdurchlässigkeit liegt damit deutlich über dem Durchlässigkeitsbereich, für den der DST idealerweise das geeignete Verfahren darstellt. Dies zeigt sich hier in der sehr kurzen Versuchsdauer und dem relativ hohen Druckabfall in der Fließphase, der den üblicherweise angesetzten Anteil von ca. 10% der gesamten Druckänderung deutlich überschreitet. Auf Grund der vergleichsweise hohen Durchlässigkeit des Festgesteins im Bereich der Teststrecke ist der Druckabfall während der Schließphase bis zum Erreichen des Ruhedrucks sehr rasch, sodass nur relativ wenige Messwerte während dieses Zeitabschnittes für die Auswertung verwendet werden konnten.

Wie aus dem Beispiel ersichtlich, kann der DST mit entsprechend kurzer Fließphase jedoch auch in durchlässigerem Untergrund eingesetzt werden. Ein Nachteil

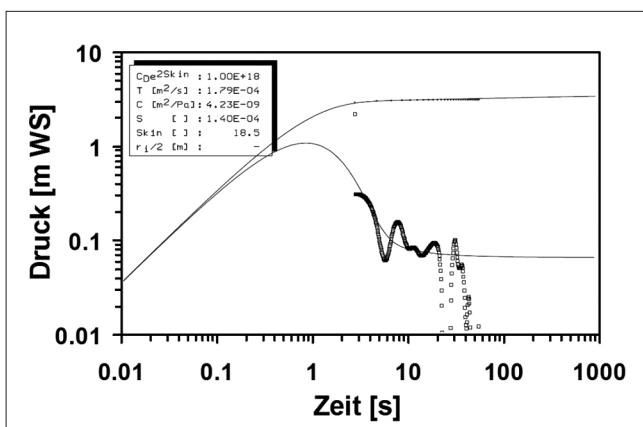


Bild 15: Auswertung des Drill-Stem-Tests (DST) mit dem Typkurvendeckungsverfahren nach Bourdet et al. (1983)

Figure 15: Evaluation of the drill stem test using the type curve method according to Bourdet et al. (1983)

der kurzen Fließphase ist jedoch, dass der Versuch nur eine geringe Reichweite um das Bohrloch erreicht. Bei einem KRI können mit entsprechend langen Injektionsphasen größere Reichweiten erzielt werden. Das Ergebnis wäre dann für ein entsprechend größeres Gebirgsvolumen repräsentativ.

Mit entsprechend langen Fließphasen können mittels DST auch Transmissivitäten von sehr schwach durchlässigem Untergrund bestimmt werden. Vorteil gegenüber dem Pulse-Test ist dabei eine größere Reichweite, Nachteil ist allerdings eine deutlich längere Testdauer.

5 Schlussfolgerungen Conclusions

Zur Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit von Festgestein werden häufig Wasserdruckversuche (WD-Tests) durchgeführt. WD-Tests dienen zur Beurteilung des Verformungsverhaltens des Gebirges in Abhängigkeit vom aufgebrachten hydraulischen Druck und der Verpressfähigkeit des Gebirges. Zur Ermittlung der Gebirgsdurchlässigkeit sind WD-Tests jedoch nicht geeignet, da lediglich quasi-stationäre Strömungszustände ausgewertet werden, wodurch wesentliche Strömungseinflüsse nicht erkannt und deshalb bei der Auswertung auch nicht berücksichtigt werden können.

Dagegen sind Bohrlochversuche mit instationärer Auswertung der Versuchsergebnisse, durch die die wesentlichen Strömungseinflüsse erkannt, interpretiert und berücksichtigt werden können, zur zuverlässigen Ermittlung von Gebirgsdurchlässigkeiten geeignet. Die erforderlichen Versuchseinrichtungen wie auch die Versuchsdauer sind dabei weitgehend gleich wie beim klassischen WD-Test, die Versuchsdurchführung zielt jedoch auf die Gewinnung und Auswertung definierter zeitlicher Druckänderungen. Die Versuchsart richtet sich nach der zu erwartenden Größenordnung der Gebirgsdurchlässigkeit, die aus Beobachtungen während des Bohrens und der Aufnahme der Bohrkerns abzuschätzen ist. Die Auswertung der Versuche erfordert gegenüber dem WD-Test einen höheren Zeitaufwand, entsprechende EDV-gestützte Auswerterroutinen sowie insbesondere vertiefte Kenntnisse und Erfahrungen auf dem Gebiet der geohydraulischen Erkundung.

Um die räumliche Verteilung der Gebirgsdurchlässigkeit zuverlässig ermitteln zu können, sind die Versuche in einer ausreichenden Anzahl über den Versuchsbereich verteilter Bohrungen sowie tiefendifferenziert durchzuführen.

6 Literatur *References*

Busch, K.-F., Luckner, L., Thiemer, K. (1993): Geohydrologik. Lehrbuch der Hydrogeologie, Band 3, 3. Auflage, Gebrüder Bornträger, Berlin, Stuttgart.

Bourdet, D., Whittle, T. M., Douglas, A. A., Pirard, Y. M. (1983): A new set of type curves simplifies well test analysis. World Oil (May 1983), 7 S., 10 Abb., 3 Tab.; Houston, Texas.

Cooper, H. H., Bredehoeft, J. D., Papadopoulos, I. S. (1967): Response of a Finite-Diameter Well to an Instantaneous Charge of Water. Water Resources Research, Vol. 3, No.1, pp. 263-269.

DGEG (1984): Wasserdruckversuch in Fels – Empfehlung Nr. 9 des Arbeitskreis 19 – Versuchstechnik Fels der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.

DIN EN ISO 22282-3 (2008): Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Geohydraulische Versuche – Teil 3: Wasserdruckversuch im Fels. Beuth Verlag, Berlin.

DIN EN ISO 22282-4 (2008): Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Geohydraulische Versuche – Teil 4: Pumpversuche. Beuth Verlag, Berlin.

DIN EN ISO 22282-6 (2008): Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Geohydraulische Versuche – Teil 6: Wasserdurchlässigkeitsversuche im Bohrloch unter Anwendung geschlossener Systeme. Beuth Verlag, Berlin.

Ewert, F.-K. (2004): 70 Jahre Erfahrungen mit WD-Versuchen – wozu sind sie nützlich? Geotechnik 27, Nr. 1, S. 13-23.

Gringarten, A. C., Bourdet, D., Landell, P. A., Kniazeff, V. J. (1979): A comparison between different skin and wellbore storage type-curves for early-time transient analysis. Presented at the SPE-AIME 54th Annual Technical Conference and Exhibition, Society of Petroleum Engineers, SPE-8205; Las Vegas, Nevada.

Herth, W., Arndts, E. (1994): Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung. 3. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

Jacob, C. E. (1940): On the Flow of Water in an Elastic Artesian Aquifer. Transactions Amer. Geophys. Union, pp. 574-586.

Kruseman, G. P., de Ridder, N. A. (1991): Analysis and Evaluation of Pumping Test Data. Publication 47, International Institute for Land Reclamation and Improvement ILRI, Second Edition, Wageningen, The Netherlands.

Odenwald, B., Hekel, U., Thormann, H. (2009): Kap. 10: Grundwasserströmung - Grundwasserhaltung. In: Witt, K. J. (Hrsg.): Grundbau-Taschenbuch, Teil 2: Geotechnische Verfahren, 7. überarbeitete u. aktualisierte Auflage, S. 485-654, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

Odenwald, B., Schwab, R. (2004): Grundwasserhaltung beim Neubau einer Schleuse im Mittellandkanal mittels Grundwassermodellierung. Tiefbau, 116. Jahrgang, Heft 3, S. 126-128.

Theis, C. V. (1935): The Relation between the Lowering of the Piezometric Surface and the Rate and Duration of Discharge of a Well using Groundwater Storage, Transactions Amer. Geophys. Union, pp. 519-524.